



Universidad Autónoma Metropolitana  
Unidad Azcapotzalco

---

---

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA  
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

EVALUACIÓN DE MÉTODOS DE ANÁLISIS  
PARA DISEÑO DE PUENTES CARRETEROS  
COMUNES NO REGULARES

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
**MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**  
P R E S E N T A

**CINTHIA MELISSA ORNELAS VEGA**

DIRECTOR DE TESIS: **DRA. CONSUELO GÓMEZ SOBERÓN**

MÉXICO, D. F.

JUNIO DE 2014

# **Evaluación de métodos de análisis para diseño de puentes carreteros comunes no regulares**

Cinthia Melissa Ornelas Vega



A mis padres: Lorena y Sergio,  
Por su amor incondicional.



## Agradecimientos

“Hay bajo el sol un momento para todo,  
y un tiempo para hacer cada cosa:  
tiempo para nacer, y tiempo para morir;  
tiempo para plantar y tiempo para arrancar lo plantado...”  
(Ec. 3, 1-2)

Gracias a mi Dios por la vida que me da, por acompañarme en este trayecto y demostrarme día a día que para Él no hay imposibles. Gracias porque en su sabiduría, me ha hecho vivir una de las experiencias más enriquecedoras.

Gracias a mi familia, en especial a mis padres Lorena y Sergio, por el amor que me dan, por ser mis soportes, mi motivación, por enseñarme a caminar y permitirme volar.

Gracias a la Universidad Autónoma Metropolitana por la oportunidad que me brindó. Principalmente agradezco al Posgrado en Ingeniería Estructural, a los maestros que compartieron sus conocimientos y experiencias. De manera especial, agradezco a la Dra. Consuelo por su tiempo, su confianza y su tutoría para la elaboración de este trabajo de investigación; de igual forma agradezco a los revisores de esta tesis, el Dr. Gelacio y Dr. Darío, por su tiempo y aportaciones.

Gracias a mis compañeros por convertirse en amigos, en familia. Especialmente agradezco a Rodrigo por compartirme su experiencia, algunos documentos y apoyo en este trabajo.

Gracias a mis amigos, a mi comunidad San Pablo, y a todos aquellos que, aunque lejos, con sus oraciones me mantuvieron de pie.

Por último quiero agradecer a al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por darme la oportunidad de continuar mis estudios como becaria de esta Universidad, y de esta manera ahora sea tiempo de dar fruto, de devolver por medio de la práctica de mi profesión, todo el apoyo brindado.



## Resumen

Códigos de diseño como el de la AASHTO o el Eurocódigo, proponen métodos de análisis simplificados y rigurosos para el diseño de puentes carreteros. La elección del tipo de análisis sísmico está en función de la importancia e irregularidad de la estructura. En cuanto a la irregularidad, la clasificación es muy simple y ambigua; por lo tanto, no queda clara la forma de definir el tipo de análisis a realizar.

Este trabajo busca revisar la influencia de la irregularidad geométrica en puentes para la selección de uno o varios métodos de análisis para su diseño, y de esta manera, aportar recomendaciones para la selección de dichos tipos de análisis.

Se estudiaron siete puentes de viga continua sobre pilas, con cuatro claros de igual longitud y tres ejes de pilas. Seis de estos puentes, presentan irregularidad en la subestructura, debido a que la longitud de la pila central varía en porcentajes de  $\pm 25\%$ ,  $50\%$  y  $75\%$  de la longitud de las pilas extremas. Los puentes se analizaron con los métodos simplificados que plantea la AASHTO (métodos unimodales y multimodales) y con el método N2, utilizado en el Eurocódigo. Estos análisis se compararon con un análisis riguroso en la historia del tiempo y se cotejaron resultados a nivel de fuerzas y desplazamientos. Los puentes se ubicaron en el estado de Michoacán, por lo tanto, la carga sísmica de diseño utilizada es la planteada para esta zona por el Manual de la Comisión Federal de Electricidad.

Con los análisis realizados se logra determinar la precisión de cada tipo de análisis, en relación a la irregularidad del puente, para así elaborar recomendaciones para la elección del tipo de análisis a utilizar para obtener diseños estructurales más precisos.

## **Abstract**

Design codes like AASTHO or the Eurocode, propose either simplified or detailed analysis methods for highway bridge design. The type of seismic analysis to be performed is in function of the importance and the geometric irregularity of the structure. The classification made for geometric irregularities is simplified and ambiguous, thus, making the selection of the type of analysis is hard to be defined.

This document studies the influence of geometric irregularities in bridges, and looks for the appropriate type of analysis that should be utilized according to the design codes.

Seven continuous bridges with four spans of equal length and three piers as the supports were studied. Six of these bridges show a geometric irregularity in the substructure due to the varying length of the center pier, with respect to the lengths of the other two piers ( $\pm 25\%$ ,  $50\%$ , and  $75\%$  respectively). The simplified methods proposed by AASHTO and the N2 method from the Eurocode were utilized for the analyses of these bridges. The results of these analysis were compared to a thorough time history analysis at force and displacement levels. The applied seismic load was calculated for a Seismic Zone D according to the Mexican Seismic Design Manual.

The analysis results show the accuracy of each type of analysis due to the type of geometric irregularity of the bridge. Guidelines and recommendations were developed for an appropriate selection of the method that should be utilized for a more efficient structural design.

