



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
DEL ESTADO DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES DE
UN PUENTE VEHICULAR DEL ESTADO
DE MÉXICO CON BASE EN RIESGO Y
CONFIABILIDAD”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

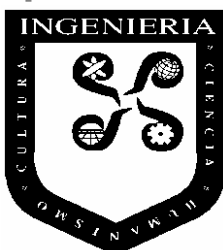
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

FEBE HELIA ORTIZ MADRID

DIRECTOR DE TESIS:

DR. DAVID DE LEÓN ESCOBEDO



TOLUCA MÉXICO

2008

DEDICATORIAS

A mi Dios y Señor

A mis padres

A mis hermanos

A Vitali

AGRADECIMIENTOS

Al que vive y reina, Jesucristo porque solo por Él soy y me muevo, y sin Él nada puedo, te amo Señor, tú eres mi fortaleza, mi roca y castillo, eres mi libertador, eres mi escudo, la fuerza de mi salvación, mi alto refugio, mi fiel amigo, simplemente eres mi todo y más.

A mi padre, por estar siempre ahí, por su apoyo y sacrificio para que esta meta fuera cumplida. Te amo papá.

A mi madre, por su apoyo y porque siempre me ha impulsado a seguir, te amo.

A Vitali, mi amado amigo y mi compañero en momentos de alegría, de tristeza, de tranquilidad, y de tensión también; gracias por tu paciencia, este trabajo también es tuyo.

A mis hermanos Raquel, Marce, Eyamin y Eliud, porque son parte importantísima de mi vida.

A mis “hermosos” amigos, gracias por su cariño.

A Ana, mi amiga de toda la vida.

A Eulalio Aguirre por su ejemplo, y amor para con nosotros, gracias hermano.

A los profesores que se portaron como amigos fuera del aula, gracias por su tiempo y dedicación.

CONTENIDO

Notación	7
1. INTRODUCCIÓN	
1.1. Presentación	10
1.2. Antecedentes	14
1.3. Planteamiento del problema	16
1.4. Objetivos y Alcances	17
1.5. Organización del Trabajo	18
2. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE Y RESULTADOS DE LAS PRUEBAS REALIZADAS	
2.1. Descripción del Puente de Estudio	20
2.1.1 Antecedentes de Construcción	20
2.1.2 Características Estructurales	20
2.1.3 Características del Flujo Vehicular	26
2.2. Descripción de las Pruebas Realizadas	28
2.2.1 Pruebas Realizadas en Condiciones normales de Operación	28
2.2.2 Pruebas Realizadas con Carga viva Controlada	30
2.2.2.1 Características de la Carga Viva Controlada	31
3. DEFINICIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE VIBRACIÓN EN PUENTES	
3.1. Conceptos básicos de riesgo	35
3.1.1. Introducción	35
3.1.2. Definición de Riesgo	36
3.2. Conceptos básicos de confiabilidad	37
3.2.1. Introducción	37
3.2.2. Definición de la probabilidad de falla	38
3.3. Equilibrio económico entre costo de consecuencias y seguridad contra vibraciones	40

4. EVALUACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO POR VIBRACIONES	
4.1. Introducción	45
4.2. Criterio 1: Valor Permisible de Servicio del Puente	46
4.2.1. Desarrollo de la ecuación del costo esperado en el ciclo de vida del puente	46
4.2.2. Cálculo de la Probabilidad de Falla Aceptable (Pf)	48
4.2.2.1. Cálculo del costo de consecuencias (Cd)	48
4.2.2.1.1. Costo de Reparación del Puente para Mitigar las Vibraciones	48
4.2.2.1.2. Costo de sustitución de ruta por una alternativa durante reparaciones.	49
4.2.2.2 Probabilidad de Falla Aceptable	52
4.2.3. Estado Límite de Servicio del Puente de Estudio	53
4.3. Criterio 2: Cálculo de la Vida Remanente del Puente	60
4.4. Criterio 3: Uso de Referencias Como Criterio de Evaluación del Estado de Servicio del Puente	66
4.4.1 Criterio Publicado por el CPH (Comisión Permanente de Hormigón)	66
4.4.2 Criterio del Estado Límite de Servicio Para Construcciones de Nueva Zelanda	69
4.4.3 Criterio DEL ABS (American Bureau Of Shipping)	72
4.5 Resumen del Capítulo	74
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
Conclusiones	77
Recomendaciones	79
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	80
ANEXO 1: Bondad de Ajuste por Chi-cuadrada	83
ANEXO 2: Cálculo de las Propiedades Dinámicas del Puente	86

NOTACIÓN:

<i>Riesgo</i>	Valor ponderado de consecuencias indeseables
f_0	Frecuencia de vibración
$\Delta_{m\acute{a}x}$	Deflexión máxima
$\Delta_{m\acute{a}x p}$	Deflexión máxima permisible
α	Parámetro de forma de la distribución de probabilidades de Frechet
<i>a</i>	Aceleración
<i>a</i>	Longitud requerida en el criterio de CPH
$a_{m\acute{a}x}$	Aceleración máxima
β	Parámetro de escala de la distribución de probabilidades de Frechet
<i>b</i>	Ancho total de la calzada
χ^2	Variable con distribución chi-cuadrada
<i>Cc</i>	Costo de consecuencias
<i>C_d</i>	Costo futuro equivalente, debido al mantenimiento y una supuesta falla
<i>C_f</i>	Costo futuro equivalente, debido al mantenimiento y una supuesta falla
<i>C_i</i>	Costo inicial
<i>C_L</i>	Costo total
<i>C_t</i>	Costo total
<i>D</i>	Parámetro de la prueba de chi-cuadrada
<i>E</i>	Valor esperado
<i>EI</i>	Rigidez a flexión
ε_i	Número esperado de eventos en un intervalo.
<i>f</i>	Frecuencia de vibración Hz
<i>F(l_i)</i>	Función en el límite inferior de un intervalo
<i>F(S_j)</i>	Función de distribución de probabilidad en el límite superior de un intervalo
<i>f(x)</i>	Función que depende del parámetro x
<i>f_c</i>	Resistencia especificada del concreto a compresión
<i>f₀</i>	La frecuencia de vibración del puente, en Hz.
<i>F_R</i>	Frecuencia relativa
∂	Derivada parcial
<i>k</i>	Número de intervalos de clase
<i>L</i>	Claro del puente
<i>l</i>	Claro del puente en m
<i>ln</i>	Logaritmo neperiano
<i>m</i>	Media
<i>M_{max}</i>	Máximo momento
<i>n</i>	Número de datos
<i>N_{anual}</i>	Número de ciclos estimados de carga y descarga aplicados de forma anual al puente de estudio.
<i>N_f</i>	Número de ciclos de falla
<i>N_{semana}</i>	Número de ciclos de carga y descarga en una semana aplicados al puente de estudio
<i>P</i>	Probabilidad
<i>P</i>	Carga puntual
<i>P_c</i>	Probabilidad de ocurrencia de las consecuencias
<i>P_E</i>	Probabilidad de excedencia
<i>P_f</i>	Probabilidad de falla

Q	Efectos de carga o solicitaciones
\ominus	Número observado de eventos en el intervalo
R	Resistencia de una estructura
r	Tasa anual neta de descuento
R	Diferencia de los esfuerzos entre 2.
σ	Desviación estándar
σ	Para una viga el esfuerzo por flexión
T	Vida de servicio del puente de estudio
T	Periodo promedio de la estructura
V	Valor presente
v	Grados de libertad
y_e	Flecha estática, en m, producida por una sobrecarga uniforme de 10 kN/m ² centrada en el claro y extendida a todo el ancho de la calzada y a una longitud a , expresada en m, de valor:
β	Índice de confiabilidad
Δ	Deflexión
ξ	Porcentaje de amortiguamiento global de la superestructura del puente
σ_c	Esfuerzo a compresión
σ_t	Esfuerzo a tensión
ω^2	Frecuencia circular de la superestructura del puente

**“ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES DE UN
PUENTE VEHICULAR DEL ESTADO DE MÉXICO
CON BASE EN RIESGO Y CONFIABILIDAD”**

1. INTRODUCCIÓN

1.1. PRESENTACIÓN

La infraestructura de un país y su desarrollo constituyen la plataforma más importante para su crecimiento económico. En este contexto la infraestructura que permite la comunicación por vía terrestre, se ha convertido en un elemento de gran trascendencia de integración nacional, al permitir el desplazamiento de su población a lo largo de su territorio y además al poner en contacto a productores, distribuidores y consumidores para hacer realidad gran parte de la actividad económica (Flores 2000).

Los puentes carreteros como parte de las vías terrestres constituyen así mismo, un elemento de suma importancia, resulta entonces justificable el realizar operaciones y los trabajos necesarios para que los puentes se mantengan con las características funcionales, resistentes e incluso estéticas con las que fueron proyectados y construidos. Sin embargo no existe en México una reglamentación adecuada para su análisis, diseño, construcción y mantenimiento; por ello surge la necesidad de prestar especial atención al estado y las condiciones estructurales en las que estos se encuentran, así como a la calidad de servicio que prestan.

En el caso de puentes, uno de los objetivos que debe buscar alcanzarse es lograr un comportamiento satisfactorio ante condiciones normales de operación y también ante ciertas acciones accidentales que se espera ocurran varias veces durante su vida útil. En términos de estados límite de servicio, este objetivo equivale a garantizar una probabilidad pequeña de que el parámetro de respuesta estructural rebase ciertos valores permisibles de servicio, definidos en el estado límite, excepto bajo acciones externas excepcionales.

En síntesis, el problema de algunos estados límite de servicio se puede considerar como una deficiencia en la rigidez o propiedades dinámicas en la estructura, la cual representa por sí sola una condición inaceptable en su comportamiento, pero que además, bajo ciertas circunstancias puede ocasionar deterioro en su resistencia. Se considera que uno de los estados límite de servicio más importantes es el de las vibraciones que se presentan ante el paso de carga viva que circule por ellos. A este respecto importan tanto las amplitudes de las vibraciones, como sus periodos o frecuencias.

El problema que se enfrenta hoy en día dentro del diseño estructural en relación al adecuado cumplimiento de los estados límite de servicio, paradójicamente, se debe al incremento de resistencia que se ha logrado en los materiales estructurales, acero y concreto principalmente, lo cual ha permitido proporcionar secciones resistentes de menor tamaño a las usuales. Esto en general, repercute en estructuras más flexibles, ya que la rigidez de los materiales no se incrementa en la misma proporción que su resistencia.

Los actuales criterios de diseño establecen un control de las deflexiones de los puentes por medio del cual, de manera indirecta, se pretenden satisfacer los estados límite de servicio. Dichas especificaciones son aplicables a cualquier tipo de material (concreto reforzado y presforzado o acero estructural). Desafortunadamente han sido desarrollados bajo criterios distintos a los prevalecientes en nuestro país, tanto en lo que se refiere al peso, dimensiones, velocidad y número de ejes de los vehículos, así como a las condiciones de mantenimiento y construcción que prevalecen en los puentes mexicanos, sin embargo, mientras no exista una normatividad que regule los estados límite de servicio, queda a juicio del proyectista o del ingeniero estructurista encargado de evaluar un puente en específico, el que busque los criterios que mejor se adapten a la evaluación requerida, en este sentido en lo que concierne a esta tesis se ha realizado un análisis de confiabilidad y riesgo, para tomar en cuenta las

características propias del sitio, y se ha comparado el estado límite con normatividad extranjera, que no se contraponen en ningún sentido.

El análisis de confiabilidad y riesgo provee el marco apropiado para considerar explícitamente las incertidumbres inherentes al proceso de diseño. Además, es necesario establecer límites permisibles acordes con el riesgo aceptable el cual pocas veces se considera de manera explícita. Para obras de infraestructura importantes, como son los puentes vehiculares, el nivel de riesgo aceptable debe estimarse cuidadosamente. Dicho nivel suele obtenerse como el producto de la probabilidad de exceder el estado límite de la estructura por los costos asociados a las consecuencias de dicha excedencia. Esta probabilidad depende de la vulnerabilidad del puente ante las acciones inciertas del tráfico vehicular y los costos dependen de los costos de daño al puente y de las operaciones de servicio que pudieran afectarse debido al estado de vibración en el mismo, es decir a las posibles interrupciones de tráfico debido a las reparaciones.

Se puede afirmar de forma general, que los puentes en la actualidad deben responder a solicitaciones mayores que para las que fueron diseñados (Rascón 2004). Cabe mencionar en este aspecto, que no sólo se refiere a cargas, si no también, a densidades mayores de tráfico, en específico los puentes del Estado de México, han tenido que sufrir este efecto, debido al crecimiento económico, industrial y poblacional de su zona territorial.

Esta tesis es producto del proyecto de investigación titulado “Evaluación del estado límite de vibraciones en un puente vehicular del Estado de México con Base en Confiabilidad” clave UAEM261/2006U desarrollado en la Facultad de Ingeniería; el proyecto ha identificado el estado límite de vibración que es aceptable para el “Paso Superior Vehicular Entronque Atizapán-Tianguistenco”.

Al compararlo con estudios previos del estado de vibración medido, ha sido posible determinar el nivel de desempeño del puente desde el punto de vista de la condición de servicio por vibraciones.

El estudio involucra la aplicación de conceptos de riesgo, por medio del cual se ha determinado cuál es el nivel de vibración aceptable a través del balance entre costos y confiabilidad. El proyecto ha tratado también con la identificación de propiedades dinámicas del puente, así como con métodos experimentales para la medición de vibración ante el flujo vehicular.

Dentro del proyecto se ha llevado a cabo la instrumentación y la medición de las vibraciones que se presentan en el puente ya mencionado, en el cual el diseño de su estructuración resulta típica (trabes preesforzadas tipo cajón, tierra mecánicamente estabilizada) en el Estado de México. De acuerdo a reportes de usuarios, dicho puente presenta condiciones de servicio deficientes debido a su “excesiva” vibración al exponerse a una carga dinámica, incluso en condiciones de servicio normales, con cargas producidas por los vehículos que transitan por él. Dentro de los objetivos del proyecto se encuentran; identificar el estado límite aceptable y generar recomendaciones para que las condiciones de servicio se mantengan dentro del estado límite y para que junto con los resultados de investigaciones posteriores donde se estudien otros tipos de puentes, se pueda incorporar esta condición en la normatividad actual de diseño.

1.2.ANTECEDENTES

El análisis de la vibración de los puentes tiene fundamentalmente dos vertientes de aplicación. Por un lado, el modelar o medir la respuesta de los puentes ante ciertos tipos de excitaciones, lo cual puede servir para evaluar potenciales daños sufridos por este tipo de estructura, estimando con ello el nivel de daño estructural e, incluso, la posición en la que se presenta este debilitamiento estructural. Por otro lado, y al estar asociados los niveles de vibración de estas estructuras al nivel de esfuerzos en sus elementos, es posible identificar qué factores, asociados a los vehículos o al mismo puente, afectan de manera importante la respuesta del puente y los esfuerzos inducidos en éste (Carrión y otros, 1999).

Los estudios de vibración son de gran utilidad para la determinación de las propiedades dinámicas de una estructura en forma práctica, eficiente y económica. De esta manera, es posible realizar algunas comparaciones con idealizaciones de modelos teóricos de estructuras, entre otras aplicaciones (Bennetts 2005), como se podrá ver en los siguientes ejemplos presentados de estudios realizados mediante el análisis de vibraciones:

En una investigación en aerodinámica sobre el puente de Lion en Vancouver, Canadá (Abdel y Ghaffar 1978), se utilizaron dos métodos para determinar las propiedades dinámicas de la estructura, un modelo continuo, donde se evaluaron las soluciones a las ecuaciones de movimiento de la estructura y un análisis experimental que consistió en la vibración ambiental del puente; se encontró que en algunos casos, las frecuencias de mayor amplitud en el modelo, no correspondían a las determinadas experimentalmente. En un estudio en un puente de California, se revisó la confiabilidad que existe entre los métodos de análisis dinámico, comparándolos con las propiedades dinámicas del puente obtenidas a través de vibración ambiental (Abdel y Ghaffar 1978).

Estudios de vibración ambiental en un puente de Kentucky, establecieron una comparación entre las propiedades dinámicas obtenidas del estudio de vibración ambiental y modelos teóricos empleando el método del elemento finito, llegando a resultados estrechamente relacionados entre el modelo y el método experimental (Harik y Allen 1997).

Con la experiencia obtenida en pruebas pasadas, se han desarrollado estudios encaminados a definir cuáles son los parámetros que influyen más significativamente tanto sobre el efecto dinámico de los puentes, como en el deterioro de los mismos. De esta forma, no es de extrañarse que existan en estos momentos estudios de investigación alrededor del mundo, y que los esfuerzos se enfoquen en aspectos específicos tales como los estudios de corrosión, de vibración y análisis estructural, de desarrollo de pruebas no destructivas y de simulación; por mencionar sólo algunos. De manera específica, los estudios de vibraciones han tenido un amplio crecimiento, al desarrollar técnicas con las que se espera lograr proponer un método de evaluación de la condición estructural del puente, con base a mediciones experimentales y estudios de simulación dinámica.

En México, el IMT (Instituto Mexicano del Transporte) ha desarrollado aproximaciones tanto teóricas como experimentales del análisis de la respuesta dinámica de estructuras tipo puente. Las aproximaciones experimentales han comprendido las estructuras tipo tridilosa, empleando técnicas de Fourier como de wavelets. El enfoque teórico que se ha desarrollado consiste en la aplicación de técnicas de elementos finitos con lo que se han llevado a cabo distintos análisis paramétricos (Rascón 2004).

Por otro lado el objetivo de la Teoría de Confiabilidad Estructural es caracterizar incertidumbres, permitiendo tomar, con base en la seguridad estructural, decisiones consistentes y racionales en el diseño o evaluación de una estructura. La aplicación de esta teoría, no intenta solamente predecir la probabilidad de que una estructura falle, sino que permite en estructuras específicas una evaluación sistemática del estado estructural; además de un ajuste de factores de seguridad para distintos diseños contemplados en los códigos existentes (De León 2001).

1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Para el análisis de una estructura tal como lo es un puente, es de interés poder evaluar el riesgo, debido al alto número de ciclos de aceleraciones a los que está sujeto durante su vida útil. Los análisis de fatiga y de confiabilidad, resultan ser herramientas que se puede utilizar para tomar decisiones respecto de parámetros de diseño y mantenimiento optimizando los costos asociados con la construcción de las estructuras, así como de las consecuencias económicas esperadas. También ofrece un panorama muy certero del estado actual de la estructura para poder recomendar estrategias de mitigación del riesgo presente.

Lo anterior debe tomar en cuenta el grado de sensibilidad y la tolerancia al movimiento vibratorio de los individuos de la sociedad en donde se ubica el puente así como del nivel socioeconómico de la región y, por otra parte, la tolerancia a la fatiga que presente el tipo de estructura de que se trate. Por ello, es importante establecer condiciones de servicio propias a cada sitio.

1.4. OBJETIVOS Y ALCANCES

— Objetivo General:

Obtener el estado límite de servicio por vibraciones, del puente de estudio que garantice un comportamiento aceptable; es decir que cumpla las funciones para las cuales ha sido diseñado, manteniéndose dentro de los límites que no afecten su correcto funcionamiento (Meli 2000), considerando su nivel de importancia, esto mediante un análisis de confiabilidad y riesgo.

— Objetivos Específicos:

- Describir el puente de estudio
- Describir los resultados de la instrumentación llevada a cabo en él.
- Determinar el estado límite de vibraciones aceptables para el puente, en función del balance entre costos y confiabilidad.
 - Realizar una comparación del régimen de aceleraciones presentado en la estructura, con valores permisibles.
 - Estimar la vida remanente del puente.

— Alcances:

En este trabajo se presenta el estado límite aceptable para el puente “Paso Superior Vehicular Atizapán – Tianguistenco” en función del balance entre costos y confiabilidad, que se ha basado en análisis simplificados de seguridad estructural y de fatiga; incluyendo una comparación con valores permisibles para el estado límite de servicio por vibraciones lo cual se expone en esta tesis.

1.5. ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO

La tesis está compuesta por cuatro capítulos. El primer capítulo hace una presentación del tema de estudio, plantea de forma general los antecedentes, los objetivos y alcances. En el segundo capítulo se describe el puente que se estudia, los resultados de las campañas de medición y de las pruebas realizadas. En el capítulo tercero se define la manera en que se establece el estado límite en puentes, se exponen también conceptos básicos de riesgo y confiabilidad que son utilizados en el capítulo cuatro, en el cual se presenta de manera descriptiva el desarrollo de la ecuación del costo esperado en el ciclo de vida del puente así como los análisis de fatiga y las comparaciones de niveles de vibración actuante con el permisible, en normas, en este caso se utilizó una norma española de la Comisión Permanente de Hormigón (CPH) (Ministerio 2007), la norma ABS (American Bureau Of Shipping) (ABS 2000) y una norma utilizada en Nueva Zelanda (Branz 1999) para el control de los estados límites de servicio. Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones. Por último se incluyen dos anexos donde se presenta:

1. Los resultados del ajuste aplicado a las distribuciones consideradas para representar la vibración máxima absoluta.
2. El cálculo de las propiedades dinámicas del puente.

**“ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES DE UN
PUENTE VEHICULAR DEL ESTADO DE MÉXICO
CON BASE EN RIESGO Y CONFIABILIDAD”**

**2. DESCRIPCIÓN DEL
PUENTE
Y RESULTADOS DE LAS
PRUEBAS REALIZADAS**

2.1 DESCRIPCIÓN PUENTE DE ESTUDIO

2.1.1 ANTECEDENTES DE CONSTRUCCIÓN

La vialidad de la zona industrial de Santiago Tianguistenco no era la más adecuada para el transporte de materias primas, por lo que los industriales de la zona se vieron en la necesidad de coordinarse con los Gobiernos Municipal y Estatal, para la construcción de un libramiento de casi cuatro kilómetros de longitud, el cual tenía que salvar en el Km. 0+991.08 la vialidad que une a las poblaciones de Santiago Tianguistenco y Mexicaltzingo, en el Estado de México, para lo cual se llevó a cabo la construcción de un paso superior vehicular denominado: P.S.V. “Entronque Atizapán –Tianguistenco” (Figura 2.1).

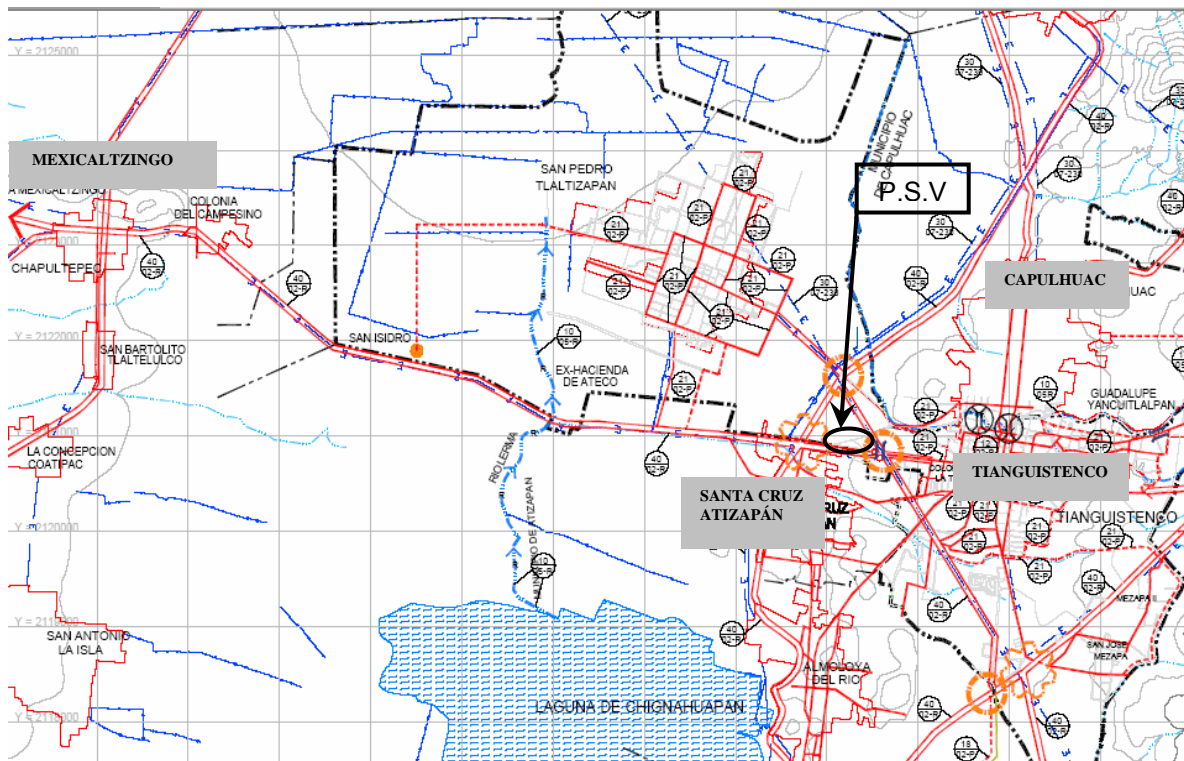


Figura 2.1. Ubicación del Puente de estudio.

Topográficamente la zona de cruce puede considerarse de lomerío regular. Para resolver el cruce se construyeron 2 estructuras en cuerpos separados (Figura 2.4), con un sólo claro de 30m, el cual por su longitud se clasifica como un claro medio (ANNIPAC 2004). El cruce se localiza en tangente horizontal con un esviaje de $39^{\circ}45'$ derecha (Figura 2.2), por lo cual se considera un puente irregular.

Construido en una curva vertical en cresta. Según datos del proyecto, la rasante de los cuerpos de libramiento está ubicada en la elevación 2532.0m, y la del camino inferior, en la elevación 2525.0m, la elevación media del terreno natural es de 2527.5m.

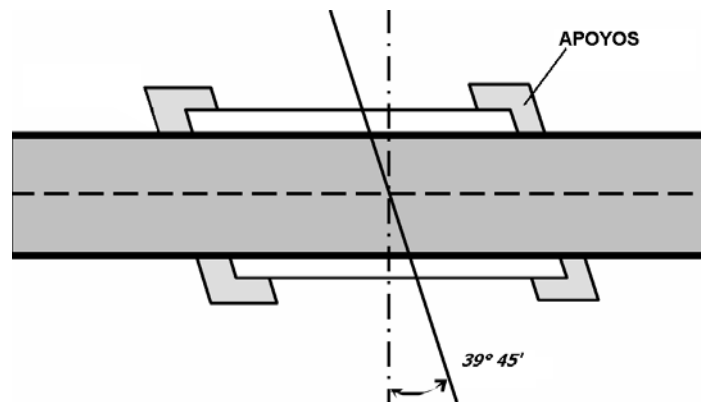


Figura 2.2. Esviaje: representación esquemática (ANIPAC 2004)

2.1.2 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

La superestructura esta formada en cada cuerpo por seis traveses (Figura 2.3a) de concreto presforzado $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, de sección cajón (Figura 2.3b). Las traveses están trabajando en colaboración con una losa de piso de concreto reforzado de 15 cm de espesor con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, con un acero cuyo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$; se utilizaron 39 torones con una capacidad de 19000 kg/cm^2 cada uno, y un diámetro de 1.27cm. El apoyo para las traveses esta integrado por cargadores de concreto con un $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$, y acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, además de apoyos integrales de neopreno, apoyo fijo y apoyos móviles.

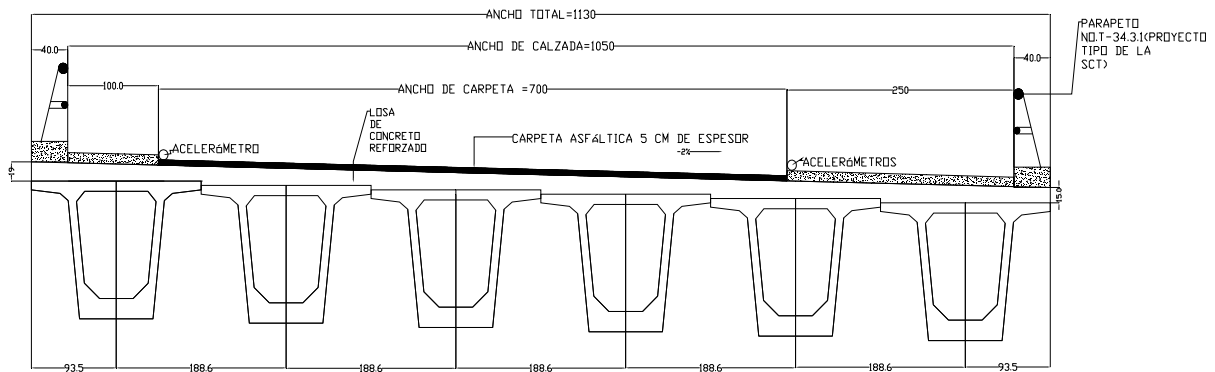


Figura 2.3a. Sección transversal, estructura del puente

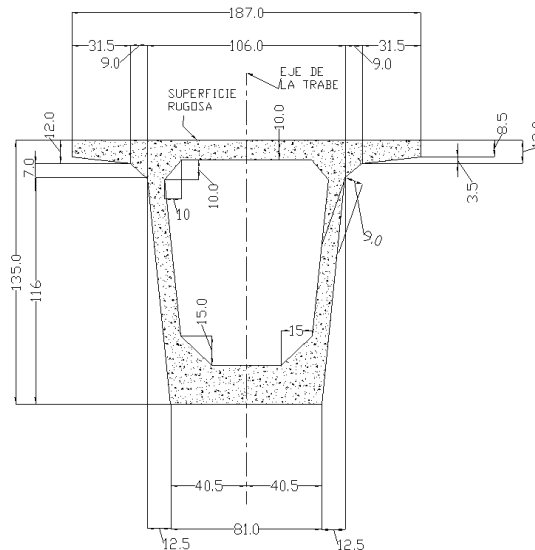


Figura 2.3b. Sección transversal viga.

Este tipo de sección tiene las siguientes ventajas:

- Alta rigidez torsional y flexionante, comparado con un elemento equivalente de sección abierta.
- Nervaduras anchas. Debido a esto es posible usar grandes relaciones claro/peralte, lo cual es una ventaja en los casos donde la profundidad de construcción esta limitada.
- El espacio encerrado dentro de la trabe puede ser útil para el paso de servicios o para otros propósitos. Por ejemplo, en una estructura una subestación eléctrica completa puede ser encerrada dentro de la sección.

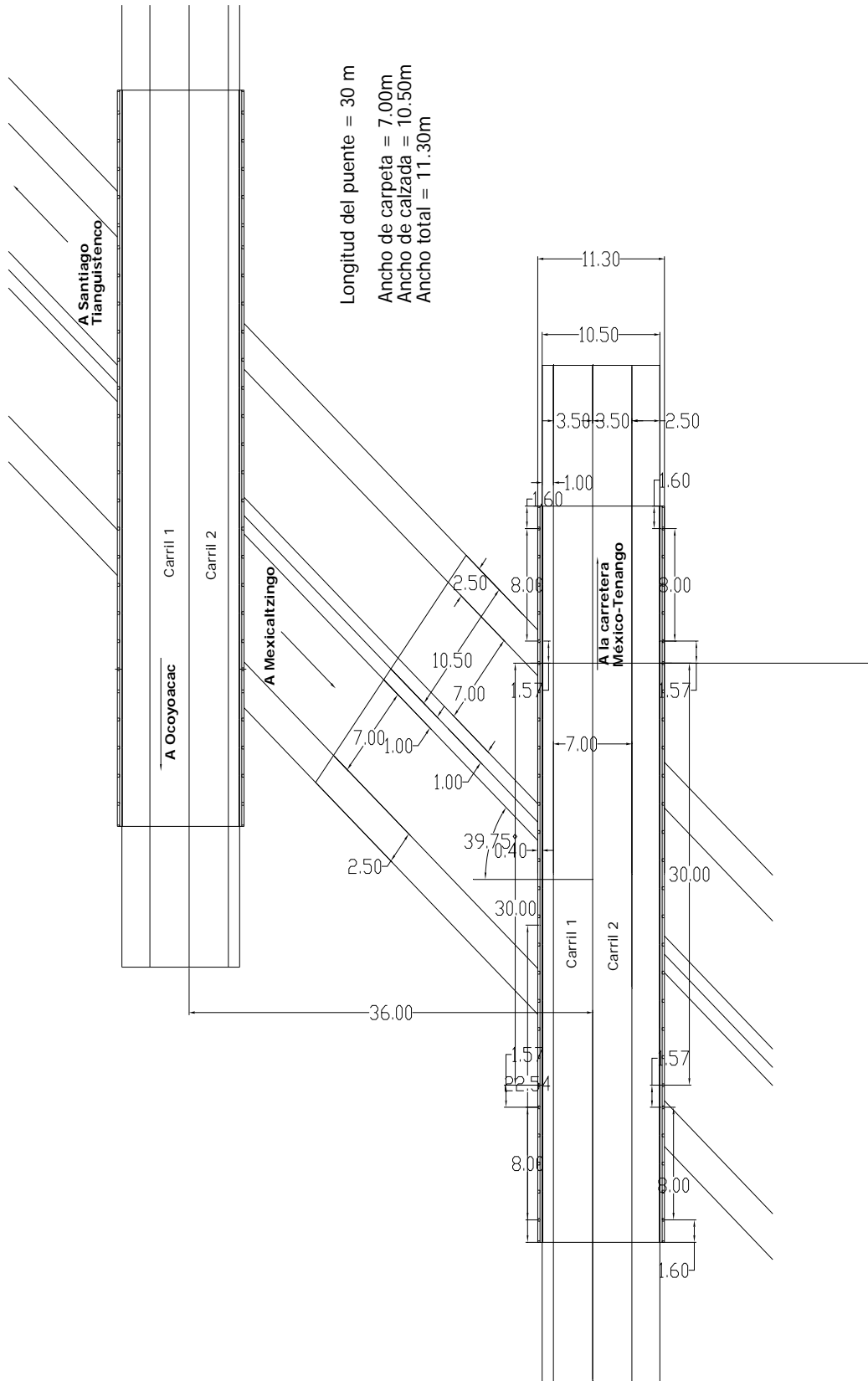


Figura 2.4. Planta del Paso Superior Vehicular

- El mantenimiento es más sencillo que para una trabe equivalente de sección abierta. El espacio interior puede ser herméticamente sellado, y el aire adentro puede secarse para proveer una atmósfera no corrosiva.
- La apariencia de una trabe cajón es generalmente más atractiva (Flores 2000).

En la Figura 2.5 se pueden ver las seis traveses de sección cajón del puente de estudio.



Figura 2.5. Vista de las traveses en el Puente de estudio.

De acuerdo a su tipo estructural este puente se denomina simplemente apoyado, y es de los más comunes, normalmente construidos con elementos presforzados, en la Figura 2.6 se puede ver una representación esquemática del tipo estructural del puente de estudio.

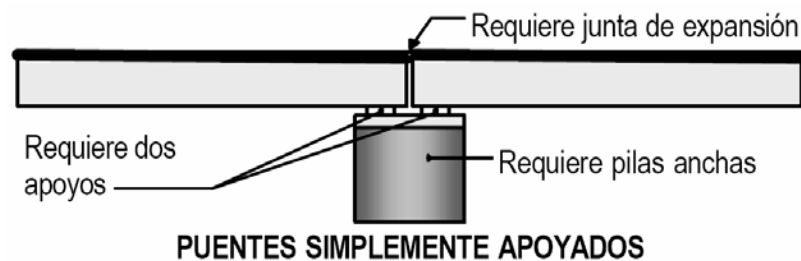


Figura 2.6. Manual de Diseño de elementos Prefabricados y Presforzados (ANNIPAC 2004)

El ancho de calzada es de 10.50m en donde se incluyen dos acotamientos, uno de 1.00m y otro de 2.50m, quedando un ancho de carpeta de 7.00m, para dar cabida a dos carriles de circulación.

La carga móvil de proyecto es T3-S2-R4 en un carril y HS-20 en el otro, en la Figura 2.7 se puede observar una representación esquemática de cada uno de estos vehículos de diseño así como características geométricas de peso y separación entre ejes.

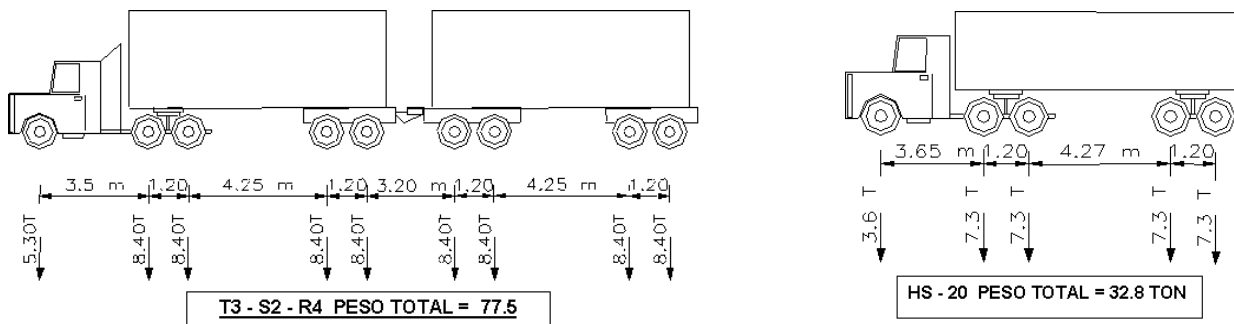


Figura 2.7. Carga móvil de diseño

La subestructura (Figura 2.8) consta de dos estribos de concreto ciclópeo $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$, cuyas dimensiones fueron adaptadas del manual de proyectos tipo de la SCT, para una capacidad del terreno a compresión de 4 kg/cm^2 , según el estudio de mecánica de suelos; los estribos están formados por diafragma, cuerpo y aleros los cuales tienen un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, la subestructura cuenta también, con una zapata de liga para unir las pilas de cimentación coladas "in situ", con perforación previa de 1.20m de diámetro, según las recomendaciones de mecánica de suelos.



Figura 2.8. Muro mecánicamente estabilizado

2.1.3 CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO VEHICULAR





Las características del flujo vehicular de diseño fueron obtenidas del Manual de Datos Viales de la SCT Federal, se consultaron los estudios 33, 37 y 40 para caminos del Estado de México (memoria de cálculo del proyecto). En estos se obtuvieron los aforos correspondientes a los caminos de la Tabla 2.1, y en la Figura 2.9 se presenta un mapa donde se puede ver la ubicación de estos caminos, considerados en el diseño, como los que tendrían una mayor influencia en las características de tránsito que habría en el libramiento del cual es parte el puente de estudio.

Tabla 2.1. Aforos Usados Para Diseño

Tramo carretero	TDPA (tránsito diario promedio anual)
Ocoyoacac-Santiago	6602 vehículos / año
Mexicaltzingo-Jalatlaco (En Santiago)	9300 vehículos / año
La Marquesa-Tenango del Valle (En Santiago)	4567 vehículos / año

En la memoria de cálculo del proyecto se estimó, considerando estos valores, del TDPA (Tránsito Diario Promedio Anual) para el libramiento y por tanto para el puente, es de 5000 vehículos / año (Tabla 2.2).