# Índice general

Agradecimientos.....	v
Resumen.....	vii
Abstract.....	viii
Índice general.....	ix
Índice de figuras.....	xi
Índice de tablas.....	xiii
<b>Capítulo 1 Introducción y objetivos.....</b>	<b>1</b>
1.1 Introducción.....	1
1.2 Justificación.....	2
1.3 Objetivo general y objetivos particulares.....	4
1.4 Contenido de la tesis.....	5
<b>Capítulo 2 Antecedentes.....</b>	<b>6</b>
2.1 Enfoque de los códigos de diseño respecto a la irregularidad en puentes.....	6
2.1.1 AASHTO.....	6
2.1.1.1 Especificaciones sísmicas.....	8
2.1.2 Eurocódigo.....	9
2.1.3 Caltrans.....	13
2.1.4 Manual de obras civiles (CFE).....	15
2.2 Investigaciones previas relacionadas.....	18
<b>Capítulo 3 Métodos de análisis para diseño.....</b>	<b>21</b>
3.1 Métodos de análisis simplificados.....	21
3.1.1 Análisis unimodal espectral.....	21
3.1.2 Análisis multimodal espectral.....	27
3.1.3 Método N2.....	28
3.2 Método de análisis riguroso.....	35
3.2.1 Método tiempo-historia.....	35
3.2.1.1 Método de Newmark de aceleración promedio.....	38
<b>Capítulo 4 Análisis para puente regular.....</b>	<b>41</b>
4.1 Elección de modelos de puentes.....	41
4.1.1 Propiedades de vigas y columnas.....	43
4.2 Carga sísmica.....	43
4.3 Análisis unimodal espectral para modelo regular.....	44
4.3.1 Análisis en la dirección longitudinal.....	44

4.3.2	Análisis en la dirección transversal.....	48
4.3.2.1	Ecuación cuadrática para describir la deformada.....	51
4.4	Análisis multimodal espectral para modelo regular.....	54
4.5	Método N2 para modelo regular.....	55
4.5.1	Análisis estático no lineal.....	59
4.5.2	Desplazamiento objetivo con el método de coeficientes del FEMA.....	61
4.6	Método tiempo-historia.....	66
4.6.1	Consideraciones generales respecto al análisis.....	66
4.6.2	Modelado de columnas.....	66
4.7	Resultados de análisis para modelo regular.....	72
<b>Capítulo 5</b>	<b>Análisis de puentes irregulares.....</b>	<b>76</b>
5.1	Puentes irregulares.....	76
5.2	Análisis unimodal espectral.....	77
5.3	Análisis multimodal espectral.....	79
5.4	Método N2.....	79
5.5	Análisis en la historia del tiempo.....	82
<b>Capítulo 6</b>	<b>Comparación de resultados.....</b>	<b>85</b>
6.1	Modelo +25%.....	85
6.2	Modelo +50%.....	86
6.3	Modelo +75%.....	88
6.4	Modelo -25%.....	89
6.5	Modelo -50%.....	90
6.6	Modelo -75%.....	92
6.7	Gráficas de comparación.....	93
<b>Capítulo 7</b>	<b>Conclusiones y recomendaciones finales.....</b>	<b>104</b>
7.1	Resumen.....	104
7.2	Conclusiones y recomendaciones.....	105
7.3	Investigaciones futuras.....	108
	<b>Referencias.....</b>	<b>110</b>

## Índice de figuras

<b>Figura</b>	<b>3.1</b>	Tablero sometido a cargas transversales y longitudinales (AASHTO, 2010).....	22
<b>Figura</b>	<b>3.2</b>	Diagrama de flujo: análisis unimodal espectral (AASHTO, 2010).....	25
<b>Figura</b>	<b>3.3</b>	Tablero sometido a carga uniforme Po (Armouti, 2002).....	26
<b>Figura</b>	<b>3.4</b>	Diagrama de flujo: análisis multimodal espectral (Chopra, 2007).....	29
<b>Figura</b>	<b>3.5</b>	Idealización del sistema de un grado de libertad (Fajfar, 2000).....	31
<b>Figura</b>	<b>3.6</b>	Espectro de demanda elástica e inelástica contra diagrama de capacidad (Fajfar, 2000).....	33
<b>Figura</b>	<b>3.7</b>	Diagrama de flujo: método N2 (Fajfar, 2000).....	37
<b>Figura</b>	<b>3.8</b>	Diagrama de flujo: método de aceleración promedio .....	39
<b>Figura</b>	<b>3.9</b>	Rigidez secante (ki)sec (Chopra, 2007).....	40
<b>Figura</b>	<b>4.1</b>	Dimensiones en metros de claros y altura de pilas.....	41
<b>Figura</b>	<b>4.2</b>	Dimensiones de vigas y columnas (Priestley, 1996).....	42
<b>Figura</b>	<b>4.3</b>	Espectro de diseño de Chilpancingo Guerrero.....	44
<b>Figura</b>	<b>4.4</b>	Datos iniciales del análisis unimodal espectral.....	45
<b>Figura</b>	<b>4.5</b>	Cálculo del desplazamiento estático debido a carga Po.....	46
<b>Figura</b>	<b>4.6</b>	Cálculo del factores $\alpha$ , $\beta$ y $\gamma$ y periodo.....	46
<b>Figura</b>	<b>4.7</b>	Carga sísmica equivalente y desplazamiento máximo.....	47
<b>Figura</b>	<b>4.8</b>	Elementos mecánicos en columnas de análisis longitudinal.....	47
<b>Figura</b>	<b>4.9</b>	Cálculo de rigidez de columnas.....	48
<b>Figura</b>	<b>4.10</b>	Cálculo de desplazamiento máximo debido a patrón de carga modal.....	49
<b>Figura</b>	<b>4.11</b>	Cálculo del factores $\alpha$ , $\beta$ y $\gamma$ y periodo en análisis transversal.....	49
<b>Figura</b>	<b>4.12</b>	Cálculo fuerza estática equivalente.....	50
<b>Figura</b>	<b>4.13</b>	Elementos mecánicos en columnas de análisis transversal.....	51
<b>Figura</b>	<b>4.14</b>	Desplazamiento máximo y factores $\alpha$ , $\beta$ y $\gamma$ .....	53
<b>Figura</b>	<b>4.15</b>	Cálculo del periodo en dirección transversal.....	53
<b>Figura</b>	<b>4.16</b>	Carga de sismo equivalente y elementos mecánicos.....	54
<b>Figura</b>	<b>4.17</b>	Modelo regular en SAP2000.....	54
<b>Figura</b>	<b>4.18</b>	Distribución de momentos ante carga sísmica longitudinal.....	55
<b>Figura</b>	<b>4.19</b>	Datos iniciales del método N2.....	56
<b>Figura</b>	<b>4.20</b>	Cálculo del espectro de desplazamiento.....	56
<b>Figura</b>	<b>4.21</b>	Espectro de desplazamiento inelástico.....	57
<b>Figura</b>	<b>4.22</b>	Cálculo del periodo y del desplazamiento máximo.....	58
<b>Figura</b>	<b>4.23</b>	Resultados obtenidos en la dirección longitudinal con el método N2.....	58
<b>Figura</b>	<b>4.24</b>	Resultados obtenidos en la dirección transversal con el método N2.....	58
<b>Figura</b>	<b>4.25</b>	Curva de capacidad en dirección transversal.....	60
<b>Figura</b>	<b>4.26</b>	Curva de capacidad en dirección longitudinal.....	61
<b>Figura</b>	<b>4.27</b>	Desplazamiento objetivo en dirección longitudinal.....	64
<b>Figura</b>	<b>4.28</b>	Desplazamiento objetivo en dirección transversal.....	65
<b>Figura</b>	<b>4.29</b>	Diagrama de interacción dirección Y, columna extrema.....	69
<b>Figura</b>	<b>4.30</b>	Diagrama de interacción dirección X, columna extrema.....	69
<b>Figura</b>	<b>4.31</b>	Diagrama de interacción dirección Y, columna central.....	70
<b>Figura</b>	<b>4.32</b>	Diagrama de interacción dirección X, columna central.....	70