Tabla 2.2. Obtención del TDPA de Diseño

Vehículo	% Vehículos	# Vehículos
 Automóviles y pick-ups	70	3500
 Minibús	13	650
 Autobuses	6.5	325
 Camiones de 2, 3 y más ejes	10.5	525
Total	100	5000

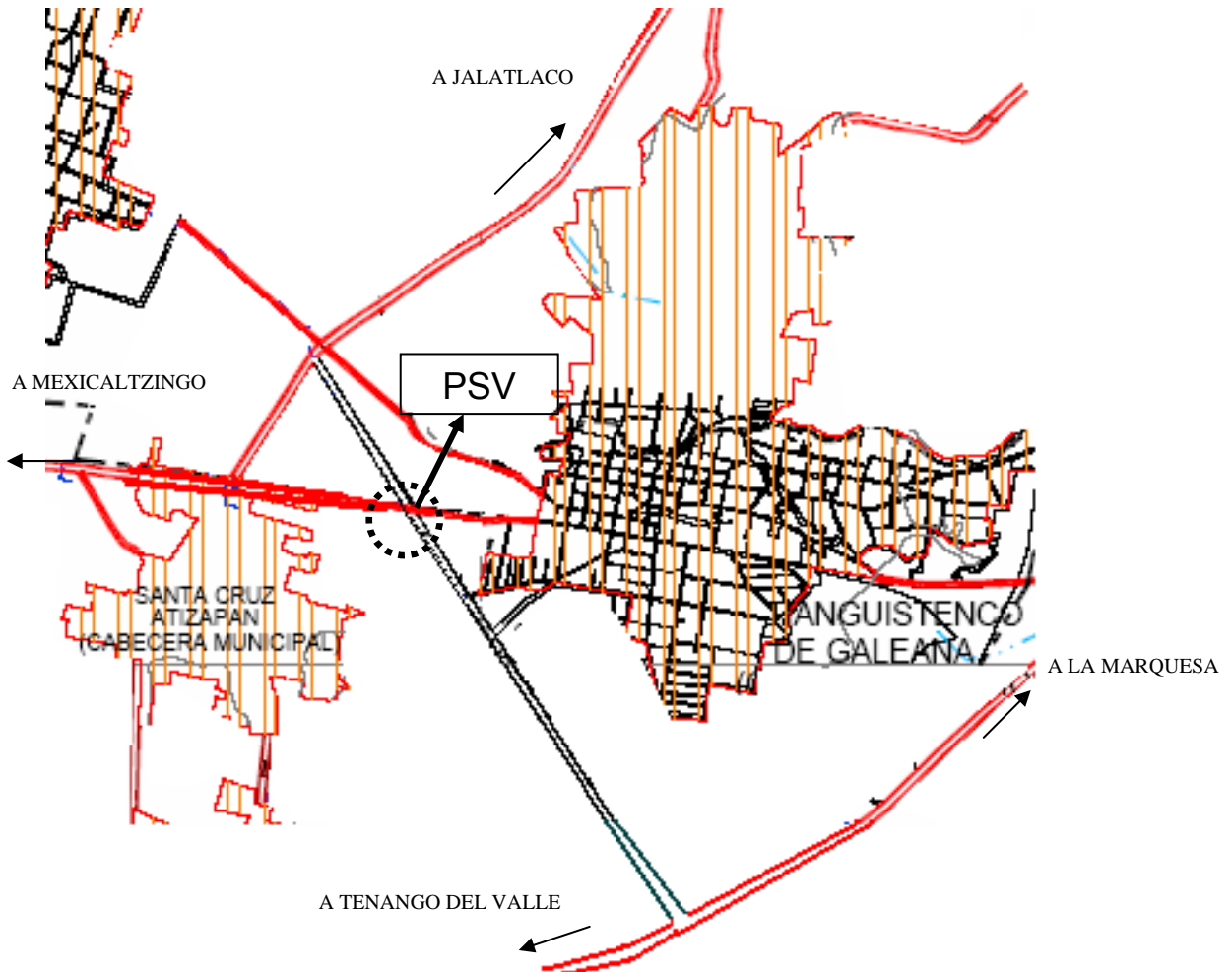


Figura 2.9. Tramos carreteros aforados por la SCT

2.2. DESCRIPCIÓN DE LAS PRUEBAS REALIZADAS

2.2.1. PRUEBAS REALIZAS EN CONDICIONES NORMALES DE OPERACIÓN

El proceso de instrumentación llevado a cabo en condiciones normales de operación y de forma continua, se realizó durante siete días, mediante la toma de un aforo (por un dispositivo aforador) y el registro leído (por un acelerógrafo) de aceleraciones presentadas (Figura 2.10). La semana que se tomó de muestra fue del domingo 22 al domingo 29 de octubre del 2006.

El fin de la instrumentación realizada fue medir el estado de vibración del puente en estudio, ante carga de operación y conocer las características de tránsito. La información obtenida a partir del proceso de instrumentación, ha permitido realizar un análisis en el cual se han asociado las vibraciones registradas al tipo de vehículo que transita, su carga y la velocidad con la que lo hace. En la Tabla 2.3 (Díaz 2008) se puede observar un ejemplo de las características del vehículo aforado, así como el acelerograma leído en la instrumentación.

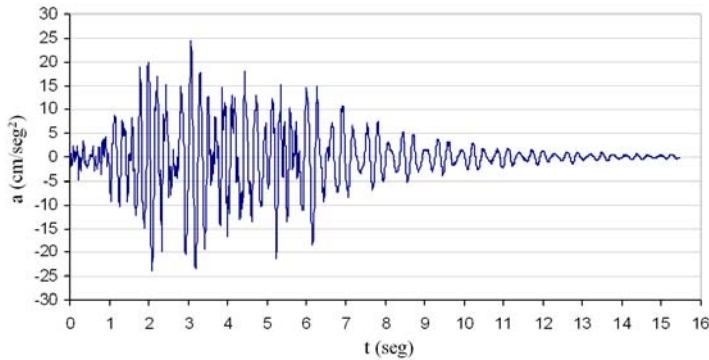


Figura 2.10. Colocación y puesta en operación del equipo de registro.

Tabla 2.3. Resultado del procesamiento del acelerograma 23002717.ar5



Vehículo tipo ART5, Aforo: 23/10/2006, a las 0:27:17



Variable	Unidad	Valor
W_{veh}	ton	16.7
Vel	km/hr	23.8
t_{puente}	seg	4.54
t_{total}	seg	15.36
$a_{m\acute{a}x}$	cm/seg ²	24.34
$t_{am\acute{a}x}$	seg	3.08
$t_{am\acute{a}x}/t_{puente}$	%	68
$t_{am\acute{a}x}/t_{total}$	%	20
$\Sigma a^2/n$	cm ² /seg ⁴	33.79
Nc	adimensional	77
T	seg	0.2006

En la Figura 2.11 (Díaz 2008) se muestra el número de vehículos por hora del aforo efectuado en la semana del 22 al 29 de octubre de 2006.

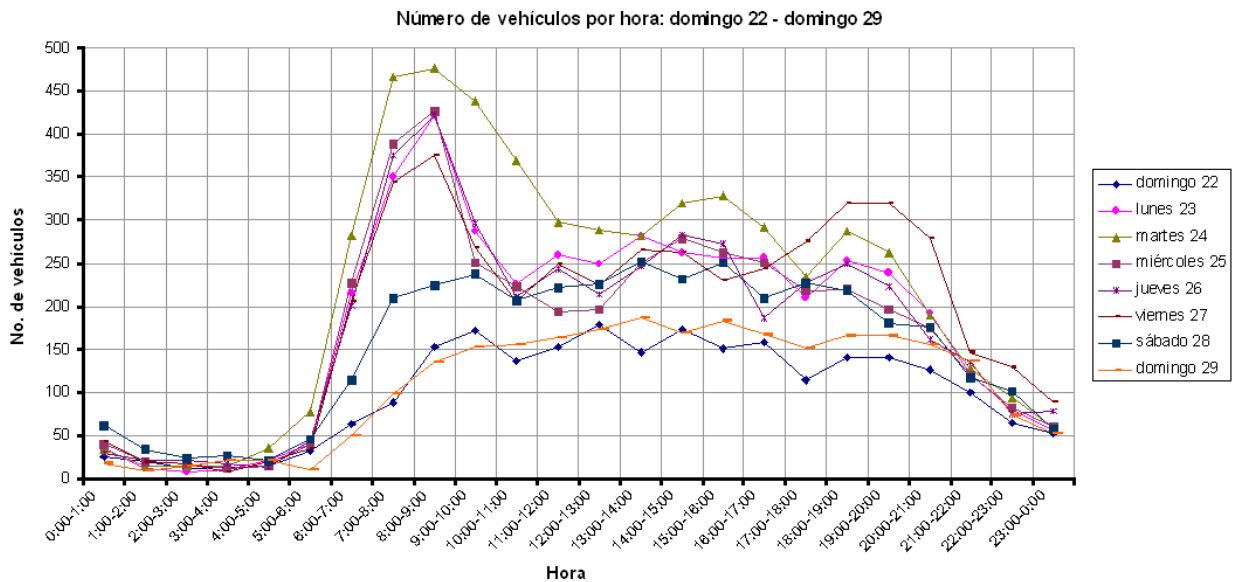


Figura 2.11. Aforo: número de vehículos por hora

De acuerdo a la medición del aforo vehicular que se hizo como parte de los trabajos de esta del proyecto de investigación, se observó una demanda vehicular, en la semana de muestra con los valores presentados en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4. Demandas vehiculares de acuerdo al aforo vehicular realizado

Vehículos/Hora		Vehículos/Día	
Promedio	Máxima	Promedio	Máxima
163	476	3916	5286

Se puede observar comparando las Tablas 2.2 y 2.4 que el puente en promedio funciona de manera eficiente, ya que los valores obtenidos en el aforo se encuentran por debajo de los de diseño, sin embargo en el día de máxima demanda el puente y la vialidad en general, funciona con un 6% más allá de su capacidad (Diaz 2008).

2.2.2 PRUEBAS REALIZADAS CON CARGA VIVA CONTROLADA

Estas pruebas han servido para obtener las propiedades dinámicas del puente (Anexo 2) ya que el tráfico fue cerrado, y posteriormente fue posible obtener registros de aceleraciones debidas a un vehículo rentado para realizar las pruebas (Figura 2.12).

En la Figura 2.13 se pueden observar cinco acelerogramas simultáneos, leídos, en las diferentes posiciones de los sensores, esto para la quinta prueba realizada, la cual fue llevada acabo por el vehículo transitando a 60 km/h.

Se pueden resumir las características de las pruebas como sigue:

- Carga controlada
- Velocidades conocidas
- 6 Sensores colocados estratégicamente
- 11 pruebas realizadas
- Medición de la vibración ambiental

2.2.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LA CARGA VIVA CONTROLADA

Se hizo transitar un vehículo T3-S3 marca Kenworth con carga adicional, el peso total del trailer (incluyendo la carga adicional) fue de 37830 kg, la longitud total del primero al último eje es de 15.35m las características del transporte utilizado se presentan en la Figura 2.12.

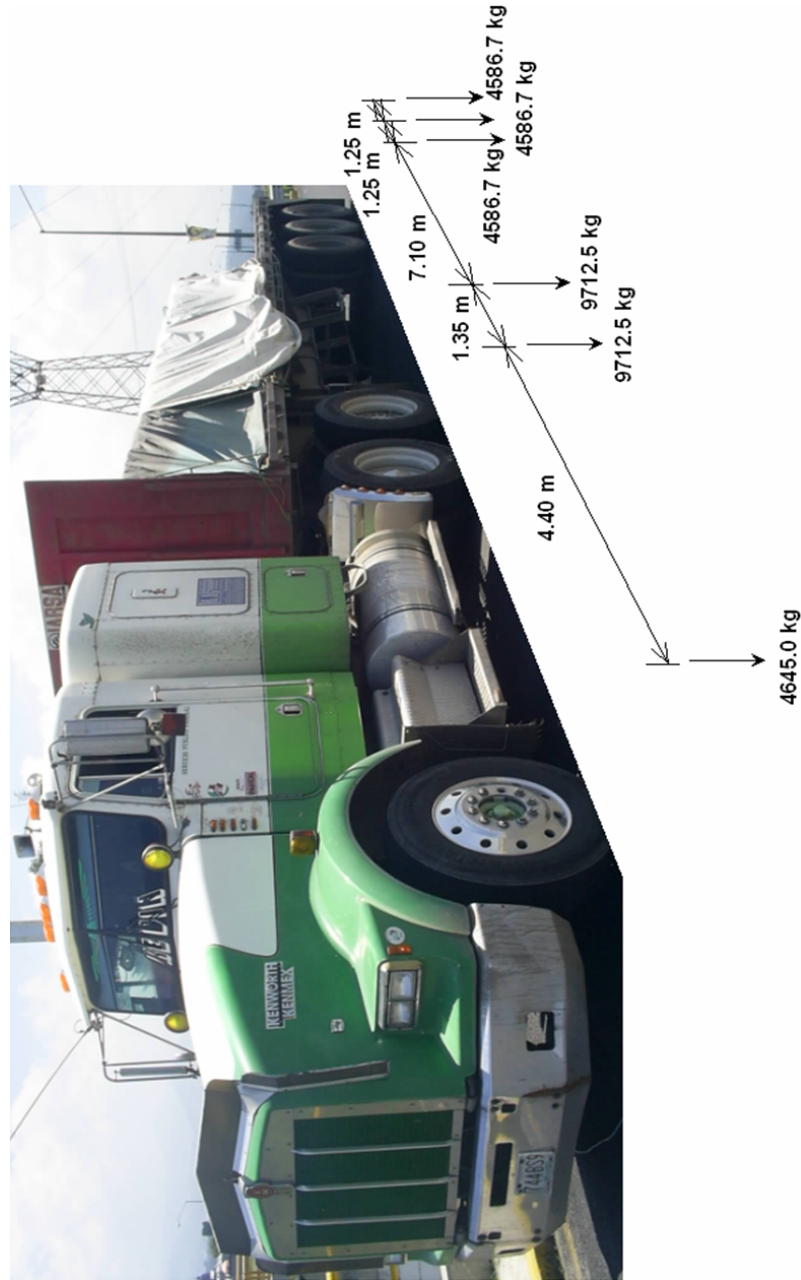


Figura 2.12. Vehículo T3-S3 Kenworth

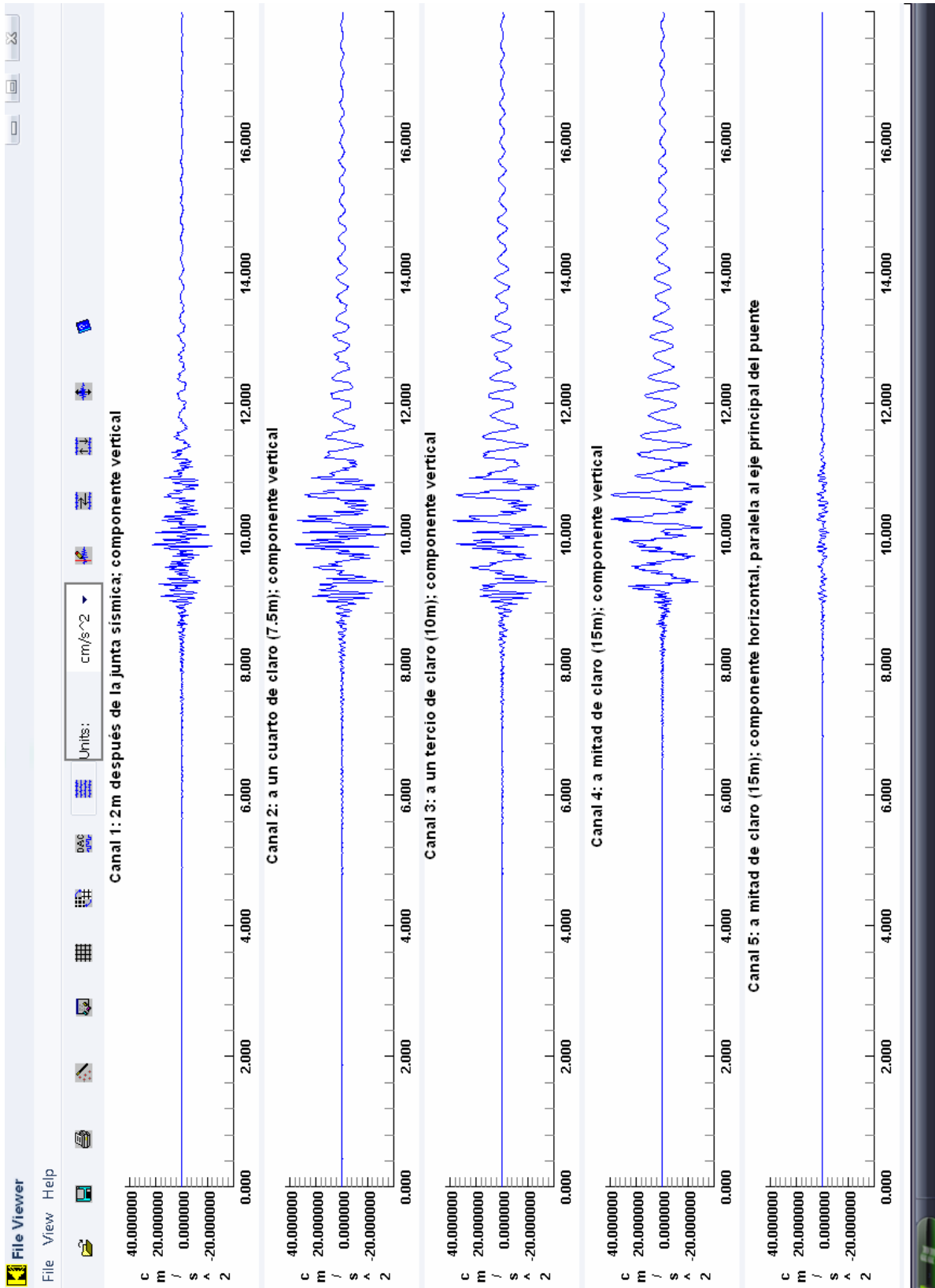


Figura 2.13. Acelerogramas de la prueba No. 5 (Velocidad del veh.: 60 km/hr)

En esta sección de la tesis se ha limitado a dar una idea general al lector acerca del puente de estudio y los resultados de las pruebas realizadas, pero existe una descripción detallada del procedimiento por medio del cual se realizó la fase experimental del proyecto, se encuentra en la Tesis de Díaz 2008.

En el capítulo siguiente se definen conceptos importantes para el análisis llevado a cabo en esta tesis, como son riesgo, confiabilidad, probabilidad de falla, y se describe de manera simplificada la relación entre consecuencias económicas y probabilidad de falla.

**“ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES DE UN
PUENTE VEHICULAR DEL ESTADO DE MÉXICO
CON BASE EN RIESGO Y CONFIABILIDAD”**

3. DEFINICIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE VIBRACIÓN EN PUENTES

3.1. CONCEPTOS BÁSICOS DE RIESGO

3.1.1 INTRODUCCIÓN

La palabra riesgo evoca dificultades y resultados desagradables; un mundo seguro sería un lugar menos complicado. Sin embargo, no se puede elegir; el mundo real presenta riesgos, y habrá mejores resultados si se aprende a tomar en cuenta el riesgo en forma sistemática.

La comprensión del riesgo es especialmente valiosa si se desea emprender acciones para que la realidad futura sea lo más cercana posible los anhelos presentes, esto es, si se desean tomar decisiones razonables. De hecho la principal razón práctica para ocuparse del riesgo es la necesidad de tomar decisiones.

En las diferentes etapas del proyecto o vida de servicio de los puentes y otras estructuras el ingeniero debe tomar decisiones relacionadas con niveles de seguridad. Por ejemplo, es necesario tomar decisiones respecto a los factores de seguridad para el diseño de estructuras nuevas, o para la revisión de la integridad mecánica de estructuras existentes, o respecto a las frecuencias de inspección y las políticas de mantenimiento que permitan garantizar que la estructura se encuentra operando en condiciones apropiadas de seguridad. Estas decisiones se deben tomar en ambientes que no están libres de incertidumbre.

3.1.2 DEFINICIÓN DE RIESGO

Coloquialmente se identifica al riesgo con el peligro, con la posibilidad de que algo negativo o inconveniente suceda (un daño o una pérdida). Formalmente el riesgo se define como el valor ponderado de las consecuencias indeseables (pérdidas, daños, molestias), esto es, como el producto del valor de las consecuencias indeseables, por la probabilidad de que ocurran esas consecuencias. También se puede decir que el riesgo es una probabilidad mayor que cero de obtener un resultado indeseable (Ley, 2001).

$$Riesgo = C_c P_c \quad (3.1)$$

$$P_c > 0 \quad (3.2)$$

Donde:

C_c =Costo de consecuencias

P_c =Probabilidad de ocurrencia de las consecuencias

El análisis de riesgo es una herramienta importante para la toma de decisiones, y cuando estas decisiones afectan el bienestar de las personas, los bienes o el medio ambiente, se requiere cuantificar el riesgo.