<b>Figura 4.33</b>	Longitud de articulación plástica.....	72
<b>Figura 4.34</b>	Cálculo de ductilidades.....	73
<b>Figura 6.1</b>	Resultados de carga axial para columna extrema.....	94
<b>Figura 6.2</b>	Resultados de carga axial para columna central.....	94
<b>Figura 6.3</b>	Resultados de fuerza cortante para columna extrema.....	95
<b>Figura 6.4</b>	Resultados de fuerza cortante para columna central.....	95
<b>Figura 6.5</b>	Resultados de momento flexionante longitudinal para columna extrema.....	96
<b>Figura 6.6</b>	Resultados de momento flexionante longitudinal para columna central.....	96
<b>Figura 6.7</b>	Resultados de momento flexionante transversal para columna extrema.....	97
<b>Figura 6.8</b>	Resultados de momento flexionante transversal para columna central.....	97
<b>Figura 6.9</b>	Resultados de desplazamiento longitudinal para columna central.....	98
<b>Figura 6.10</b>	Resultados de desplazamiento transversal para columna central.....	98
<b>Figura 6.11</b>	Resultados de periodo longitudinal.....	99
<b>Figura 6.12</b>	Resultados de periodo transversal.....	99
<b>Figura 6.13</b>	Análisis unimodal espectral para columna extrema.....	100
<b>Figura 6.14</b>	Análisis unimodal espectral para columna central.....	101
<b>Figura 6.15</b>	Análisis multimodal espectral para columna extrema.....	101
<b>Figura 6.16</b>	Análisis multimodal espectral para columna extrema con límites.....	102
<b>Figura 6.17</b>	Análisis multimodal espectral para columna central.....	102
<b>Figura 6.18</b>	Método N2 para columna extrema.....	103
<b>Figura 6.19</b>	Método N2 para columna central.....	103

## Índice de tablas

<b>Tabla</b>	<b>2.1</b>	Requisitos para que un puente sea considerado regular (AASHTO, 2010).....	7
<b>Tabla</b>	<b>2.2</b>	Requisitos de análisis mínimos para efectos sísmicos (AASHTO, 2010).....	7
<b>Tabla</b>	<b>2.3</b>	Clasificación de importancia de puentes (EN, 1998).....	9
<b>Tabla</b>	<b>2.4</b>	Clasificación de puentes (Caltrans, 2010).....	14
<b>Tabla</b>	<b>2.5</b>	Clasificación de estructuras según su destino (CFE, 2008).....	16
<b>Tabla</b>	<b>4.1</b>	Longitud de pila central en los modelos de puentes.....	42
<b>Tabla</b>	<b>4.2</b>	Propiedades geométricas de vigas y columnas.....	43
<b>Tabla</b>	<b>4.3</b>	Factor de modificación C2 (FEMA, 1997).....	63
<b>Tabla</b>	<b>4.4</b>	Elementos mecánicos para diseño de columnas del modelo regular.....	68
<b>Tabla</b>	<b>4.5</b>	Resultados modelo regular.....	74
<b>Tabla</b>	<b>5.1</b>	Longitud de pila central en los modelos de puentes.....	76
<b>Tabla</b>	<b>5.2</b>	Análisis unimodal espectral de puentes irregulares.....	78
<b>Tabla</b>	<b>5.3</b>	Análisis multimodal espectral de puentes irregulares.....	80
<b>Tabla</b>	<b>5.4</b>	Método N2 en puentes irregulares.....	81
<b>Tabla</b>	<b>5.5</b>	Análisis en la historia del tiempo para puentes irregulares.....	83
<b>Tabla</b>	<b>6.1</b>	Resultados de análisis para modelo +25%.....	86
<b>Tabla</b>	<b>6.2</b>	Resultados de análisis para modelo +50%.....	87
<b>Tabla</b>	<b>6.3</b>	Resultados de análisis para modelo +75%.....	88
<b>Tabla</b>	<b>6.4</b>	Resultados de análisis para modelo -25%.....	90
<b>Tabla</b>	<b>6.5</b>	Resultados de análisis para modelo -50%.....	91
<b>Tabla</b>	<b>6.6</b>	Resultados de análisis para modelo -75%.....	93



# Capítulo 1

## Introducción y objetivos

### 1.1 Introducción

Una parte fundamental para el desarrollo económico y social de un país son, sin lugar a dudas, las vías de comunicación, aquellas que mantienen unido y comunicado al territorio entero. La principal vía de comunicación o transporte en México, tanto de usuarios como de mercancía, es la terrestre, dentro de la cual destacan las carreteras por ser las más utilizadas. Las carreteras unen ciudades, estados e incluso países. Sin embargo, debido a la topografía que presentan diversos sitios, es necesario incluir, dentro del sistema carretero, estructuras que permitan el correcto funcionamiento del mismo, en otras palabras, es necesario hacer el uso de puentes.

Un puente carretero puede definirse como un sistema estructural diseñado para salvar un claro sin interrumpir el tráfico vehicular, el cual puede ser un río, un camino, una vía férrea o cualquier obstáculo que se presente. Según la revista Vías terrestres de la Asociación Mexicana de Ingeniería de Vías Terrestres A. C., en el 2009 la Dirección General de Conservación de Carreteras indicó que en toda la República Mexicana había un total de 7,514 puentes carreteros dentro del sistema carretero federal. Este número de puentes quizá resulte pequeño comparado con los más de 590,000 puentes existentes en Estados Unidos (Tonias y Zhao, 2007); sin embargo, esta comparación resulta irrelevante considerando el grado de importancia de estas estructuras; si un puente falla o colapsa, puede tener consecuencias desastrosas en una población.

Debido a que gran parte del territorio mexicano se encuentra en una zona de alta sismicidad, el análisis estructural de un puente debe realizarse de manera óptima, para que este refleje lo mejor posible las exigencias de la carga externa y proporcione así diseños que, primordialmente, cumplan los requisitos de seguridad. En México, aún no existe un código como tal para el análisis y diseño de puentes, por lo que se hace uso de códigos extranjeros, principalmente de la AASTHO, acrónimo de su nombre en el idioma inglés, American Association of State Highway and Transportation Officials, y se siguen las recomendaciones, así como la normativa especificada de manuales como el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2008).

Este trabajo de investigación se enfoca en evaluar los métodos de análisis propuestos por los diferentes códigos utilizados en México para el diseño de puentes. Con esto, además de comparar los diferentes métodos, se busca poder ofrecer al calculista una serie de recomendaciones respecto al tipo de análisis a utilizar. Este trabajo se limita al análisis para puentes tipo viga sobre columnas, ya que son los más comunes dentro de la red carretera del país. Las estructuras seleccionadas para el análisis presentan irregularidad en la subestructura, al variar la longitud de la pila central, ya que los reglamentos de diseño generalmente relacionan el método de análisis para el diseño con la regularidad e importancia del sistema. Los tipos de análisis que se consideran en este trabajo incluyen desde el método más simple, como el análisis unimodal, hasta análisis no lineales paso a paso, de los cuales se compara las respuestas de los diferentes puentes, y de esta manera tratar de ofrecer conclusiones y recomendaciones.

## **1.2 Justificación**

El código de la AASHTO (utilizado en México para el diseño de puentes) maneja ciertos criterios de regularidad e importancia en puentes para la elección del tipo de análisis a realizar en la estructura a ser diseñada. Los parámetros para definir la regularidad o no regularidad de un puente están dados por características, tales como: número de claros, curvatura, altura de las pilas y la geometría o rigidez de los

elementos. Dentro de los tipos de puentes, según su importancia, se encuentran los puentes críticos, esenciales y otros, los cuales tienen un grado de importancia de mayor a menor, respectivamente. Estos parámetros, tanto de regularidad como de importancia, están definidos de una manera muy ambigua y subjetiva por el código, lo que resulta en una clasificación muchas veces a criterio del dueño y/o diseñador.

Para puentes con cierto grado de irregularidad, la elección del tipo de análisis es muy importante para la obtención de resultados aproximados al comportamiento real de la estructura. En el mejor de los casos, se deberían realizar análisis no lineales en la historia del tiempo (HT), ya que los resultados obtenidos de este tipo de estudios (fuerzas y desplazamientos) son muy cercanos a la realidad. El inconveniente que presenta esto, es que son análisis muy rigurosos y por lo tanto consumen bastante tiempo, tanto en el modelado en el software de análisis, como en la ejecución del mismo. Por este motivo, existen diferentes tipos de análisis más simples que pueden modelar el comportamiento de algunas estructuras (las menos complejas), los cuales son los análisis simplificados como el método elástico unimodal (SM), el método elástico multimodal (MM), utilizados por la AASHTO, y el método N2, el cual es un análisis no lineal planteado en el Eurocódigo (EN 1998).

La aplicación de cada tipo de análisis está en parte relacionada con la regularidad del puente, de esta manera al no existir parámetros bien definidos o recomendaciones para el uso de uno u otro método en los códigos actuales, se deben realizar estudios relacionados con estos tópicos y proporcionar al diseñador mejores medidas para la elección del análisis a realizar. Algunos estudios sobre el tema ya se encuentran en la literatura internacional disponible (artículos elaborados por universidades en Grecia y Eslovenia, principalmente); sin embargo, en éstos se concluye que una mayor investigación de este tema es necesaria.

Para el caso particular de México, el análisis de puentes carreteros se debe realizar utilizando las cargas y características típicas de las estructuras nacionales. La Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), junto con el Instituto Mexicano del Transporte (IMT), establecen las cargas vehiculares para el diseño estructural de

puentes, mientras que en el Manual de Diseño de Obras Civiles se implementan los espectros de diseño para el cálculo de cargas sísmicas. Por esta razón, es imperativo realizar estudios basándose en las solicitaciones que se encuentran en el país y en las configuraciones estructurales propias, lo que hace de este trabajo algo nuevo y necesario para ayudar al diseñador a conseguir análisis confiables, y por lo tanto, obtener mejores diseños estructurales.

### **1.3 Objetivo general y objetivos particulares**

El objetivo general de este trabajo de investigación es la evaluación de los diferentes tipos de análisis propuestos por códigos de diseño (AASHTO y Eurocódigo) para el diseño de puentes carreteros comunes, utilizando carga sísmica de México. Además se busca revisar la influencia de la irregularidad en puentes para la selección de uno o varios métodos de análisis para su diseño, y de esta manera, aportar recomendaciones para la selección de dichos tipos de análisis.