El análisis de riesgo consiste en responder las siguientes preguntas.

1. ¿Qué puede resultar adverso que pueda llevar a pérdidas o daños?
2. ¿Cuál es la probabilidad de que esto suceda?
3. ¿Si sucede cuales serían las consecuencias?

Responder la primera pregunta requiere un análisis de las condiciones que conducen a que ocurra un daño o una pérdida, responder a la segunda pregunta requiere determinar las probabilidades de esas condiciones y responder a la tercera requiere determinar la magnitud de daños o pérdidas, esto mediante técnicas de evaluación económica y en algunos casos, técnicas de análisis de preferencias y actitud al riesgo (Ley, 2001).

En el comportamiento estructural de puentes, el riesgo puede definirse como la probabilidad de falla de la estructura o algún elemento que evite su correcto funcionamiento, multiplicado por el costo de esta falla, incluyendo en este el uso de una ruta alternativa, la pérdida por demoras, la reparación o reposición del puente entre otros que puedan derivarse. La probabilidad de falla está asociada a la vulnerabilidad del puente y el costo de falla al nivel de importancia de éste.

3.2 CONCEPTOS BÁSICOS DE CONFIABILIDAD

3.2.1 INTRODUCCIÓN

En el diseño o evaluación de una estructura tal como un puente, la intensidad de las cargas, las solicitaciones resultantes en los análisis y los parámetros de resistencia, no son conocidas con certeza. El objetivo de la Teoría de Confiabilidad Estructural es caracterizar estas incertidumbres, permitiendo tomar, con una conciencia del nivel de seguridad, decisiones consistentes y racionales en el diseño o evaluación de una estructura. La aplicación de esta teoría, no intenta simplemente predecir la probabilidad de que una estructura falle, permite una evaluación sistemática de el estado estructural y también provee herramientas para evaluar condiciones de servicio de interés, específicamente en este caso, es la condición de servicio por vibraciones.

En una aproximación semi-probabilística, la seguridad de la estructura "se garantiza" mediante la definición de las cargas de diseño y resistencias, donde las cargas tienen una probabilidad suficientemente pequeña de ocurrir excediendo la capacidad en cualquier parte de la estructura. En contraste, los métodos de análisis de segundos momentos intentan determinar la confiabilidad de una estructura o componente estructural, en términos de un índice de confiabilidad hipotético. Así, se obtiene un estimado aceptable de probabilidad de ocurrencia de cada estado límite durante la vida útil de la estructura. Al mismo tiempo estos métodos permiten calcular los factores parciales de seguridad apropiados, con el objetivo de especificar en una situación de diseño, un nivel de seguridad deseado (Bennetts 2005).

3.2.2 DEFINICIÓN DE PROBABILIDAD DE FALLA

La seguridad estructural es función de la resistencia, R , de la estructura y de los efectos de la carga Q , actuando en ella. R y Q son variables aleatorias, estadísticamente independientes. La Figura 3.1a) es un ejemplo de la definición de seguridad, donde se muestra la distribución de frecuencias de la variable aleatoria de $R-Q$, llamada margen de seguridad y la supervivencia se indica por $R-Q > 0$.

$$P_f = P[(R - Q) < 0] \quad (3.3)$$

Una representación equivalente de seguridad estructural se muestra en la Figura 3.1b) donde se da la distribución de probabilidades de $\ln(R/Q)$. En este caso la probabilidad de falla es:

$$P_f = P\left[\ln\left(\frac{R}{Q}\right) < 0\right] \quad (3.4)$$

Para la descripción gráfica de estos dos conceptos se prefiere el esquema de variables log-normales porque se apegan más al rango de valores utilizados en la ingeniería (que son positivos) y la distribución lognormal está definida sólo para valores positivos, a diferencia de la normal.

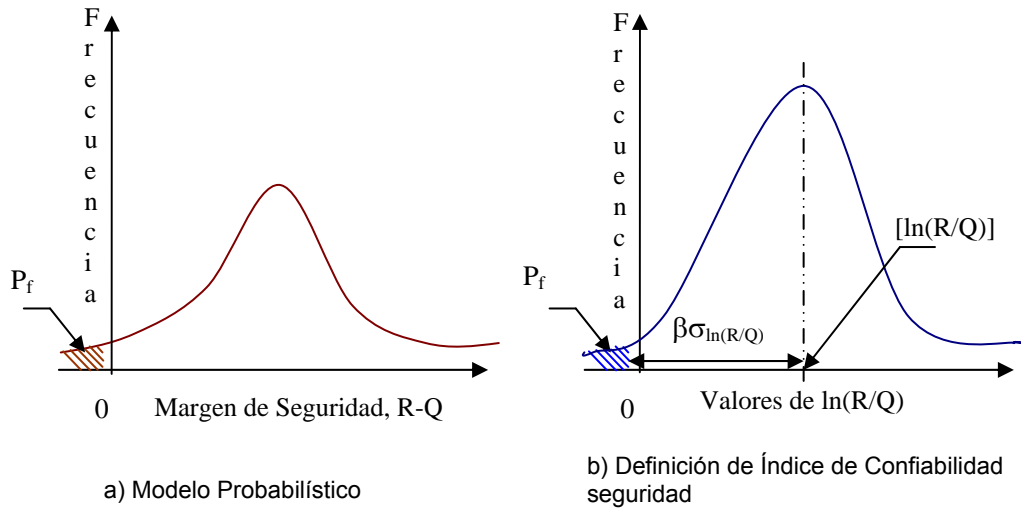


Figura 3.1. Seguridad Estructural

La cantidad $[\ln(R/Q)]/\sigma_{\ln(R/Q)}$ define la confiabilidad del elemento, por lo que es llamado “*índice de confiabilidad*” β . Si se conociera la distribución de probabilidades de (R/Q) , β indicaría directamente un valor de probabilidad de falla. En la práctica, la distribución de probabilidades de R/Q es desconocida y sólo pueden estimarse los dos momentos estadísticos de R y Q . En el método de diseño probabilístico de primer orden usado aquí, β es solo una medida relativa de confiabilidad; un valor constante de β fija efectivamente la confiabilidad como una constante para todos los elementos estructurales similares.

La expresión para el índice de seguridad β , de la expresión anterior,

$$\beta = \frac{\left[\ln \frac{R}{Q} \right]_m}{\sigma_{\ln(R/Q)}} \tag{3.5}$$

En donde $[\ln (R/Q)]_m$ y $\sigma_{\ln(R/Q)}$ son la media y la desviación estándar del logaritmo natural de la relación (R/Q).

$$\text{Confiabilidad} = 1 - P_f = P(R > Q) \quad (3.6)$$

$$P_f = 1 - \text{Confiabilidad} = P(R < Q) \quad (3.7)$$

Se debe mencionar que se puede definir a la confiabilidad como un complemento del riesgo es decir la probabilidad de no falla (Marengo 1994).

3.3 EQUILIBRIO ECONÓMICO ENTRE COSTO DE CONSECUENCIAS Y SEGURIDAD CONTRA VIBRACIONES

Las decisiones sobre seguridad tienen impacto económico. Se puede diseñar una estructura para niveles de seguridad que conlleven a un alto costo inicial, tal vez innecesario para el tipo de servicio que la estructura vaya a proporcionar. O se puede diseñar para niveles de seguridad con un bajo costo inicial, pero con una alta probabilidad de tener que absorber los costos de una falla estructural en el futuro. O se puede inspeccionar cada año un puente y mantenerlo en su estado intacto inicial, pero con un costo elevado de inspección y mantenimiento. Por el contrario, se puede no efectuar ninguna inspección ni tomar acciones de mantenimiento, lo cual elimina estos costos, pero esto ocasiona que la estructura se deteriore y acumule daño progresivamente, esto con el tiempo incrementa la probabilidad de tener que absorber en el futuro los costos producto de una falla de la estructura (IMP 2004).

El análisis de confiabilidad y riesgo es una herramienta que permite tomar en cuenta las incertidumbres involucradas en estos problemas de decisión así como encontrar relaciones óptimas entre nivel de seguridad y costos.

Una manera de cuantificar el riesgo es en términos de lo que se conoce como costo total esperado, el cual está definido como: la suma del costo inicial y el costo futuro ponderado por la probabilidad de falla. En problemas relacionados con la definición de niveles de seguridad se puede usar el costo total esperado como una herramienta de decisión.

$$E(Ct) = C_i + C_f(P_f) \quad (3.8)$$

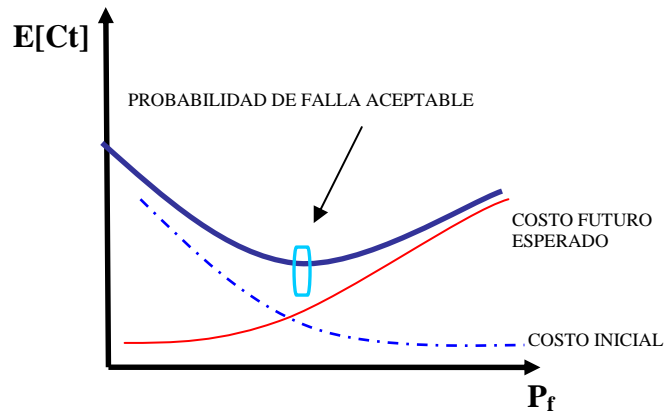


Figura 3.2 Comportamiento del Costo total Esperado (IMP2004).

En la Figura 3.2 se observa la variación decreciente del costo inicial con la probabilidad de falla, así como la relación entre la probabilidad de falla (P_f) y el costo futuro esperado ($E(Ct)$). Se puede invertir un costo inicial alto para garantizar una probabilidad de falla pequeña, o se puede, por otro lado, invertir muy poco al inicio a costa de diseñar y construir una estructura con una alta probabilidad de falla durante su servicio. Mientras que el costo inicial se reduce, el costo futuro esperado más bien se incrementa con la probabilidad de falla. El criterio de decisión para la probabilidad de falla aceptable consiste en seleccionar aquella para la cual el costo total esperado es mínimo. En la medida de que las consecuencias económicas de falla se incrementen, la probabilidad de falla aceptable para diseño deberá ser menor, es decir, a medida que las consecuencias económicas de falla de la estructura se incrementan, esta debe ser diseñada para una mayor confiabilidad (IMP 2004), se debe aclarar aquí que estas condiciones también son válidas para estados límite de servicio, es decir, en lugar de exceder un umbral de falla se habla de exceder un límite de aceleración, medido en la longitud de una flecha por ejemplo.

Con respecto a las consecuencias económicas de falla estas no deben considerarse de manera aislada, pues se carecería de una apropiada valorización de la importancia relativa de la estructura, ya que ésta se encuentra directamente relacionada con el nivel de interacción que mantenga con otras estructuras, y estas en su conjunto presentan una función a la comunidad, (local, regional o nacional) específicamente, en este trabajo se realiza una valoración en función del número de usuarios de las carreteras “alimentadoras” del puente de estudio.

En otro contexto, se debe aceptar que, cualquiera que sea el margen de seguridad, o índice de seguridad, (asociado a una confiabilidad) que se adopte, siempre existirá una probabilidad de falla finita para la estructura, y se debe reconocer que un incremento en el índice o margen de seguridad lleva siempre un aumento en el costo de la estructura.

Cuando se trata de la evaluación de estructuras existentes, como es el caso que presenta esta tesis, la decisión óptima respecto de la confiabilidad estructural no necesariamente está dada por el costo total esperado mínimo utilizado para diseño. Idealmente, hay que efectuar un cálculo de costo total esperado para el tiempo en que se hace la evaluación y considerar el tiempo de vida remanente de la estructura y sus costos asociados.

Bajo la hipótesis de que la probabilidad de falla anual de la estructura es constante, el costo total esperado se puede modelar como sigue (IMP 2004):

$$C_T = C_i + C_f P_f V(r, T) \quad (3.8)$$

Donde C_i es el costo inicial, C_f es un costo futuro equivalente, debido al mantenimiento y una supuesta falla, P_f es la probabilidad de falla y $V(r, T)$ es una función de valor presente. En este modelo, el costo futuro equivalente (C_F) se calcula tomando en cuenta la distribución de probabilidad del tiempo en que ocurre la falla, la duración de los trabajos de reposición o reparación del puente, uso de una ruta alternativa, la pérdida por demoras. La función de valor presente modela la pérdida del valor del dinero con el tiempo y depende de la vida de servicio del puente T y de la tasa anual neta de descuento r . La hipótesis de probabilidad de falla constante implica que la estructura está sujeta a un mantenimiento que no permite que ésta se deteriore o dañe con el tiempo.

El cálculo de la probabilidad de falla (P_f) resulta imposible de realizar en forma exacta para los sistemas complejos que constituyen las estructuras reales, pero se realizan aproximaciones y suposiciones razonables. El costo de las consecuencias de la falla debe incluir aspectos que resultan muy difíciles de representar en términos monetarios precisos, como la pérdida de prestigio de los proyectistas, y constructores, así como el daño causado a los usuarios. Sin embargo, aunque no se pueda dar valores cuantitativos a los parámetros que definen los factores que intervienen en la Ecuación de Costo Total (Ecuación 3.8), es importante visualizar de esta manera el problema para evaluar en qué casos se requiere incrementar o disminuir los factores de seguridad con respecto a los usuales, en el caso que ocupa a esta tesis se usarán estimaciones cuantitativas.

Ya que se han definido los principales conceptos aquí utilizados; en el capítulo siguiente se procede a realizar el análisis, de costo/beneficio para evaluar el estado límite del servicio por vibraciones, y también se realiza un estudio de fatiga para obtener una estimación de la vida remanente del puente de estudio y finalmente, para complementar el análisis, se realiza una comparación con valores permisibles en normas extranjeras.

**“ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES DE UN
PUENTE VEHICULAR DEL ESTADO DE MÉXICO
CON BASE EN RIESGO Y CONFIABILIDAD”**

4. EVALUACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO POR VIBRACIONES

4.1 INTRODUCCIÓN

Para el estado límite de vibraciones su cálculo se obtiene en términos del costo de las consecuencias de exceder ese límite de vibraciones. Cuando se incluyen las incertidumbres asociadas al comportamiento de la estructura, dicho estado límite se identifica a través de la probabilidad de excedencia, la cual puede compararse con los patrones de vibración del puente y, de ahí, decidir si se requieren trabajos de modificación estructural para mitigar el régimen de vibraciones.

Con base en las pruebas de medición de vibraciones en el puente, realizada en el periodo del domingo 22 al domingo 29 de octubre del 2006, se ha podido obtener una aproximación estadística y probabilista (Díaz, 2008) del estado de vibraciones por el flujo vehicular que ha experimentado el puente en su vida de operación desde el año 2002

El análisis estadístico y probabilístico de la respuesta dinámica del puente ha permitido realizar un estudio de riesgo y confiabilidad, el cual se ha llevado a cabo por medio de tres criterios que proveen información sobre el nivel de seguridad, en el cual se encuentra el puente, y permiten tomar decisiones consistentes respecto al estado actual y futuro de este.

Criterio 1: Con base en análisis de las consecuencias de falla (costos) se determina el estado límite de servicio de la estructura (valor permisible) y se compara con los patrones existentes de la demanda de vibraciones por el servicio del puente.

Criterio 2: Con base en estudios reportados sobre la vida de fatiga de especímenes de concreto, se estima la vida remanente del puente, y se decide si es necesario tomar medidas para repararlo o no, para con ello aumentar la vida de servicio si los resultados del estudio son desfavorables.

Criterio 3: Dado que no existe normatividad mexicana para realizar una comparación directa del régimen de aceleraciones presentado en la estructura, con valores permisibles, se ha realizado esta verificación con tres referencias internacionales. Se utiliza, un criterio español publicado en la página del Ministerio de Fomento del Gobierno de España (Ministerio 2007), El Criterio del Estado Límite de Servicio para construcciones de Nueva Zelanda (Branz 1999), y la Guía ABS para Plataformas Marítimas (ABS 2002).

4.2. CRITERIO 1: VALOR PERMISIBLE DE SERVICIO DEL PUENTE

4.2.1. DESARROLLO DE LA ECUACIÓN DEL COSTO ESPERADO EN EL CICLO DE VIDA DEL PUENTE

Para determinar el valor permisible de servicio de la estructura de estudio, se propone una evaluación de costo-efectividad en términos del valor esperado en el ciclo de vida del puente, como una primera aproximación hacia el planteamiento de criterios de diseño y mantenimiento óptimo de puentes con énfasis en su desempeño ante el estado límite de vibraciones.

A continuación se formula y aplica el desarrollo costo-beneficio para determinar el valor aceptable de la probabilidad de exceder el estado límite por vibraciones en el PSV Atizapán-Tianguistenco.

De acuerdo con estudios previos (Sthal, 1986), el costo esperado en el ciclo de vida, $E[C_L]$ que incluye el costo inicial del puente, C_i , y los costos esperados de las ocasiones en que podría excederse el estado límite en la vida útil del puente, $E[C_d]$ es:

$$E[C_L] = C_i + E[C_d] \quad (4.1)$$

Donde :

$$C_i = C_1 - C_2 \ln(P_f) \quad (4.2)$$

C_1 y C_2 son constantes que dependen del tipo de estructura y P_f es la probabilidad de exceder el estado límite de falla el cual aquí está definido como el evento de exceder el estado límite de vibración.

$$E[C_D] = PVF[C_d]P_f \quad (4.3)$$

Donde PVF es el factor de valor presente necesario para actualizar costos futuros a valor presente:

$$PVF = [1 - \exp(-rT)] / r \quad (4.4)$$

Donde r es la tasa neta anual de descuento y T la vida útil nominal del puente.

De la minimización del ciclo de vida $\partial E[C_i] / \partial P_f = 0$, se obtiene el valor límite aceptable de la probabilidad de exceder las vibraciones en el puente.

$$P_f = C_2 / [PVF(C_d)] \quad (4.5)$$

Si se consideran datos típicos:

$C_2=5.0$ millones de pesos para un puente como el de estudio C_d variable en un intervalo de 0 a 100 millones de pesos, $r=0.08$, para México y $T=200$ años, se obtiene una curva donde la probabilidad aceptable para exceder el estado límite de vibraciones es función del costo de consecuencias (Figura 4.1).

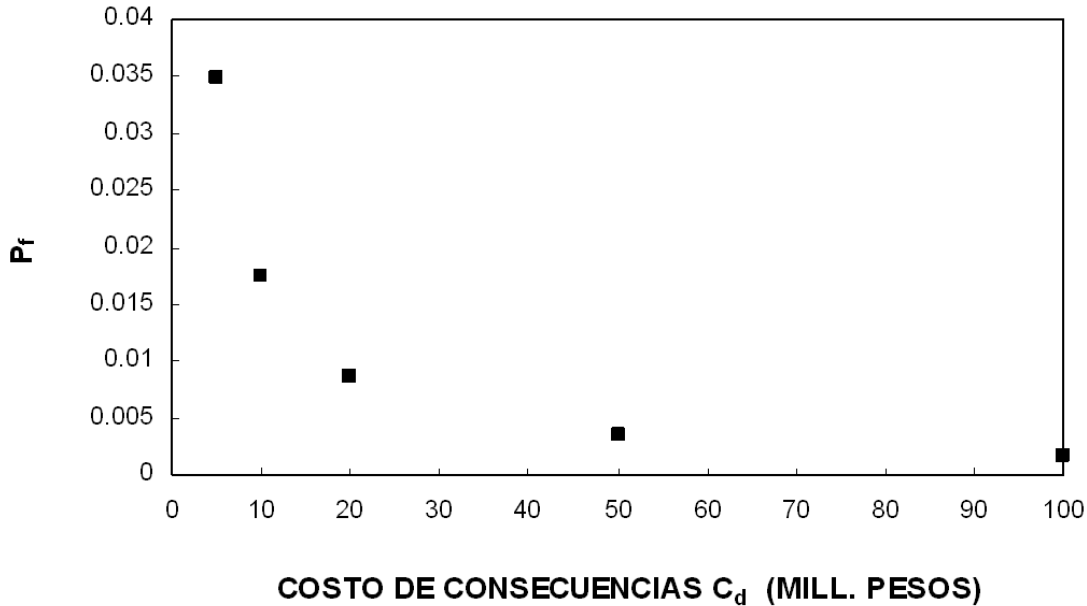


Figura 4.1. Valor aceptable de la probabilidad de excedencias

4.2.2. CÁLCULO DE LA PROBABILIDAD DE FALLA ACEPTABLE (P_F)

4.2.2.1. CÁLCULO DEL COSTO DE CONSECUENCIAS (C_D)

El costo de consecuencias se calcula de acuerdo a lo siguiente:

- Costo de reparación del puente para mitigar las vibraciones.
- Costo de sustitución de ruta por una alternativa mientras se realizan las reparaciones (pérdidas de tiempo, extra-costos para el usuario directo y pérdidas indirectas de las entidades económicas que dependen del usuario).