Conforme al objetivo general planteado, los objetivos particulares son:

- Seleccionar modelos de puentes con irregularidad en la subestructura.
- Definir las cargas a las que serán sometidos los modelos.
- Comprender y aplicar los métodos de análisis simplificados y análisis en la historia del tiempo para el estudio de puentes. Entre los métodos simplificados a estudiar están: método elástico de un solo modo o unimodal, método elástico multimodal, ambos propuestos en el AASTHO, y el método N2 del Eurocódigo.
- Analizar con métodos simplificados y con el método riguroso en la historia del tiempo los puentes con diferentes condiciones de irregularidad. Para los análisis simplificados se usó el software de análisis SAP2000 versión 14, así como hojas de cálculo elaboradas en Mathcad y Matlab, y para los análisis no lineales en la historia del tiempo se utilizó el programa Ruaumoko 3D (Carr, 2004).

- Comparar las respuestas máximas obtenidas, utilizadas en el diseño de los puentes, con los métodos simplificados y el método HT. A partir de las comparaciones, deducir en qué casos los métodos simplificados reflejan adecuadamente la respuesta de la estructura.
- Elaborar recomendaciones para la selección del método de análisis de puentes.

#### **1.4 Contenido de la tesis**

Esta tesis está dividida en siete capítulos. El capítulo 1 presenta una introducción de la investigación, la justificación de la misma y los diferentes objetivos planteados para el desarrollo de este trabajo. El capítulo 2 muestra los resultados de una investigación bibliográfica, los trabajos anteriores referentes al tema, así como una evaluación del enfoque de los diferentes códigos referentes a la irregularidad en puentes. El capítulo 3 describe a detalle los diferentes métodos de análisis a evaluar: el método elástico unimodal, el método multimodal, y el análisis paso a paso contenidos en el AASHTO, así como el método N2 propuesto por el Eurocódigo. El capítulo 4 muestra los análisis realizados al modelo de puente regular (misma altura de pilas) y el capítulo 5 los análisis de los modelos de puentes viga con diferente porcentaje de irregularidad en la subestructura (variaciones a la altura de la pila central). El capítulo 6 contiene la comparación de los resultados de dichos análisis, y para finalizar en el capítulo 7 se especifican las recomendaciones y conclusiones finales de la investigación.

## **Capítulo 2**

### **Antecedentes**

#### **2.1 Enfoque de los códigos de diseño respecto a la irregularidad en puentes**

Como se mencionó en el capítulo 1, los códigos de diseño de puentes manejan ciertos parámetros para definir la regularidad o irregularidad de un puente. Conocer con precisión la consecuencia de un cierto grado de irregularidad en el comportamiento de puentes y la normativa respectiva, permite al ingeniero elegir el tipo de análisis sísmico a realizar. Por este motivo, se revisa la manera en la cual los códigos de diseño actuales definen la irregularidad del puente. Se han seleccionado algunos de los códigos y recomendaciones más utilizados en el mundo, el de la AASHTO (AASHTO, 2010), el Eurocódigo 8 – Parte 2: Diseño Sísmico de Estructuras (EN, 1998), la normativa del Departamento de Transporte de California (Caltrans, 2010) y el Manual de Obras Civiles (CFE, 2008).

##### **2.1.1. AASHTO**

Según el código del AASHTO (2010) en su comentario a la especificación 4.7.4.3.1, la elección del tipo de análisis a realizar depende de la zona sísmica, la regularidad y la importancia del puente. Este código define la regularidad en función del número de claros y de la distribución de la masa y la rigidez. En la tabla 2.1 se muestran los requisitos para considerar a un puente como regular, en la cual se observa que un puente regular tiene menos de siete claros, ningún cambio drástico en su peso, rigidez o geometría y no existen grandes variaciones de estos parámetros entre tramos o apoyos. Si alguno de estos requisitos no se cumplen, el puente se considera irregular.

Tabla 2.1 Requisitos para que un puente sea considerado regular (AASHTO, 2010).

Parámetro	Valor				
	2	3	4	5	6
Número de tramos	2	3	4	5	6
Máximo ángulo subtendido para un puente curvo	90 °	90 °	90 °	90 °	90 °
Máxima relación de longitudes entre tramo y tramo	3	2	2	1.5	1.5
Máxima relación de rigidez tablero/pila entre tramo y tramo excluyendo muros	---	4	4	3	2

En la tabla 2.2 se indica la manera sugerida por el código para determinar el tipo de análisis a realizar dependiendo de la zona sísmica correspondiente, definida para los Estados Unidos en la especificación 3.10.6 del AASHTO (AASHTO, 2010), además de la regularidad y grado de importancia del puente.

Tabla 2.2 Requisitos de análisis mínimos para efectos sísmicos (AASHTO, 2010).

Zona sísmica	Puentes de un solo tramo	Puentes de múltiples tramos					
		Otros puentes		Puentes esenciales		Puentes críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	No se	*	*	*	*	*	*
2	requiere	SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3	análisis	SM/UL	MM	MM	MM	MM	HT
4	sísmico	SM/UL	MM	MM	MM	HT	HT

\* = No se requiere análisis sísmico.  
 UL = Método elástico de carga uniforme.  
 SM = Método elástico unimodal.  
 MM = Método elástico multimodal.  
 HT = Método de historia de tiempo.

En la tabla 2.2 se muestra que se tienen tres categorías de importancia: puentes críticos, puentes esenciales y otros puentes, de mayor a menor importancia respectivamente. El comentario 3.10.5 del AASHTO menciona lo siguiente: “En general, los puentes esenciales son aquellos que deberían, como mínimo, permanecer

*abiertos para el tránsito de vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después del sismo de diseño, es decir, del evento con período de recurrencia de 1000 años. Sin embargo, algunos puentes deben permanecer abiertos para el tránsito de todos los vehículos luego del sismo de diseño y deben poder ser utilizados por los vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después de un sismo importante, por ejemplo un evento con período de recurrencia de 2500 años. Estos puentes se deberían considerar estructuras críticas.” (AASHTO, 2010).*

Como se observa en la tabla 2.2, y sumado a esto el comentario escrito en el párrafo anterior, esta información es insuficiente o ambigua para establecer el tipo de análisis a realizar, debido a que queda en gran medida a consideración del propietario y/o diseñador. Si se lleva a cabo un análisis no adecuado a las necesidades que presenta el puente, en relación con la regularidad, se pueden obtener malos resultados, en el peor de los casos, por debajo de las fuerzas y desplazamientos reales.

#### **2.1.1.1. Especificaciones sísmicas**

Recientemente, la AASHTO publicó especificaciones para el diseño sísmico de puentes. El artículo 4.1.2 menciona que la relación de rigidez efectiva entre dos pilas cualesquiera dentro de un marco, o en dos columnas dentro de un eje de pilas, debe ser mayor o igual a 0.5 (para marcos de ancho constante). De forma parecida, para marcos de ancho variable, la relación de rigideces multiplicadas por la relación de masas tributarias debe ser mayor o igual a 0.5. También se recomienda que estas relaciones de rigidez y de rigidez multiplicada por la masa para dos pilas adyacentes sean mayores o iguales a 0.75 (AASHTO, 2009). El comentario final de esta recomendación menciona que algunas de las consecuencias de no considerar estas relaciones de rigidez, pueden ocasionar en el puente un daño mayor en los elementos más rígidos y una distribución no balanceada de la respuesta inelástica del puente, así como un incremento en la torsión de la columna generado por la rotación de la superestructura (AASHTO, 2009).

Estas consideraciones son importantes al momento de definir la regularidad del puente. Se puede decir que al restringir la relación de rigidez de las pilas, la irregularidad disminuye. Sin embargo, estas especificaciones son relativamente nuevas, además de que se manejan como recomendaciones y no como una norma de diseño. También se debe recordar que la mayoría de los puentes existentes fueron diseñados y construidos antes de 2009 (fecha de publicaciones de las especificaciones sísmicas), por lo que estas consideraciones no fueron tomadas en cuenta.

Al momento de hacer un análisis para una revisión de diseño o rehabilitación de algún puente, la elección del tipo de análisis sigue siendo objeto de discusión, ya que no se tienen bien definidos los criterios de irregularidad o más bien de qué tan irregular es un puente. Esto es, el código AASTHO sólo clasifica como regular e irregular, no distinguiendo entre diferentes condiciones de irregularidad que podrían llevar a comportamientos muy diferentes.

### 2.1.2. Eurocódigo

El Eurocódigo 8 parte 2 contiene las especificaciones referentes al diseño de estructuras sismorresistentes, particularmente puentes. La especificación 2.1 de esta norma trata del factor de importancia de cada puente. Esta cláusula, más que ser una ayuda en la elección del tipo de análisis, sirve para definir un factor de importancia, el cual es un número por el que se deben multiplicar las aceleraciones espectrales. El factor de importancia  $\gamma_I$  se define en este código como se indica en la tabla 2.3.

Tabla 2.3 Clasificación de importancia de puentes (EN, 1998).

Clasificación de importancia de puentes	Factor de importancia $\gamma_I$
Mayor que el promedio	1.30
Promedio	1.00
Menor que el promedio	0.85

En general, los puentes de autopistas y carreteras nacionales son considerados de importancia promedio. Para que un puente pertenezca a la clase de importancia

“mayor que el promedio”, debe considerarse de importancia crítica para mantener la comunicación del lugar, especialmente después de un evento sísmico. En otras palabras, aquellos puentes cuya falla está asociada a un gran número de víctimas probables, y los puentes principales para los cuales la vida útil requerida de la estructura es mayor a la normal.

Un puente puede ser clasificado con importancia menor que el promedio, cuando las siguientes condiciones son conocidas: el puente no es crítico para la comunicación del lugar, y la aceptación de la probabilidad de excedencia estándar del sismo de diseño, o la vida útil estándar del puente, no se pueden justificar económicamente. Respecto a la irregularidad en un puente, más que considerar algún tipo de geometría o rigidez en los elementos del mismo para considerarlo como irregular, el Eurocódigo se basa en el comportamiento del puente al aplicar la carga sísmica correspondiente.

En el artículo 4.1.8 del Eurocódigo 8 parte 2, se define la manera de obtener el factor de reducción de fuerza  $r_i$  asociado al miembro  $i$ , bajo una acción sísmica específica con la siguiente fórmula:

$$r_i = q \frac{M_{Ed,i}}{M_{Rd,i}} \quad (2.1)$$

donde,  $q$  es el factor de ductilidad,  $M_{Ed,i}$  es el valor del momento máximo de diseño bajo las combinaciones de carga sísmica en el lugar donde se prevé la localización de la articulación plástica del miembro  $i$ , y  $M_{Rd,i}$  es la resistencia a flexión de la misma sección, con el refuerzo actual, bajo la acción simultánea de las otras acciones de las combinaciones de carga sísmica. También, en este artículo se indica que un puente se considerará con comportamiento sísmico regular, en la dirección bajo consideración, cuando la siguiente condición sea satisfecha:

$$\rho = \frac{r_{max}}{r_{min}} \leq \rho_o \quad (2.2)$$

donde,  $r_{min}$  es el  $r_i$  mínimo y  $r_{max}$  el máximo  $r_i$  para todos los miembros dúctiles  $i$ , y  $\rho_o$  es el valor límite seleccionado a fin de garantizar que la fluencia secuencial de los miembros dúctiles no causen altas e inaceptables demandas de ductilidad en un miembro.