4.2.2.1.1. Costo de reparación del puente para mitigar las vibraciones

En la Tabla 4.1 se muestra el cálculo del costo de reparación, considerando la reconstrucción total de la superestructura.

Tabla 4.1. Cálculo del costo de reparación del puente de estudio

Concepto	Uni.	Cant.	P.U. (\$)	Importe (\$)
Estructuras de concreto presforzado, por unidad de obra terminada. Por pieza fabricada y montada: traba sección cajón según proyecto, de $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$	pza	6	98,249.90	589,499.40
Concreto hidráulico en losas por unidad de obra terminada, $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$	m^3	60	1,349.21	80,952.60
Concreto hidráulico en diafragmas por unidad de obra terminada, $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$	m^3	3.5	1,725.97	6,040.90
Acero de refuerzo por unidad de obra terminada, varillas de $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	19529	10.00	195,290.00
Juntas de dilatación metálicas, por unidad de obra terminada	kg	630	17.56	11,062.80
Juntas de dilatación, por unidad de obra terminada, de neopreno	m	29.5	205.96	6,075.82
Carpeta asfáltica por unidad de obra terminada	m^3	54	896.37	48,403.98
Estructura soldada para parapeto	kg	2450.5	20.00	49,010.00
Apoyo para traveses, concreto $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$	m^3	51	1,672.52	85,298.52
Apoyo para traveses, acero de refuerzo $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	4318.5	10.00	43,185.00
Costo por demolición y sustitución, de la superestructura.	Puente	1	255,647.76	255,647.76

Total = 1,370,466.78

Costo por reparación del puente = \$1,370,466.78

4.2.2.1.2. Costo de sustitución de ruta por una alternativa mientras se realizan las reparaciones

Se calcula el costo de sustitución de ruta en función del incremento de combustible en los vehículos (Tabla 4.3), ocasionado por un aumento en la distancia de las trayectorias de los conductores (Tabla 4.2), producto del cierre del puente para los trabajos de reparación; se considera también un costo por la pérdida de tiempo de las personas afectadas por las obras civiles (Tabla 4.4).

- Costo por combustible producto de la ruta alternativa

En la Tabla 4.2 se muestra la obtención del incremento de longitud, debida a una ruta distinta que tuviera que recorrer un vehículo al cierre del puente, la longitud actual, es la del libramiento construido que se menciona en la parte 2.1.1 de esta tesis, la longitud alternativa es la distancia de la ruta antes recorrida para cumplir con los origen-destino indicados y el incremento es la diferencia de la longitud alternativa y la longitud actual.

Tabla 4.2. Longitudes actuales y alternativas de las rutas de transporte que pasan por el puente

Ruta (Origen-Destino)	Longitud actual (km)	Longitud alternativa (km)	Incremento de Longitud (km)
La Marquesa - Ocoyoacac	4	8.2	4.2
Tianguistenco - Ocoyoacac	4	4.6	0.6
Mexicaltzingo - Jalatlaco	0.5	2.5	2

En la Tabla 4.3 se presenta el cálculo de los costos de combustible asociados al incremento de longitudes, el Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA) correspondiente a la ruta La Marquesa-Ocoyoacac y Tianguistenco-Ocoyoacac ha sido obtenido del aforo vehicular realizado en el puente de estudio (Tabla 2.4), y el correspondiente aforo de la ruta Mexicaltzingo-Jalatlaco fue tomado según la Tabla 2.1.

El valor del rendimiento del combustible (gasolina) se tomó de los resultados de una investigación realizada por la Procuraduría Federal del Consumidor (PROFECO 2006).

El volumen de combustible necesario para cubrir el incremento de longitud, es el producto del incremento de longitud por el Tránsito Diario Promedio Anual de cada ruta, dividido entre el rendimiento.

El costo del combustible es el volumen del combustible por el precio por litro de este.

Tabla 4.3. Cálculo de los costos de combustible por incremento de distancias

Ruta (Origen-Destino)	Incremento de Longitud (km)	TDPA (veh)	Rendimiento (km/lit/veh)	Combustible (Lt)	Precio unitario * (\$/lt)	Costo
La Marquesa – Ocoyoacac	4.2	3916	9.7	1696	7.23	\$12,262.08
Tianguistenco - Ocoyoacac	0.6	3916	9.7	242	7.23	\$1,749.66
Mexicaltzingo - Jalatlaco	2	9300	9.7	1918	7.23	\$13,867.14

Total = \$1,672,732.80

*Precio por litro de gasolina 7 de julio de 2008

Costo de combustible por día = \$27,372.92

No. de días de reparación del puente = 60

Costo por combustible = (Costo de combustible por día) x (No. de días de reparación del puente)

Costo por combustible = \$1,672,732.80

- Costo por demoras (horas hombre).

En la Tabla 4.4 se presenta el cálculo del costo asociado a las demoras por utilizar una ruta alternativa, la velocidad promedio utilizada se consideró de acuerdo a las velocidades estimadas de las rutas alternas. Las demoras se calcularon como el tiempo en recorrer el incremento de longitud a la velocidad citada.

El número de personas por vehículo se consideró como el promedio del número que viaja según la composición vehicular. Y finalmente el costo por demoras es:

Costo por demoras = (demoras)(No. de personas)(Salario)

Salario mínimo por día = \$52.59 (SAT 2008)

Salario mínimo por hora = \$6.57 (considerando 8 horas laborales)

Tabla 4.4. Cálculo de los costos por demoras por trabajos de reparación en el puente

Ruta	Incremento de Longitud (Km)	Velocidad Promedio (km/hr)	Demoras (hr)	TDPA (veh)	Personas x veh. (per/veh)	No. personas	Salario mínimo horario (\$/per/hr)	Costo
La Marquesa - Ocoyoacac	4.2	50	0.084	3916	8	31328	\$ 6.57	\$ 17,299.16
Tianguistenco - Ocoyoacac	0.6	50	0.012	3916	8	31328	\$ 6.57	\$ 2,471.31
Mexicaltzingo – Jalatlaco	2	50	0.04	9300	8	74400	\$ 6.57	\$ 19,563.48
Total =								\$39,333.95

Costo por demoras por día = \$39,333.95

No. de días de reparación del puente = 60

Costo por demoras = (Costo por demoras por día) x (No. de días de reparación del puente)

Costo por demoras = \$4,032,769.80

Costo por sustitución de ruta = Costo por combustible + Costo por demoras

Costo por sustitución de ruta = \$4,032,769.80

Costo de consecuencias = Costo por reparación + Costo por sustitución de ruta

Costo de consecuencias (C_d) = \$5,403,236.58

4.2.2.2. PROBABILIDAD DE FALLA ACEPTABLE (P_F)

Una vez calculado el costo de consecuencias del puente, se determina en base a la Ecuación (4.5) la probabilidad de falla aceptable para la estructura estudiada, para un $C_d = 5.4$, $P_f = 0.032$.

4.2.3. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DEL PUENTE DE ESTUDIO

Como se mencionó en el capítulo 2 de esta tesis, el puente fue analizado bajo condiciones normales de operación. Después de procesar la información se obtuvieron acelerogramas causados por la excitación de los vehículos que transitan normalmente por el puente, los cuales se estudiaron y se obtuvo el valor de aceleración máxima absoluta de cada uno de ellos, en la Tabla 4.5 se muestran algunos resultados del análisis estadístico de esta variable.

Tabla 4.5. Análisis estadístico de la aceleración máxima absoluta

Intervalo	Límites		Marca de clase aceleración (cm/seg ²) $a_{\text{máx}}$	Frecuencia Relativa
	LimInf	LimSup		
1	0.15	7.13	3.64	0.764
2	7.13	14.11	10.62	0.084
3	14.11	21.09	17.60	0.040
4	21.09	28.07	24.58	0.031
5	28.07	35.05	31.56	0.032
6	35.05	42.02	38.53	0.022
7	42.02	49.00	45.51	0.013
8	49.00	55.98	52.49	0.006
9	55.98	62.96	59.47	0.004
10	62.96	69.94	66.45	0.002
11	69.94	76.91	73.43	0.001
12	76.91	83.89	80.40	0.001
13	83.89	90.87	87.38	0.000
14	90.87	97.85	94.36	0.000
15	97.85	104.83	101.34	0.000

De trabajos previos (Díaz, 2008), se obtuvo la función de densidad de probabilidades denotada por $f(x)$, que mejor se ajusta al histograma de frecuencias relativas de la variable aceleración máxima absoluta (x), de acuerdo al criterio de χ^2 , Figura 4.2 (Anexo 1); esta distribución es la de Frechet.

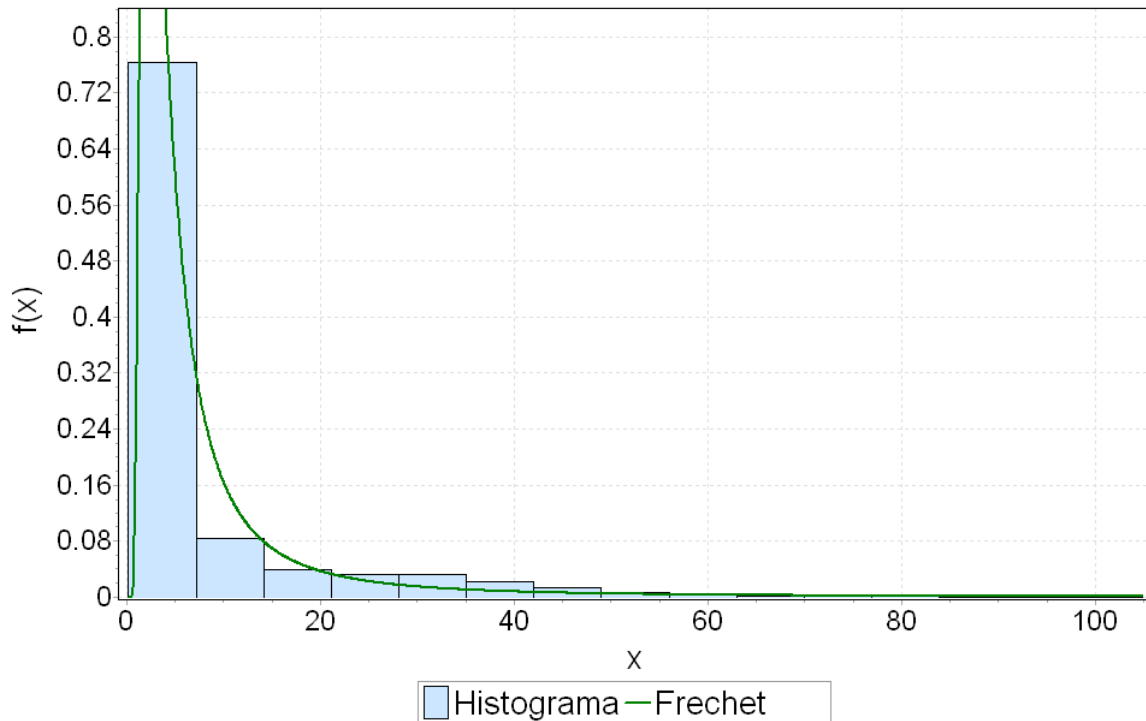


Figura 4.2. Función de densidad: Aceleraciones máximas absolutas.

La ecuación de la densidad de probabilidad, y la de probabilidad acumulada, respectivamente para esta variable son:

$$\text{Función de densidad: } f(x) = \frac{\alpha}{\beta} \left(\frac{\beta}{x}\right)^{\alpha+1} \exp\left(-\left(\frac{\beta}{x}\right)^{\alpha}\right) \quad (4.6)$$

$$\text{Probabilidad acumulada: } F(x) = \exp\left(-\left(\frac{\beta}{x}\right)^{\alpha}\right) \quad (4.7)$$

Los parámetros son:

$$\alpha = 1.36, \beta = 3.22 \quad (\text{Díaz 2008}).$$

Cuando se incluyen las incertidumbres asociadas al comportamiento de una estructura, el estado límite se identifica a través de la probabilidad de exceder una capacidad crítica, la cual puede compararse con los patrones de cargas del puente y, de ahí, decidir si se requieren trabajos de modificación estructural para mitigar el riesgo de falla del mismo.

Para cada marca de clase de los 15 intervalos de aceleraciones máximas ($a_{m\acute{a}x}$), se calculó la probabilidad de excedencia (P_E) de acuerdo a la distribución de Frechet, en la Tabla 4.6 se presentan los resultados, en donde se puede observar que ésta disminuye conforme el régimen de vibraciones es mayor.

Tabla 4.6. Probabilidad de excedencias

Intervalo	Marca de clase: $a_{m\acute{a}x}$ (cm/seg ²)	Probabilidad de excedencia (P_E)
1	3.64	0.57
2	10.62	0.18
3	17.60	0.09
4	24.58	0.06
5	31.56	0.04
6	38.53	0.03
7	45.51	0.03
8	52.49	0.02
9	59.47	0.02
10	66.45	0.02
11	73.43	0.01
12	80.40	0.01
13	87.38	0.01
14	94.36	0.01
15	101.34	0.01

Es necesario identificar cuales valores de oscilación del puente representan un valor significativo a la estructura. Se ha propuesto la obtención de un índice de daño, definido como el cociente del valor máximo de la sollicitación entre el límite permitido para la estructura (Ecuación 4.8).

$$Indice_{Da\tilde{n}o} = \frac{Solicitación}{L\acute{i}mite\ de\ Servicio} \quad (4.8)$$

Si se considera como límite de servicio (capacidad crítica) la deflexión, entonces se calcula la máxima (Ecuación 4.9) (RCDF, 2004), dado que no se obtuvieron deflexiones en la instrumentación, es necesario entonces, transformar las aceleraciones (a) a desplazamientos (Δ), utilizando para dicho fin un criterio racional, y compararlos con el límite de servicio.

Cuando el amortiguamiento es bajo en una estructura, se puede determinar los desplazamientos en función del registro de aceleraciones con la Ecuación (4.9) (Kelly, 2000), esto equivaldría a considerar al puente como una estructura de un grado de libertad (Figura 4.3), si se asume lo anterior, se debe comprobar que el amortiguamiento sea pequeño, en el caso de la estructura el amortiguamiento es bajo ($\xi = 1.93\% < 20\%$, Anexo 2).

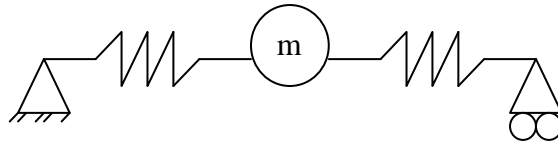


Figura 4.3. Considerando al puente como una estructura de un grado de libertad

$$|a| \cong \omega^2 |\Delta| \quad (4.9)$$

Despejando a la deflexión de la Ecuación (4.9), se tiene:

$$|\Delta| \cong \frac{|a|}{\omega^2} \quad (4.10)$$

En la Tabla 4.7 se muestran los resultados de los cálculos para cada aceleración máxima, considerando la frecuencia de vibración del puente igual a 21.3 rad/seg (Anexo 2).

Tabla 4.7 Deflexiones calculadas a partir de las aceleraciones.

Intervalo	$a_{m\acute{a}x}$ (cm/seg ²)	Δ (cm)
1	3.64	0.32
2	10.62	0.92
3	17.60	1.53
4	24.58	2.14
5	31.56	2.75
6	38.53	3.35
7	45.51	3.96
8	52.49	4.57
9	59.47	5.17
10	66.45	5.78
11	73.43	6.39
12	80.40	7.00
13	87.38	7.60
14	94.36	8.21
15	101.34	8.82

La deflexión máxima permisible para el puente de estudio es:

$$\Delta_{\max p} = \frac{L}{240} + 0.5 \quad (4.11)$$

Donde:

L = Longitud del puente en cm

$\Delta_{m\acute{a}xp}$ = Deflexión máxima permisible en cm (Límite de servicio)

Después de sustituir y calcular en la fórmula para la deflexión máxima (Ecuación 4.11), se tiene que el límite de servicio aceptable para la estructura es de 13 cm.

Posteriormente se obtuvo el índice de daño (Ecuación 4.12) para cada uno de los desplazamientos mostrados en la Tabla 4.7, se obtuvieron los siguientes resultados que se presentan en la Tabla 4.8.

$$Indice_{Da\tilde{n}o} = \frac{\Delta_i}{\Delta_{m\acute{a}xp}} \quad (4.12)$$

Tabla 4.8: Índices de daño inducidos

Intervalo	$a_{m\acute{a}x}$ (cm/seg ²)	Δ (cm)	Índice _{Daño}
1	3.64	0.32	0.02
2	10.62	0.92	0.07
3	17.60	1.53	0.12
4	24.58	2.14	0.16
5	31.56	2.75	0.21
6	38.53	3.35	0.26
7	45.51	3.96	0.30
8	52.49	4.57	0.35
9	59.47	5.17	0.40
10	66.45	5.78	0.44
11	73.43	6.39	0.49
12	80.40	7.00	0.54
13	87.38	7.60	0.58
14	94.36	8.21	0.63
15	101.34	8.82	0.68

Finalmente, se han considerado las probabilidades de excedencia (P_E), de las aceleraciones ($a_{m\acute{a}x}$) con un índice de daño mayor o igual al 20%. Bajo ese criterio, se calcula la probabilidad de excedencia ponderada (probabilidad real), la cual resultó ser de 0.0026 (Tabla 4.9), esta probabilidad (P_E) resultó ser menor que la probabilidad de falla aceptable (P_f) de 0.032, obtenida en el inciso 4.2.2.2.

En la gráfica de la Figura 4.4, se puede ver que el comportamiento del puente es aceptable, ya que la probabilidad de falla real no se excede la aceptable ($0.0026 < 0.032$).