En consideración con lo anterior, los puentes que no cumplan la condición (2.2), se considera que tienen un comportamiento sísmico irregular, en la dirección considerada. Tales puentes, deberán estar diseñados con un reducido valor de  $q$  ( $q_r$ ), esto es

$$q_r = q \frac{\rho_o}{\rho} \geq 1.0 \quad (2.3)$$

o deben ser diseñados basados en los resultados de un análisis no lineal de acuerdo con la especificación 4.1.9, la cual estipula que en puentes con comportamiento sísmico irregular, la fluencia secuencial de los miembros dúctiles (pilas) puede ocasionar variaciones sustanciales entre los resultados del análisis lineal equivalente, realizado con la hipótesis de un factor de reducción de fuerza global  $q$  (factor de comportamiento), y los de la actual respuesta no lineal del puente. Las desviaciones se deben principalmente a los siguientes efectos:

- Las articulaciones plásticas aparecen primero, desarrollando las deformaciones post-elásticas máximas, las cuales pueden dar una concentración de demandas de ductilidad no aceptables en estas articulaciones.
- Después de la formación de las primeras articulaciones plásticas, en los miembros más rígidos, la distribución de la rigidez y por lo tanto de fuerzas pueden cambiar de la predicha por el análisis lineal equivalente. Esto puede conducir a un cambio sustancial del patrón de articulaciones plásticas supuesto.

La respuesta realista de los puentes irregulares bajo la acción sísmica de diseño puede, en general, ser estimada por medio de un análisis no lineal tiempo

historia. De otra manera, una aproximación a la respuesta no lineal puede ser obtenida por la combinación de un análisis lineal con un análisis estático no lineal.

Dentro de los métodos de análisis, especificados en la sección 4.2 del Eurocódigo 8 parte 2, se describe el método del modo fundamental, el cual se aplica si se cumplen una serie de condiciones. La primera limitación es que el método sólo puede ser utilizado cuando el comportamiento global de la estructura puede ser aproximado a un sistema de un grado de libertad. Esta condición se considera satisfecha en los siguientes casos:

- En la dirección longitudinal de puentes rectos con tableros continuos, cuando las fuerzas sísmicas son soportadas por las pilas cuya masa total es menor a 1/5 de la masa total del tablero.
- En la dirección transversal, cuando el sistema estructural es aproximadamente simétrico respecto al centroide del tablero, cuando la excentricidad teórica ( $e_o$ ) entre el centro de rigidez de los miembros de soporte y el centro de masas del tablero, no supera el 5% de la longitud del tablero.
- En el caso de pilas soportando un tablero simplemente apoyado sin interacción significativa entre las pilas, y la masa total de cada pila es menor al 1/5 de la masa de la parte del tablero soportada por dicha pila.

Con respecto a los demás métodos mencionados por el Eurocódigo 8, parte 2, no se indican restricciones geométricas o de rigidez en su uso. De esta manera, se puede observar que el Eurocódigo también plantea de manera muy ambigua la elección del tipo de análisis en función de la regularidad del puente. Al basar la irregularidad en el comportamiento del puente, el ingeniero debe tener la suficiente experiencia para determinarlo a simple vista o se debe hacer un análisis preliminar para determinar la manera en la que el puente se comportará ante cierta acción sísmica y así poder determinar el mejor tipo de análisis a realizar.

### 2.1.3. Caltrans

El departamento de transporte de California, tiene una serie de manuales para el análisis y diseño sísmico de puentes. En la especificación 4.2.1 (Caltrans, 2012) correspondiente a las disposiciones generales del modelado estructural, se menciona que la elección correcta del tipo de modelado y análisis depende de:

- Importancia de la estructura.
- Propósito del análisis estructural.
- Nivel de aproximación de la respuesta requerido.

En la especificación 5.2.1 del Criterio Sísmico de Diseño (Caltrans, 2012) correspondiente al análisis estático equivalente, menciona que el puente puede ser modelado como un sistema de un grado de libertad y carga sísmica como una fuerza estática horizontal. Este método es adecuado para marcos individuales con claros y rigidez balanceada. En la especificación 5.2.2 de las mismas normas, cuando este método no proporciona un nivel adecuado de la estimación del comportamiento dinámico de la estructura se procede con un análisis modal espectral.

De acuerdo con el capítulo 20 del Caltrans que habla acerca de la metodología a seguir para diseño sísmico (Caltrans, 2010), los puentes son categorizados como importantes u ordinarios según el nivel deseado de desempeño sísmico. La categoría de ordinario es dividida en dos clasificaciones: estándar y no estándar. La categoría y clasificación de un puente, determinará su nivel de rendimiento sísmico y cuales métodos son usados para la estimación de las demandas y capacidades estructurales.

Todos los puentes son categorizados como importantes u ordinarios. Un puente importante es definido como cualquier puente que satisface una o más de las siguientes afirmaciones:

- Son requeridos para proveer seguridad de vida luego del sismo; sirven de acceso a lugares de emergencia.

- El tiempo de la restauración o funcionalidad después del cierre del puente creará un impacto económico mayor.
- Formalmente es designado como crítico por un plan de emergencia.

Un puente es considerado ordinario a menos que se haya designado importante. Dentro de la clasificación del puente, el diseñador es responsable de determinar si un puente es estándar o no estándar. Un puente con características que conducen a una respuesta compleja durante un sismo es considerado no estándar. Estos puentes requieren un análisis más detallado a fin de obtener su respuesta. Las características de los puentes no estándar se muestran en la tabla 2.4. Los puentes ordinarios son clasificados como estándar si no tienen características de puentes no estándar.

Tabla 2.4 Clasificación de puentes (Caltrans, 2010).

<b>Puentes no estándar</b>	
<b>Geometría irregular</b>	Varios niveles
	Estructuras de espesor variable o con bifurcaciones
	Curvatura significativa
	Soportes esviajados
<b>Marcos no usuales</b>	Soportes de pilas en C
	Distribución de masa y/o rigidez no balanceada
	Múltiples tipos de superestructura
<b>Condiciones geológicas inusuales</b>	Suelo blando
	Alto o moderado potencial de licuación
	Proximidad a una falla sísmica

Para el análisis, el grado de sofisticación del mismo y nivel de detalle del modelo estructural debe ser desarrollado de acuerdo a los requerimientos específicos para el puente. Modelos simplificados pueden ser usados para la valoración inicial del comportamiento estructural. Los resultados de los modelos más detallados deben ser

comparados con los simplificados y ver que se tenga consistencia en los resultados. Los puentes importantes usualmente requieren de técnicas analíticas más sofisticadas para evaluar las demandas generadas por el sismo de diseño.