Tabla 4.9: Probabilidades de excedencia consideradas

Intervalo	Marca de clase $a_{m\acute{a}x}$ (cm/seg ²)	Frecuencia Relativa (F_R)	Prob. de excedencia (P_E)	$P_E \times F_R$	$\acute{I}ndice_{Da\tilde{n}o}$	$P_E \times F_R$ (S\u00ed el $\acute{I}ndice_{Da\tilde{n}o} > 0.2$)
1	3.64	0.764	0.57	0.4355	0.02	-
2	10.62	0.084	0.18	0.0151	0.07	-
3	17.60	0.040	0.09	0.0036	0.12	-
4	24.58	0.031	0.06	0.0019	0.16	-
5	31.56	0.032	0.04	0.0013	0.21	0.0013
6	38.53	0.022	0.03	0.0007	0.26	0.0007
7	45.51	0.013	0.03	0.0004	0.30	0.0004
8	52.49	0.006	0.02	0.0001	0.35	0.0001
9	59.47	0.004	0.02	0.0001	0.40	0.0001
10	66.45	0.002	0.02	0.0000	0.44	0.0000
11	73.43	0.001	0.01	0.0000	0.49	0.0000
12	80.40	0.001	0.01	0.0000	0.54	0.0000
13	87.38	0.000	0.01	0.0000	0.58	0.0000
14	94.36	0.000	0.01	0.0000	0.63	0.0000
15	101.34	0.000	0.01	0.0000	0.68	0.0000

Suma = 0.0026

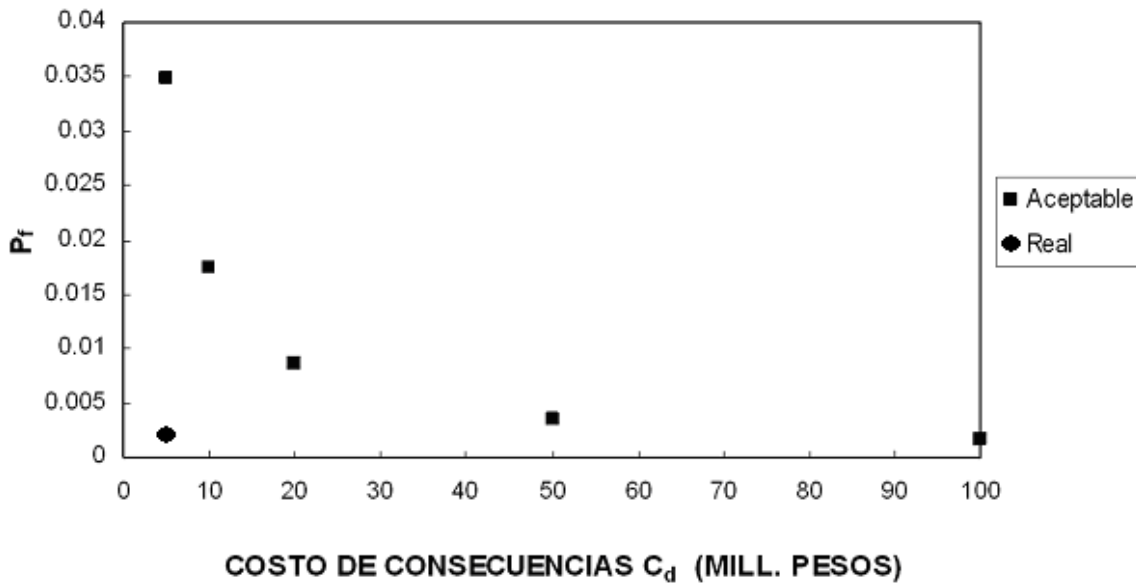


Figura 4.4. Valor aceptable para la probabilidad de excedencia

4.3. CRITERIO 2: CÁLCULO DE LA VIDA REMANENTE DEL PUENTE

La vida remanente en términos de estado límite de falla, se define como el periodo de vida de la estructura, que inicia cuando se presenta daños visibles (grietas anchas mayores a 1mm, delaminaciones de la cobertura de concreto, pérdida visible de la sección de acero etc.) y es el tiempo que se tiene para realizar reparaciones antes de la falla, debe decirse que este periodo de vida tiene como características la pérdida de su capacidad de carga o resistencia (Torres y Martínez 2001).

De forma paralela la vida remanente en términos de estado límite de servicio, en este caso específicamente por vibraciones, es un estimado del tiempo en el cual una estructura requerirá de mantenimiento para conservar sus condiciones óptimas de servicio, es decir no presentar vibraciones excesivas, que provoquen inseguridad a los usuarios y en el más desfavorable de los casos, que puedan causar daños estructurales.

Para el cálculo de la vida remanente, se utilizó un criterio de fatiga donde el número de años de vida del puente, puede ser obtenido en función del número de ciclos de carga y descarga aplicados en su superestructura, debidos a la acción de una carga excitadora (vehículo). El modelo de fatiga empleado es uno reportado en la literatura (Hsu, 1981); en el cual es necesario traducir el valor de aceleración (aceleraciones medias) en esfuerzos de tensión y compresión a los que está sometido el puente

A continuación se enuncia la serie de pasos que se siguieron para determinar el nivel de esfuerzos a los que está sometido el puente en estudio.

a) Cálculo de la deflexión del puente

En la Tabla 4.10 se muestran los resultados del cálculo de la aceleración media ponderada, la cual se utilizó para calcular el desplazamiento al centro del claro (Δ), debido a que las aceleraciones se midieron precisamente en ese sitio. El procedimiento aplicado es similar al utilizado en la sección 4.1

El valor obtenido de Aceleración media ponderada = 1.02 cm/seg²

Sustituyendo la aceleración media ponderada y la frecuencia de aceleración (21.3 rad/seg, Anexo 2) en la Ecuación (4.10), se tiene que el desplazamiento es igual a 0.09 cm.

Tabla 4.10. Cálculo de la aceleración media ponderada

Intervalo	Marca de Clase	Frecuencia Relativa	Marca de Clase x Fr
	Aceleración (cm/seg ²) a_{med}		
1	0.55	0.80	0.43
2	1.58	0.09	0.14
3	2.60	0.05	0.13
4	3.63	0.03	0.12
5	4.66	0.02	0.09
6	5.68	0.01	0.05
7	6.71	0.00	0.03
8	7.74	0.00	0.02
9	8.76	0.00	0.01
10	9.79	0.00	0.00
11	10.82	0.00	0.00
12	11.84	0.00	0.00
13	12.87	0.00	0.00
14	13.90	0.00	0.00
15	14.92	0.00	0.00
Sumas:		1.00	1.02

b) Cálculo de la resistencia a flexión del puente

La deflexión de una viga está en función de la(s) carga(s) actuante(s), el claro, la configuración de sus apoyos y su rigidez a flexión (EI), el puente en estudio se modelo como una viga simplemente apoyada, con una longitud (L) de 30m y una carga puntual (P) al centro del claro (Figura 4.5).

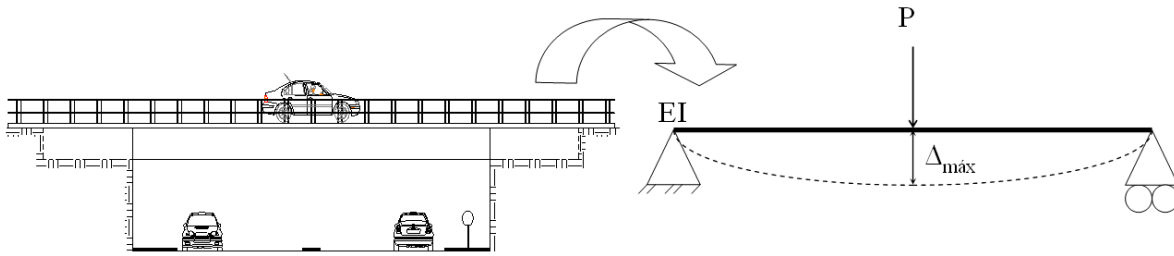


Figura 4.5. Modelado del puente como una viga simplemente apoyada

La deflexión máxima se presenta al centro del claro y se calcula con la Ecuación (4.13), (Timoshenko, 1997).

$$\Delta_{máx} = \frac{PL^3}{48EI} \quad (4.13)$$

Despejando al producto del módulo de elasticidad y el momento de inercia, se tiene:

$$EI = \frac{PL^3}{48\Delta_{máx}} \quad (4.14)$$

En la Figura 4.6, se muestra el acelerograma utilizado para el cálculo de las propiedades del puente, la aceleración máxima absoluta es de 29.40 cm/seg², ésta fue provocada por un vehículo con un peso total de 37,830 kg; utilizando el procedimiento del paso a) para calcular el desplazamiento del puente en base a su aceleración, se tiene que la deflexión al centro del claro provocada por dicha carga es de 2.56 cm, sustituyendo datos en la Ecuación (4.14), y resolviendo:

$$EI = \frac{PL^3}{48\Delta_{m\acute{a}x}} = \frac{(37830)(3000)^3}{(48)(2.56)} = 8.31 \times 10^{12} \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

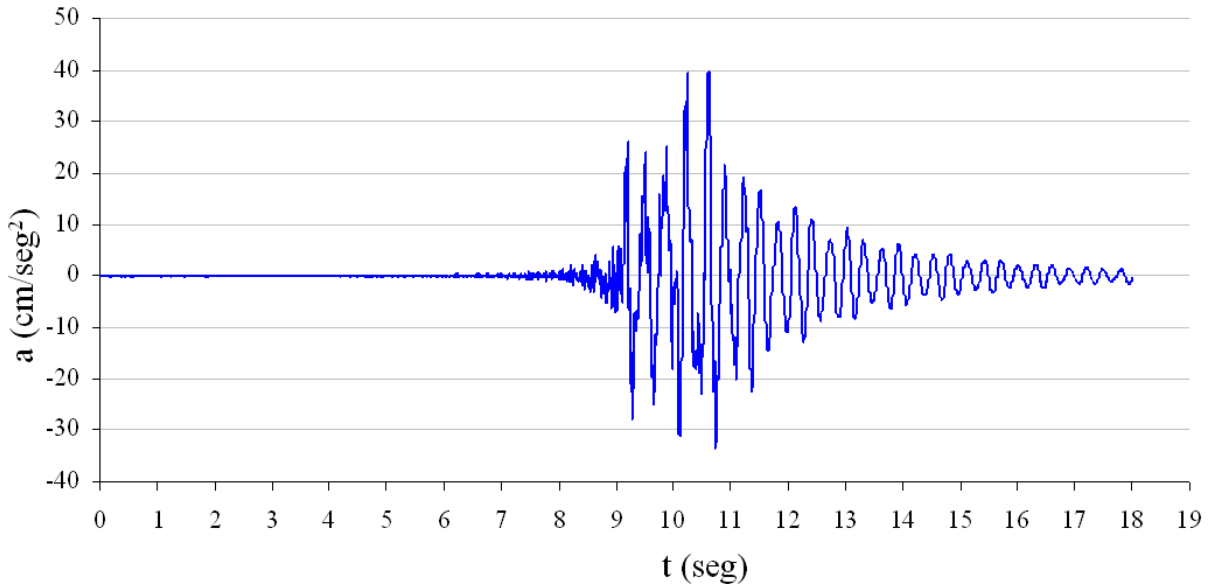


Figura 4.6. Acelerograma de los 18 segundos de registro

c) Cálculo del momento actuante

Para la viga de la Figura 4.5, el momento flexionante es máximo al centro del claro y se calcula con la Ecuación (4.15), (Timoshenko, 1997).

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{PL}{4} \quad (4.15)$$

Despejando a la fuerza **P** de la Ecuación (4.14) y sustituyendo en la Ecuación (4.15), se tiene al momento en función de la deflexión máxima (Ecuación 4.17).

$$P = \frac{48EI\Delta_{m\acute{a}x}}{L^3} \quad (4.16)$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{12EI\Delta_{m\acute{a}x}}{L^2} \quad (4.17)$$

Sustituyendo la deflexión calculada en el paso a), la rigidez a flexión del paso b) y la longitud del puente en la Ecuación (4.17), se obtiene el momento actuante, el cual resultó ser de 1,007,361 kg-cm.

d) Cálculo del esfuerzo actuante

Para una viga el esfuerzo por flexión (σ) se calcula con la Ecuación (4.18) (Timoshenko, 1997), la cual está en función del momento actuante (M), del momento de inercia de la sección transversal (I) y de la profundidad (y).

$$\sigma = \frac{M}{I} y \quad (4.18)$$

Sustituyendo la Ecuación (4.17) en la Ecuación (4.18), se tiene:

$$\sigma = \frac{12E\Delta_{m\acute{a}x}}{L^2} y \quad (4.19)$$

El módulo de elasticidad de la sección transversal agrietada E del puente es de $1.9 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, la distancia del eje neutro a la fibra superior a compresión (y_s) es de 55.7 cm y la distancia del eje neutro a la fibra inferior (y_i), 96.3 cm (memoria de cálculo del proyecto), sustituyendo datos en la Ecuación (4.19), se obtienen los niveles de esfuerzos a los que está sometida la estructura.

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 1.25 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_T &= 2.17 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Una vez obtenidos los esfuerzos, se procede a calcular el número de ciclos de falla, con el criterio de fatiga (Hsu, 1981):

$$\sigma_{m\acute{a}x}/f'c = 1.2 - 0.2R - 0.133(1-0.779R)\log N_f - 0.053(1 - 0.445R)\log T \quad (4.20)$$

Donde $\sigma_{m\acute{a}x}$ es el esfuerzo máximo presentado, $f'c$ es el esfuerzo a compresión del concreto, en este caso es el esfuerzo de compresión de los preesfuerzos, T es el periodo de la estructura, $R = (\sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{min})/2$, en Mpa y finalmente N_f , es el número de ciclos de falla, sustituyendo los siguientes datos:

$$\begin{aligned} f'c &= 350 \text{ kg/cm}^2 \text{ (memoria de cálculo del proyecto)} \\ T &= 0.295 \text{ seg. (Anexo 2)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= 0.22 \text{ Mpa} \\ \sigma_{\max}/f'_c &= 0.0063 \\ R &= 0.047 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

en la Ecuación (4.20), se obtiene:

$$N_f = 2.80E+09$$

De trabajos previos (Díaz, 2008), se determinó que el número de ciclos aplicados en el puente en una semana son:

$$N_{\text{SEMANAL}} = 2\ 154\ 140.5$$

Considerando un año de 52 semanas, y suponiendo un comportamiento constante en cuanto a ciclos de carga, se tiene que el número de oscilaciones presentadas en el puente de manera anual son:

$$N_{\text{ANUAL}} = (N_{\text{SEMANAL}})(52)$$

$$N_{\text{ANUAL}} = 112\ 015\ 306$$

Dividiendo el número de ciclos de falla, entre el número de ciclos presentados anualmente, se tiene que la vida de servicio estimada para la estructura de estudio es de:

$$VidadeServicio = \frac{N_f}{N_{\text{ANUAL}}}$$

$$VidadeServicio = 25 \text{ años.}$$

Que debe interpretarse como el tiempo máximo en el cual deben realizarse reparaciones a partir de la exposición visible de daño en la estructura o a partir de un exceso en el estado límite de servicio por vibraciones.

4.4. CRITERIO 3: USO DE REFERENCIAS COMO CRITERIO DE EVALUACIÓN DEL ESTADO DE SERVICIO DEL PUENTE

4.4.1 CRITERIO PUBLICADO POR EL CPH (COMISIÓN PERMANENTE DE HORMIGÓN)

La Comisión Permanente de Hormigón (CPH) de España, en su reunión del 9 de marzo de 2007 aprobó la difusión pública del denominado “documento 0” para la revisión de la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE), el cual es una propuesta de norma que en su Capítulo XI, tiene el apartado para estados límite de servicio, donde está incluido en su artículo 51.1 el Estado Límite de Servicio por Vibraciones y de forma específica en su apartado b) se refiere a la evaluación de puentes carreteros. Por lo cual aunque no es una norma legal en la actualidad es la única normatividad hallada, directamente aplicable a puentes carreteros de concreto, por esta razón se ha decidido incluir aquí. El criterio es el siguiente:

En el caso de puentes carreteros con zonas transitables por peatones (caso específico del puente de estudio) deberá cumplirse que:

$$y_e \leq \sqrt{f_0} \frac{l \cdot f_0 - 18}{2000 f_0^2} \quad (4.21)$$

Siendo:

f_0 : La frecuencia de vibración del puente, en Hz.

y_e : Flecha estática, en m, producida por una sobrecarga uniforme de 10 kN/m^2 centrada en el claro y extendida a todo el ancho de la calzada y a una longitud a , expresada en m, de valor:

$$a = \frac{9}{b} + 0.06 \times l \quad (4.22)$$

Donde:

b es el ancho total de la calzada, en m;

l es claro del puente, en m. (Ministerio 2007)

A continuación se procede a la revisión del estado límite de servicio por vibraciones para el caso de estudio.

Los datos del puente analizado son:

$$b=10.5 \text{ m}$$

$$l=30 \text{ m}$$

Sustituyendo los anteriores datos en la Ecuación (4.22) y calculando se tiene que:

$$a= 2.66 \text{ m}$$

El área donde es aplicada la carga de especificada de 10kN/m^2 resulta ser:

$$\text{área} = a \times b$$

$$\text{área} = 27.90 \text{ m}^2$$

La carga puntual es:

$$P = \text{área} \times 10 \text{ kN/m}^2$$

$$P = 279.00\text{kN} = 28,440.37\text{kg}$$

Según la propuesta de norma es necesario obtener la flecha estática (y_e) modelando al puente como una viga, la cual aquí se consideró como simplemente apoyada, pues los apoyos de las vigas que forman la superestructura del puente tienen esas condiciones.

La deflexión máxima (y_e) de una viga simplemente apoyada, con una carga puntual (P) al centro del claro, se calcula con la Ecuación 4.23, (Timoshenko, 1997).

$$y_e = \frac{PL^3}{48EI} \quad (4.23)$$

Sustituyendo los valores de la carga puntual aplicada (P), la longitud del puente ($L=30m$) y el valor de la rigidez ($EI=8.31 \times 10^{12} \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$) el cual se obtuvo en el inciso 4.3, en la Ecuación (4.23)

$$y_e = 1.92 \text{E-}05 \text{ m}$$

La frecuencia de vibración (f_0) del puente analizado es de 3.39 Hz, sustituyendo este valor y la longitud del puente (l) en el segundo miembro de la Ecuación (4.21), se tiene:

$$\sqrt{f_0} \frac{l \cdot f_0 - 18}{2000 f_0^2} = 0.00670 \text{ m}$$

De acuerdo a este criterio el puente tiene un correcto comportamiento en cuanto al estado de servicio por vibraciones ($1.92 \text{E-}05 \text{ m} < 0.00670 \text{ m}$).

4.4.2 CRITERIO DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO PARA CONSTRUCCIONES DE NUEVA ZELANDA

El criterio de estados límite de servicio para las construcciones en Nueva Zelanda (Branz 1999) expone y describe los efectos dinámicos presentados en las edificaciones, el reporte señala que dichos efectos de vibración resultan en problemas de servicio y propone un método para la evaluación del estado límite de vibraciones el cual fue desarrollado por el Dr. D.E. Allen del Consejo de Investigación Nacional de Canadá y del profesor T.J. Murray de la Escuela Politécnica y de la Universidad del estado de Virginia (Branz 1999). Dicho criterio fue desarrollado para facilitar la aplicación de las normas ISO 10137, que consideran factores ambientales y de aceptación humana para establecer los límites aceptables para vibración en construcciones, dentro de los factores considerados, por dicha norma se encuentran:

- Ambiente circundante Ambientes tranquilos, casas, oficinas, gimnasios o ambientes ruidosos como salones de baile, teatros etc
- Frecuencia de vibración Las aceleraciones mayores de 40hz son más notorias a las personas.
- Expectativa Eventos donde la vibración es más aceptable.
- Tiempos de ocurrencia Puede ser vibración continua, por las noches (es menos aceptable), por el día, o por intervalos de tiempo.

El trabajo de Murray y Allen, consistió básicamente en las consideraciones de estos factores para aplicarlos a una curva de aceleraciones publicada en la ISO 10137, y obtener los límites en función de la frecuencia de aceleración y la amplitud expresada como un porcentaje de la aceleración gravitacional (Figura 4.7). Los criterios de la aceptación se basan en estudios de la aceptación de los ocupantes en los E.E.U.U. y Canadá.

El puente de estudio presenta:

De trabajos previos (Díaz, 2008), los valores medios de la aceleración máxima, y del periodo son respectivamente:

$$\bar{a}_{m\acute{a}x} = 4.8669 \text{ cm/seg}^2 = 0.0487 \text{ m/seg}^2$$

$$\bar{T} = 0.09351 \text{ seg}$$

Para utilizar la gráfica se requiere la aceleración como porcentaje de la aceleración gravitacional, por lo tanto se tiene:

$$\bar{a}_{m\acute{a}x} = 0.0487 \text{ m/seg}^2 = 0.5\% g$$

la frecuencia de vibración es el recíproco del periodo, por tanto:

$$f = \frac{1}{T}$$

$$f = 10.7 \text{ cps}$$

Gráficamente en la Figura 4.7, se puede observar que los valores del comportamiento dinámico del puente se encuentran por debajo de los establecidos como permisibles para uso residencial o de oficinas, donde se tiene que para una frecuencia de vibración (f) de 10.7 cps, se acepta un valor permisible de aceleración ($\bar{a}_{m\acute{a}x}$) de 0.7 %g. Debe notarse que un límite establecido para puentes vehiculares, se encontraría por encima de la línea permisible para puentes peatonales, esto indica que el nivel de servicio (vibraciones) con el que el puente de estudio está operando es aceptable.

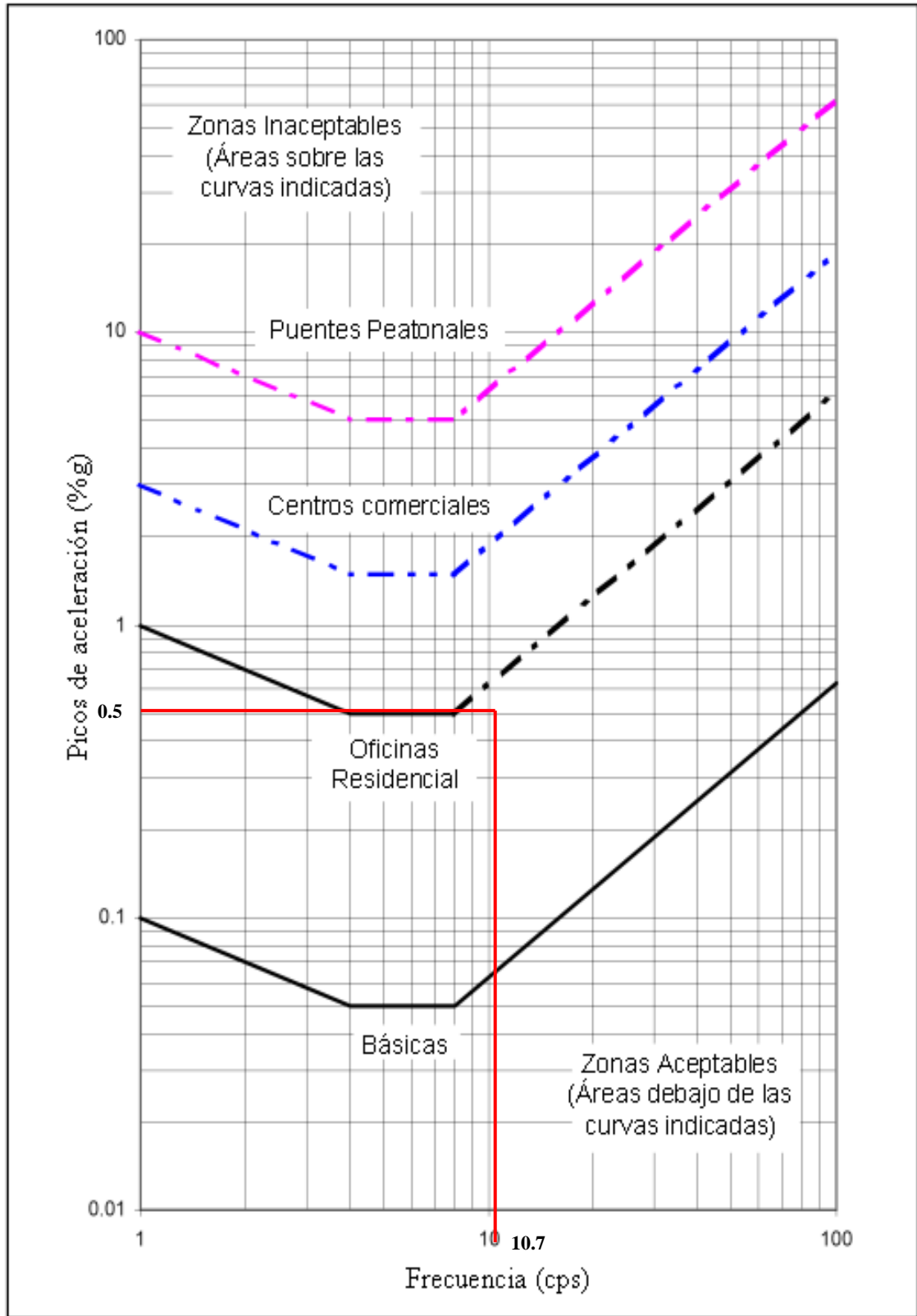


Figura 4.7. Limite de aceleración aceptable (Branz 1999)

4.4.3 CRITERIO DEL ABS (AMERICAN BUREAU OF SHIPPING)

La guía ABS (2002) proporciona los criterios necesarios para que una plataforma marina pueda ser habitable, los límites permisibles pretenden cubrir cuatro aspectos básicos, en cuanto al confort y seguridad de los tripulantes, éstos son: la vibración perceptible por una persona estando de cuerpo entero (Figura 4.8), el nivel de ruido, el temperatura interior y por último el nivel de luminosidad para que una persona pueda realizar cómodamente su trabajo.

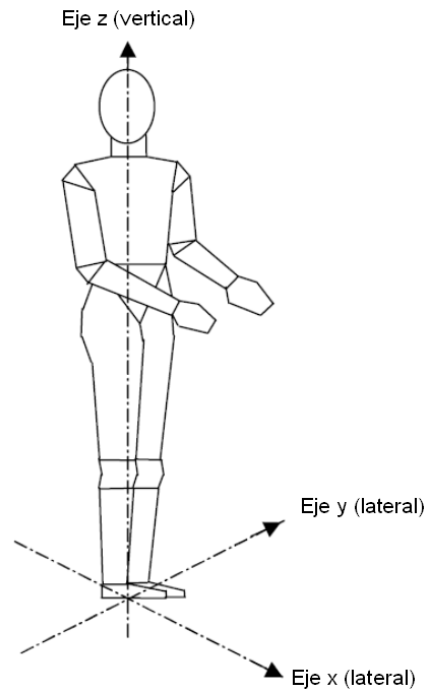


Figura 4.8. Posición de cuerpo completo

La guía ABS define dos condiciones de la estructura y cada una de ellas tiene sus propios límites de servicio, la primera condición se denomina voluntad de habitabilidad (HAB) y la otra, se nombra ventaja de habitabilidad (HAB+), la más conservadora de ambas, es la segunda.

En particular para el caso de esta tesis importan los estados límite de servicio para el nivel de vibraciones, los cuales se muestran en la Tabla 4.11, en los que se puede observar que están en función del nivel de frecuencia y la aceleración máxima presentada.

Tabla 4.11 Estados límite de servicio de vibraciones para plataformas marinas

Condición	Frecuencia (Hz)	Aceleración cuadrática media	Máxima (m/seg ²)
HAB	0.5 – 80	A_{HAB}	0.4
HAB+	0.5 – 80	A_{HAB+}	0.315

De trabajos previos (Díaz, 2008), los valores medios de la aceleración máxima, y del periodo son respectivamente:

$$\bar{a}_{max} = 4.8669 \text{ cm/seg}^2 = 0.049 \text{ m/seg}^2$$

$$\bar{T} = 0.09351 \text{ seg, por lo que la frecuencia es } f = 1 / T = 10.6 \text{ Hz,}$$

Se puede observar que incluso para la condición más conservadora, el puente se desempeña de manera correcta pues su aceleración máxima promedio se encuentran por debajo del límite ($0.049 \text{ m/seg}^2 < 0.315 \text{ m/seg}^2$) establecido en la Tabla 4.11. Su frecuencia se ubica en el intervalo adecuado ($0.5 \text{ Hz} < 10.6 \text{ Hz} < 80 \text{ Hz}$).

Es importante aclarar que se utilizó el criterio de una norma para vibraciones que son percibidas por personas, que para el caso de puentes resulta muy conservador, ya que las aceleraciones o la excitación que se da en este caso es de forma continua y debe ser aceptable para los individuos al grado de habitar cómodamente (HAB+) y en el caso de puentes la exposición es menor, y debe tenerse una mayor aceptación a la vibración.

4.5. RESUMEN DEL CAPÍTULO

Por diferentes criterios se ha evaluado la respuesta dinámica del puente (vibraciones), se ha hallado que la superestructura presenta un funcionamiento aceptable, esto equivale a garantizar una probabilidad pequeña de que el parámetro de respuesta estructural rebase ciertos valores permisibles de servicio, definidos en el estado límite. En la Tabla 4.12 se muestra un resumen de los resultados obtenidos en este trabajo:

Tabla 4.12. Criterios de Evaluación del comportamiento del puente de estudio

Criterio de Evaluación		Valor permisible	Valor real	Conclusión
1. Con base en Riesgo y Confiabilidad (Inciso 4.2.)		$P_f = 0.032$	$P_E = 0.0026$	Estado aceptable según minimización de costos totales.
2. Estimación de la Vida Remanente (Inciso 4.3.)		17 años (Considerando una vida útil de servicio de 25 años)	17 años	Se recomienda repetir este análisis ya que la fatiga en los materiales no tiene un comportamiento lineal
3. Comparación con Valores Permisibles	3.1. Comisión Permanente de Hormigón(CPH) (Inciso 4.4.1.)	$y(f_0, l) = 0.00670 \text{ m}$	$y_e = 1.92E-05 \text{ m}$	La flecha obtenida en función de las características estructurales del puente ha resultado menor que la obtenida en función de la frecuencia del primer modo de vibrar del puente, en este criterio debe ser así, para considerar un comportamiento aceptable.
	3.2. Estado Límite para Construcciones en Nueva Zelanda (Inciso 4.4.2.)	$a_{f=10.7 \text{ cps}} = 0.7\%g$	$a_{f=10.7 \text{ cps}} = 0.5\%g$	De acuerdo a las gráficas establecidas para valores límite de aceleración y frecuencia (Figura 4.7), el puente de estudio tiene un comportamiento aceptable para uso residencial y de oficinas, lo cual resulta muy conservador.
	3.3. American Bureau of Shipping (ABS) (Inciso 4.4.3.)	$a_{m\acute{a}x} = 0.315 \text{ m/seg}^2$ $f \text{ de } 0.5 \text{ a } 80 \text{ Hz}$	$a_{m\acute{a}x} = 0.049 \text{ m/seg}^2$ $f = 10.6 \text{ Hz}$	La aceleración máxima del puente, es menor que la establecida en este criterio, la cual garantiza la comodidad de los habitantes de un plataforma marítima, lo cual es conservador.

La metodología de evaluación del estado límite de servicio por vibraciones aplicada, puede ser utilizada para analizar el comportamiento de otros puentes, en la Figura 4.9 se muestra el diagrama de flujo para realizar dicha evaluación. Para una mayor comprensión del desarrollo, se sugiere se remita a cada parte indicada

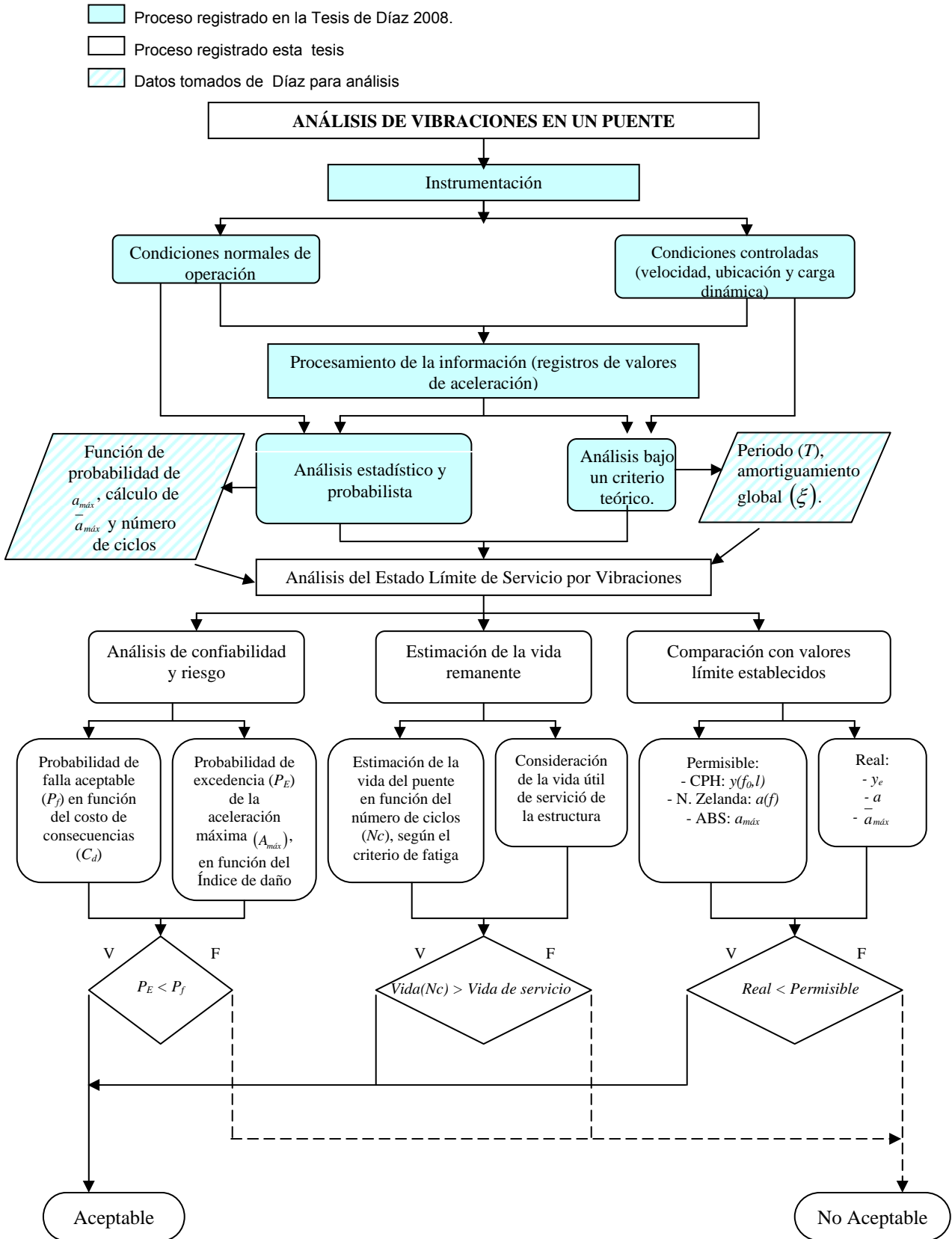


Figura 4.9 Diagrama de Flujo del Proceso de Análisis

**“ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES DE UN
PUENTE VEHICULAR DEL ESTADO DE MÉXICO
CON BASE EN RIESGO Y CONFIABILIDAD”**

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

1. Los estudios de basados en el análisis de vibración ante condiciones normales de operación son de gran utilidad para determinar la respuesta dinámica de un puente, debido a que se obtiene un registro (valores de aceleración) real del comportamiento de la superestructura ante cargas excitadoras (vehículos de tránsito normal) de diferentes magnitudes, el registro generado puede ser analizado para obtener del puente de estudio: propiedades dinámicas, vibración natural, modos de vibrar, entre otros. También debe mencionarse que esta metodología de análisis resulta mas económica que las pruebas hechas por impacto, por desplazamiento, por liberación de cargas y por medio de vibradores, o algunas otras utilizadas para conocer el los modos de vibrar de una estructura, y no es necesario utilizar modelos teóricos, ya que la respuesta obtenida es la real, sin embargo si se pueden hacer comparaciones con estos.
2. En el caso particular de esta Tesis se ha podido establecer un estado límite de vibración aceptable para el puente de estudio a partir de datos obtenidos de un análisis de registros de aceleración, debe mencionarse que en el proyecto de investigación del cual es parte este trabajo, se ha podido eliminar una limitante a los estudios de vibración realizados de forma continua y en condiciones normales de operación, la cual era el desconocimiento de las características de la fuente generadora de la excitación, (Carrión y otros 1999) como lo son peso, velocidad, número de ejes y tipo de vehículo, esto realizado, mediante la colocación de un sistema de clasificación vehicular, el cual registró durante el mismo intervalo de tiempo que el acelerómetro utilizado.
3. Se ha propuesto una formulación que evalúa el daño por vibraciones en un puente y permite estimar su confiabilidad para determinar si el mismo está en condiciones adecuadas de seguridad y servicio con base en la

información de inspección, instrumentación del puente para el análisis de información obtenida en condiciones normales de tráfico y de pruebas controladas. Asimismo, se establece por tres criterios que el puente se encuentra en condiciones aceptables de seguridad y el balance costo/beneficio indica que el puente tiene un margen aceptable de seguridad y se encuentra proporcionando un servicio en condiciones de minimización de costos totales, iniciales y futuros de falla, en el largo plazo.

4. Se utilizaron valores permisibles establecidos en normas extranjeras referentes al estado límite de servicio de vibraciones en estructuras, para comparar el nivel de vibraciones presentado en el puente de estudio, de lo cual se concluye que el comportamiento ante vibraciones es aceptable, esto de forma conservadora, ya que las normas utilizadas son para vibraciones generadas por cargas vivas de menor peso (personas), en estructuras diferentes a la de estudio (casas habitación, centros comerciales, puentes peatonales), que deben tener un límite inferior al aceptado para un puente vehicular, sin embargo; aún en este caso el puente cumplió con los límites.
5. Con el uso de modelos de fatiga para concreto, se ha estimado la vida remanente del puente, mediante los resultados generados del análisis de estadístico y probabilista de los registros de aceleración, la cual ha resultado de 25 años.

RECOMENDACIONES

1. Extender y generalizar la formulación a otros tipos de puentes para obtener estrategias óptimas de mantenimiento de puentes en el Estado de México y en el país.
2. El uso de esta metodología a otro tipo de estructuras, con sus debidas adecuaciones (a criterio del investigador).
3. La utilización además de los aparatos de registro de aceleraciones, un dispositivo que mida los valores de deflexión generados por la excitación del puente.
4. Realizar en el futuro los ejercicios de mediciones de la vida remanente a la estructura, además del análisis de vibraciones pues el deterioro es progresivo y las tendencias medidas previamente no son lineales en el tiempo.
5. Debe mencionarse la necesidad fehaciente de contar en México, con normatividad que evalúe el estado límite de vibración en puentes de forma directa en función de las aceleraciones, con parámetros como son amplitud, periodo o frecuencia.

**“ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES DE UN
PUENTE VEHICULAR DEL ESTADO DE
MÉXICO CON BASE EN RIESGO Y
CONFIABILIDAD”**

**REFERENCIAS
BIBLIOGRÁFICAS**

Abdel A. y Ghaffar M. **Vibration and Tests of a Suspension Bridge**. Department of Civil engineering California Institute of Technology, Pasadena California USA, (1978).

Allen D. & Murray, **Design Criteria for Vibration Due to Walking**, Engineering Journal of the American Institute of Steel Construction, AISI, Fourth Quarter, pp. 117-129. T.M., (1993).

Ang A. and Tang W., **Probability Concepts in Engineering Planning and Design**, Vol. I – Basic Principles y Vol. II – Risk, Reliability and Decisions. John Wiley and Sons, New York. W. H., (1975) y (1984).

ANIPAC e Instituto de Ingeniería de la UNAM. **Manual de Diseño de Elementos Prefabricados y Presforzados**, (2004).

Benjamin J. y Cornell C., **Probability, Statistics and Decisions for Civil Engineers**, McGraw-Hill Book Co, Nueva York, (1970).

Bennetts F., **Estudios de los Aspectos más Importantes en el Análisis de la Respuesta Dinámica en Puentes Urbanos**, Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, (2005).

Branz, **Serviceability Limit State Criteria for New Zealand Buildings**, Study Report No. 57, (1999).

Carrión V. y otros, **Evaluación de Puentes Mediante el Análisis de Vibraciones. Investigaciones Recientes**. Publicación técnica No. 132, Instituto Mexicano del Transporte, IMT, (1999).

De León A., **Desarrollo de un Modelo de Cargas Vivas Para el Diseño de Puentes en México**, Tesis de Maestría UNAM, (2001).

Departamento del D.F., **Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto**, México, D.F.,(2004).

Díaz V., **Análisis Estadístico y Modelación Probabilista de las Variables que Intervienen en el Análisis de Confiabilidad de un Puente**, Tesis de Licenciatura, Universidad Autónoma del Estado de México, (2008).

Flores S., **Conservación de Puentes Carreteros**, Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, (2000).

Guide For Crew Habitability On Offshore Installations. Houston, TX, American Bureau of Shipping, ABS,USA, (2002).

Harik I. y Allen D., **Free and ambient vibration of Brent-Spence Bridge**. Structures section, Kentucky transp. Ctr., University of Kentucky, Lexington, (1997).

Hsu, **Fatigue of Plain Concrete**, ACI Journal 78, pp 292-305, TTC, (1981).

IMP, **Especificaciones de Diseño para Plataformas y Ductos Marinos del Activo Litoral de Tabasco**, Proyecto F.37151, Reporte para PEMEX, (2004).

Kelly S., **Fundamentals of Mechanical Vibrations**, Mc Graw Hill 2a ed. USA, (2000).

Ley R., **Análisis de Incertidumbre y Riesgo Para la Toma de Decisiones**. Orizaba Veracruz. Comunidad Morelos, (2001).

Marengo H. **Análisis de Riesgo de Falla en Presas de Tierra y Enrocamiento ante Avenidas**. Tesis Doctoral. División de Estudios de Postgrado. Facultad de Ingeniería de la UNAM. México D.F., (1994).

MathWave, **EasyFit 3.0**, (2006).

Meli R., **Diseño Estructural**, Limusa 2ª Ed. México, (2000).

Ministerio de Fomento Español: CPH, **www.fomento.es**, (2007).

Procuraduría Federal del Consumidor, **www.profeco.gob.mx**, (2007).

Rascón O., **Modelo de Cargas Vivas Vehiculares Para Diseño Estructural de Puentes en México**. Publicación Técnica No. 118, Instituto Mexicano del Transporte, IMT, (2004).

Servicio De Administración Tributaria, **www.sat.gob.mx**, (2008)

Rascón O., **Modelo de Cargas Vivas Vehiculares Para Diseño Estructural de Puentes en México**. Publicación Técnica No. 118, Instituto Mexicano del Transporte, IMT, (2004).

Sthal, Bernhard, Reliability Engineering and Risk Analysis, Chapter 5 from **Planning and Design of Fixed Offshore Platforms**, Edited By McClelland, B. And Reifel M. D., (1986).

Timoshenko, S. **Mecánica de Materiales**, Thompson 4a Ed México, (1997).

Torres A. y Martínez M., **Diseño de Estructuras de Concreto con Criterios de Durabilidad**. Publicación Técnica No. 181, Instituto Mexicano del Transporte, IMT, (2001).

Walpole R., Myers R., Myers S., **Probabilidad y Estadística para Ingenieros**. Prentice Hall, (1999).

**“ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES DE UN
PUENTE VEHICULAR DEL ESTADO DE MÉXICO
CON BASE EN RIESGO Y CONFIABILIDAD”**

ANEXO 1

Bondad de Ajuste por Chi-cuadrada

Prueba de bondad de ajuste se le llama al procedimiento realizado para determinar si una población tiene una distribución teórica específica. La prueba chi-cuadrada se basa en qué tan razonable ajuste se tiene entre la frecuencia de ocurrencia de los datos en una muestra observada y las frecuencias esperadas que se obtienen a partir de la distribución hipotética (Walpole, Myers y Myers, 1999).

La distribución chi-cuadrada dentro de la teoría estadística es de las pruebas de ajuste más conocidas, es de hecho, la más popular (Benjamin y Cornell, 1970).

Para aplicar la prueba, el primer paso es dividir los datos en número de k intervalos de clase, posteriormente se calcula el parámetro estadístico:

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{(\theta_i - \varepsilon_i)^2}{\varepsilon_i} \quad (\text{A1.1})$$

donde θ_i es el número observado de eventos en el intervalo i y ε_i es el número esperado de eventos en el mismo intervalo.

ε_i se calcula como:

$$\varepsilon_i = n[F(S_i) - F(I_i)] \quad i = 1, 2, \dots, k \quad (\text{A1.2})$$

donde $F(S_i)$ es la función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo i , $F(I_i)$ es la misma función en el límite inferior y n es el número de datos.

Una vez calculado el parámetro D para cada función de distribución considerada, se determina el valor de una variable aleatoria con distribución chi-cuadrada para $\nu = k - 1 - m$ grados de libertad y un nivel de significancia α , donde m es el número de parámetros estimados a partir de los datos.

Para aceptar una función de distribución dada, se debe cumplir:

$$D \leq \chi_{1-\alpha, k-1-m}^2 \quad (\text{A1.3})$$

El valor más común de α es de 0.05, para este nivel de significancia suelen aceptarse varias funciones de probabilidad. Los resultados (se acepta o se rechaza la distribución) deben tomarse con mucha reserva, en especial cuando se usan para discriminar una función de distribución de probabilidad de otra, son, en cambio, mucho más útiles sólo para compararlas (Benjamin y Cornell, 1970).

Es importante notar que el valor de la variable $\chi_{1-\alpha, k-1-m}^2$ puede ser diferente en cada distribución de probabilidad, pues en ocasiones el número de parámetros necesarios para representar cada una de ellas cambia, entonces la comparación entre distribuciones no se sería del todo válida. Para homogenizar resultados el número de grados de libertad ν , se calcula como $\nu=k-1$, esto provoca que el valor de la variable pueda ser un poco menor; otra consideración necesaria para que las distribuciones puedan compararse, es que el número de intervalos k considerado en cada prueba sean los mismos, éste se obtiene con la Ecuación (A1.4), la cual es una fórmula empírica donde se calcula el logaritmo natural de base dos al número de datos y se le suma la unidad, el resultado se redondea al número entero inmediato inferior (EasyFit 3.0, 2006).

$$k = 1 + \log_2 n \quad (\text{A1.4})$$

La prueba de chi-cuadrada se aplicó a los datos de aceleraciones máximas absolutas registradas durante la semana de estudio, para escoger la distribución de probabilidad que mejor representa el comportamiento de éstas, se comprobó el ajuste con 30 distribuciones. El número total de datos fue de 28685, por lo tanto se consideraron 15 intervalos, la variable con distribución chi-cuadrada para un nivel de significancia del 0.05 y 14 grados de libertad fue 23.685, en la Tabla A1.1 se ordenaron los resultados en función del parámetro estadístico D .

Tabla A1.1: Ajuste de la prueba de chi-cuadrada: Aceleración máxima absoluta de cada acelerograma ($A_{\text{máx}}$ - cm/seg²)

Distribución	Parámetro Estadístico D	Rango de ajuste
Frechet	3419.3	1
Frechet (3P)	4055.8	2
Gen. Extreme Value	4635.8	3
Log-Logistic (3P)	5807.5	4
Log-Logistic	6843	5
Inv. Gaussian (3P)	7299.7	6
Lognormal (3P)	7401.8	7
Lognormal	7836	8
Inv. Gaussian	8821.6	9
Fatigue Life (3P)	9531.7	10
Fatigue Life	9693.4	11
Cauchy	9784.8	12
Weibull	15530	13
Beta	16230	14
Gamma (3P)	16491	15
Phased Bi-Exponential	16656	16
Exponential (2P)	16796	17
Exponential	17929	18
Gamma	26647	19
Chi-Squared (2P)	30526	20
Phased Bi-Weibull	31583	21
Rayleigh	31591	22
Chi-Squared	40637	23
Pert	46911	24
Rayleigh (2P)	48485	25
Gumbel Max	50538	26
Laplace	58253	27
Logistic	63153	28
Power Function	67942	29
Normal	69199	30

**“ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES DE UN
PUENTE VEHICULAR DEL ESTADO DE MÉXICO
CON BASE EN RIESGO Y CONFIABILIDAD”**

ANEXO 2

Cálculo de las Propiedades Dinámicas del Puente

Como se mencionó en el capítulo referente a la descripción de las pruebas, se midió la respuesta del puente con 6 acelerómetros uniaxiales ante carga controlada, sólo 5 de ellos registraron la información, para determinar las propiedades dinámicas del puente es necesario elegir un acelerograma de los 55 generados (11 acelerogramas por cada acelerógrafo), sólo se consideraron los que muestran la respuesta vertical al centro del claro (eje z, acelerómetro 4) ante el vehículo de prueba (10, ya que 1 es de vibración ambiental), de los restantes, sólo se consideraron los que muestran las vibraciones cuando el vehículo transitó por el eje central del puente, finalmente, se tomaron en cuenta los originados al paso del vehículo en la misma dirección de recorrido (es decir, 4). Las características de estas pruebas y la respuesta del puente se presentan en la Tabla A2.1.

Tabla A2.1: Pruebas de vibración con carga controlada, registradas al centro del claro

Prueba	Acelerómetro	Localización	Componente	Velocidad del vehículo (km/h)	a_{\max} (cm/seg ²)	a_{\min} (cm/seg ²)	a_{\maxabs} (cm/seg ²)
3	4	L/2	z, vertical	20	20.22	-22.87	22.87
4	4	L/2	z, vertical	40	23.07	-29.41	29.41
5	4	L/2	z, vertical	60	39.84	-33.47	39.84
6	4	L/2	z, vertical	5	24.91	-28.15	28.15

En la Tabla A2.2 se muestran los cálculos de las propiedades dinámicas (periodo, frecuencia, frecuencia circular y el amortiguamiento) del puente con ayuda de cada acelerograma de las pruebas mostradas en la Tabla A2.1, así como el coeficiente de variación para cada parámetro, se observa que la variación de las propiedades calculadas con los distintos registros de vibración es mínima (menor al 5%).

Tabla A2.2: Propiedades dinámicas del puente calculadas con los acelerogramas de la Tabla A2.1

Prueba	T (seg)	f (Hz)	ω (rad/seg)	ξ
3	0.29	3.47	21.82	1.97%
4	0.30	3.37	21.18	1.88%
5	0.30	3.39	21.30	1.93%
6	0.30	3.37	21.18	1.98%
Media	0.29	3.40	21.37	1.94%
Desv. Est.	0.00	0.05	0.30	0.0004
Coef. Var.	0.01	0.01	0.01	0.0226

Una medida de dispersión que nos indica cuanto un dato en particular se separa de la media es el error estándar, en la Tabla A2.3 se calculó dicha variación a cada propiedad obtenida con los registros acelerográficos de la Tabla A2.1, con el propósito de elegir el acelerograma que representa el comportamiento de vibración libre promedio del puente elegido.

Tabla A2.3: Error estándar calculado a cada propiedad dinámica obtenida de cada acelerograma elegido

Prueba	T	f	ω	ξ
3	1.47	1.47	1.47	0.70
4	0.63	0.62	0.62	1.28
5	0.22	0.23	0.23	0.30
6	0.63	0.62	0.62	0.88

El registro de aceleraciones de la prueba 5 (Tabla A2.3), es entonces el que mejor representa el comportamiento medio de la estructura en las condiciones señaladas, en la Figura A2.1 se muestra dicho registro. En la Figura A2.2 se presentan los últimos 3 segundos de este registro correspondientes a la vibración libre de la superestructura una vez que el vehículo salió del puente.

En la Figura A2.1 se pueden ver los 18 segundos de duración de la prueba, se tomaron los tres segundos finales (Figura A2.2) en los que el puente se amortigua, para determinar las propiedades dinámicas del puente (periodo, frecuencia, frecuencia no amortiguada, factor de amortiguamiento promedio).

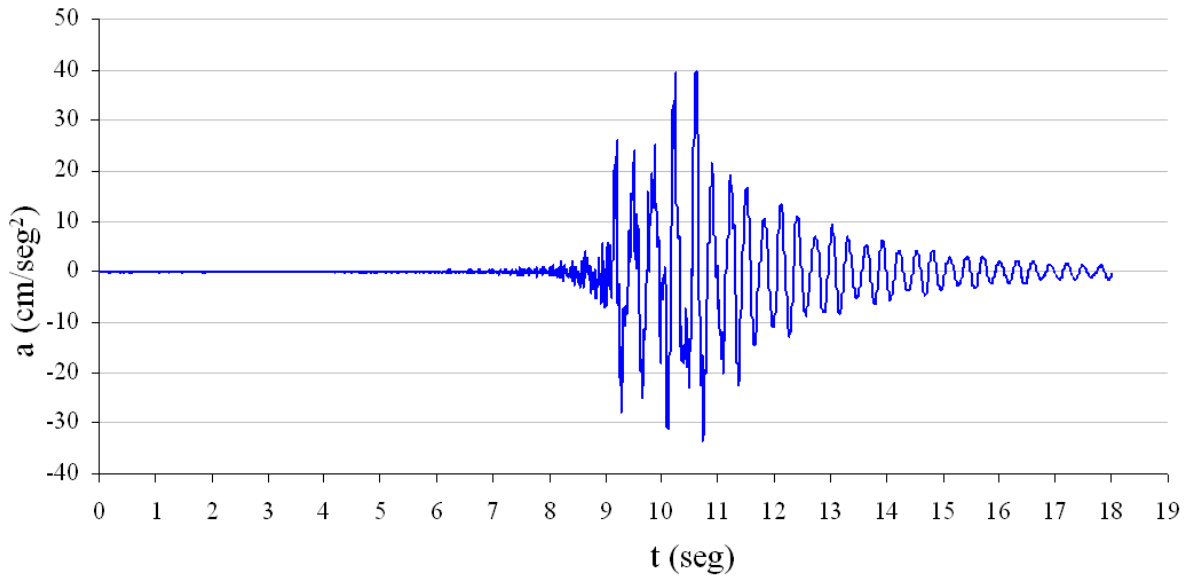


Figura A2.1, Acelerograma de los 18 segundos de registro

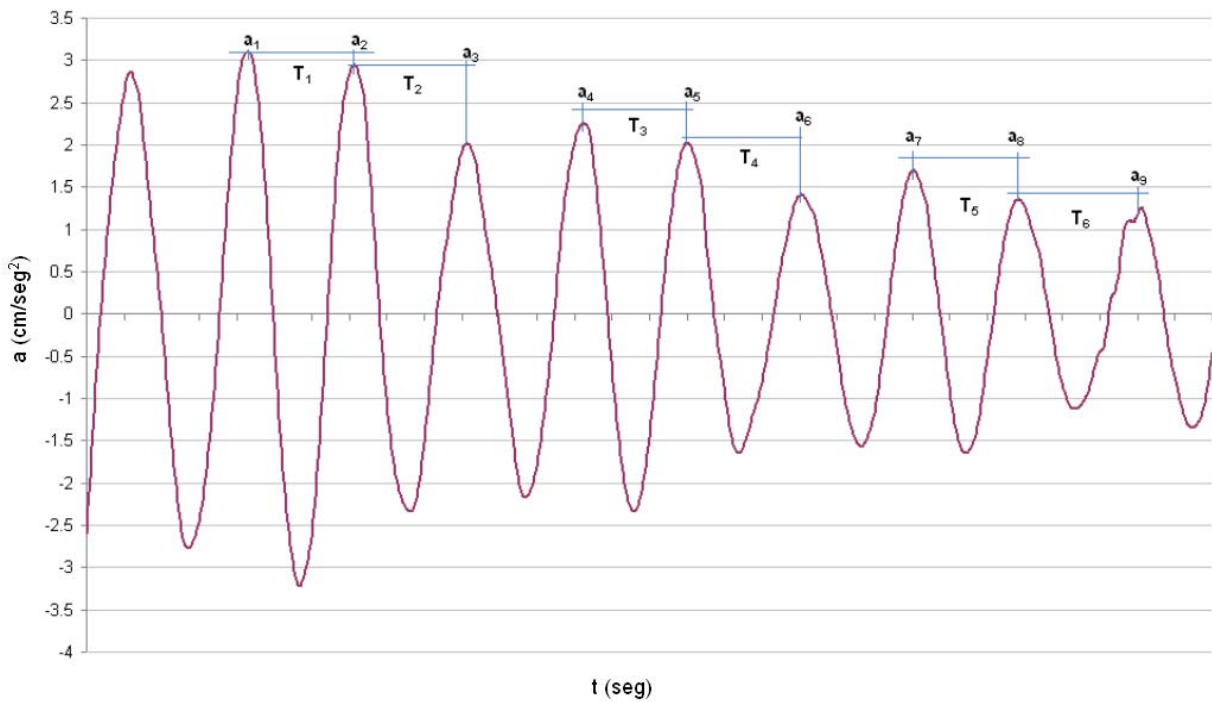


Figura A2.2. Acelerograma del segundo 15 al 18

Las aceleraciones máximas positivas y los tiempos en que éstas ocurrieron se pueden ver gráficamente en la Figura A2.2 y de manera numérica en la Tabla A2.4.

Tabla A2.4: Aceleraciones y tiempos de ocurrencia de los tres segundos finales de la prueba

Aceleración (cm/seg ²)		Tiempo (seg)	
a ₁ =	3.10	t(a ₁) =	15.43
a ₂ =	2.94	t(a ₂) =	15.71
a ₃ =	2.02	t(a ₃) =	16.01
a ₄ =	2.25	t(a ₄) =	16.32
a ₅ =	2.04	t(a ₅) =	16.60
a ₆ =	1.40	t(a ₆) =	16.90
a ₇ =	1.70	t(a ₇) =	17.20
a ₈ =	1.35	t(a ₈) =	17.48
a ₉ =	1.26	t(a ₉) =	17.81

Se calcula primero el periodo de aceleración promedio (T) con la Ecuación (A2.1), (Kelly, 2000).

$$T = \frac{\sum_{i=1}^n T_i}{n} \quad (\text{A2.1})$$

$$T_1 = t(a_2) - t(a_1) = 0.28 \text{ seg.}$$

$$T_2 = t(a_3) - t(a_2) = 0.30 \text{ seg.}$$

$$T_3 = t(a_5) - t(a_4) = 0.28 \text{ seg.}$$

$$T_4 = t(a_6) - t(a_5) = 0.30 \text{ seg.}$$

$$T_5 = t(a_8) - t(a_7) = 0.28 \text{ seg.}$$

$$T_6 = t(a_9) - t(a_8) = 0.33 \text{ seg.}$$

$$\sum_{i=1}^6 T_i = 1.77 \text{ seg.}$$

$$T = \frac{\sum_{i=1}^6 T_i}{6} = 0.295 \text{ seg.}$$

Ahora se calcula la frecuencia (f), con la Ecuación (A2.2), (Kelly, 2000):

$$f = \frac{1}{T} \quad (\text{A2.2})$$

$$f = \frac{1}{T} = 3.39 \text{ Hz}$$

Se procede a calcular la frecuencia no amortiguada de vibración (ω) con la Ecuación (A2.3), (Kelly, 2000):

$$\omega = 2\pi f \quad (\text{A2.3})$$

$$\omega = 2\pi f = 21.30 \text{ rad/seg}$$

Se calcula por último el factor de amortiguamiento promedio (ξ) con la Ecuación (A2.4), (Carrion y otros, 1999):

$$\xi \cong \frac{\ln\left(\frac{a_n}{a_{n+m}}\right)}{2\pi m} \quad (\text{A2.4})$$

$$\xi_1 = \ln(a_1/a_2)/(2\pi \times 1) = 0.83\%$$

$$\xi_2 = \ln(a_1/a_3)/(2\pi \times 2) = 3.41\%$$

$$\xi_3 = \ln(a_1/a_4)/(2\pi \times 3) = 1.69\%$$

$$\xi_4 = \ln(a_1/a_5)/(2\pi \times 4) = 1.68\%$$

$$\xi_5 = \ln(a_1/a_6)/(2\pi \times 5) = 2.53\%$$

$$\xi_6 = \ln(a_1/a_7)/(2\pi \times 6) = 1.60\%$$

$$\xi_7 = \ln(a_1/a_8)/(2\pi \times 7) = 1.89\%$$

$$\xi_8 = \ln(a_1/a_9)/(2\pi \times 8) = 1.79\%$$

$$\sum_{i=1}^8 \xi_i = 15.42\%$$

$$\xi = \frac{\sum_{i=1}^8 \xi_i}{8} = 1.93\%$$

El factor de amortiguamiento (ξ) es menor que 20%, por lo que se le puede considerar bajo.