Con base en las descripciones anteriores, se puede observar que la normativa de Caltrans tampoco especifica de manera concreta la regularidad e irregularidad de un puente. Al igual que el Eurocódigo, se basa en el posible comportamiento del puente según el sismo correspondiente y en el nivel de importancia.

#### **2.1.4. Manual de obras civiles (CFE)**

Para puentes carreteros, en México la normativa utilizada es el Manual de obras civiles elaborado por la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2008). La clasificación de puentes debido a su importancia, la cual radica en el destino o uso de la estructura se ve desarrollada en la tabla 2.5.

Partiendo de esta clasificación general, en el apartado de puentes (estructuras tipo 7) del manual, los puentes se clasifican en dos tipos (CFE, 2008):

- Puentes de especial importancia (Grupo A) que son estructuras esenciales para el mantenimiento de las comunicaciones tras un desastre. Son aquellos puentes cuya falla está asociada a un gran número de muertes probables, o puentes especialmente costosos para los que se desea una vida útil superior a la media.
- Puentes comunes (Grupo B) son el resto de los puentes cuyo diseño corresponde a una vida útil media.

Tabla 2.5 Clasificación de estructuras según su destino (CFE, 2008).

Grupo	Descripción
A+	Las estructuras de “gran importancia”, o del Grupo A+, son estructuras en que se requiere un grado de seguridad extrema. Su falla es inadmisibles porque, si se presenta, conduciría a la pérdida de miles de vidas humanas, a un grave daño ecológico, económico o social, o bien, impediría el desarrollo nacional o cambiaría el rumbo del país. Son estructuras de importancia extrema, como las grandes presas y las plantas nucleares.
A	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales de magnitud intensa o excepcionalmente alta, o que como construcciones cuyo funcionamiento sea esencial a raíz de un sismo. Tal es el caso de puentes principales, sistemas de abastecimiento de agua potable, subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, monumentos, museos, hospitales, escuelas, estadios, templos, terminales de transporte, salas de espectáculos y hoteles que tengan áreas de reunión que pueden alojar un número elevado de personas, gasolineras, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas y locales que alojen equipo especialmente costoso. Se incluyen también todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica cuya falla por movimiento sísmico pondría en peligro la operación de la planta, así como las estructuras para la transmisión y distribución de energía eléctrica.
B	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad convencional. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas moderadas o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A, tales como: naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, salas de espectáculos, hoteles, depósitos y estructuras urbanas o industriales no incluidas en el grupo A, así como muros de retención, bodegas ordinarias y bardas. También se incluyen todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica que en caso de fallar por temblor no paralizarían el funcionamiento de la planta.

Estas condiciones de importancia, sirven para tener un factor de modificación del espectro de diseño y no tanto para la determinación del tipo de análisis. Respecto

propiamente a los tipos de análisis, el manual sugiere los siguientes: estático lineal, estático no lineal, dinámico lineal y paso a paso. Para llevar a cabo un análisis estático lineal, la estructura debe responder en su primer modo de vibrar. Además, se marcan ciertas recomendaciones:

- El puente tiene un eje longitudinal recto o con curvatura reducida.
- Existe simetría transversal respecto al centro del claro.
- No hay cambios bruscos de rigidez y masa, exceptuando los estribos. Si el cambio de rigidez, de masa, o de la relación rigidez a masa entre dos pilas consecutivas es inferior al 25%; se considera que no hay cambios bruscos en estas propiedades. Además, la masa de las pilas debe ser menor que 1/5 de la masa del tablero.
- Ángulo de esviaje menor a 15 grados.
- El ancho de la superestructura es igual o mayor que un cuarto del claro entre apoyos.
- Los claros entre apoyos son menores que 50 m.
- En puentes continuos que tengan menos de cinco claros.

Cuando alguno de los requisitos descritos anteriormente no se cumple, se procede a realizar un análisis dinámico lineal modal espectral. El análisis estático no lineal se efectuará para conocer la capacidad de desplazamiento de un puente hasta llegar al punto de colapso. Finalmente, el análisis paso a paso se utiliza cuando el puente es de especial importancia.

El Manual de obras civiles sólo considera la importancia del puente para la elección del tipo de análisis, en este caso el análisis en la historia del tiempo (paso a paso). Las recomendaciones de geometría descritas para el uso del análisis estático son las que permitirían reconocer a un puente como regular o irregular.

En resumen, más que conocer las características que hacen a un puente irregular, ya que la mayoría lo son, se desea conocer que tan irregular es un puente y así poder definir si para cierto grado de irregularidad un método de diseño

simplificado sigue dando resultados adecuados al comportamiento real de la estructura. Esto no está definido por ninguno de los códigos estudiados y por este motivo es parte de esta investigación.

## 2.2 Investigaciones previas relacionadas

Isaković y Fischinger (2011) evaluaron tres tipos de análisis pushover en la subestructura de puentes, estos fueron el método N2 incluido en el Eurocódigo 8, referente a diseño sismo-resistente, el método multimodal y el método IRSA (Incremental Response Spectrum Analysis), el cual se basa en la suposición de que en cada paso se forma una nueva articulación en la estructura, y se realiza el análisis tomando en cuenta los cambios en las propiedades dinámicas de la misma. Los resultados obtenidos en este trabajo muestran, por ejemplo, que para altas intensidades el método N2 es menos preciso que el IRSA. Por otro lado, con el método multimodal se obtuvieron buenos resultados referentes a los desplazamientos obtenidos. La geometría del puente analizado fue relativamente normal; sin embargo, la respuesta observada era bastante compleja y, fuertemente influenciada por la intensidad sísmica.

Isaković y Fischinger (2005) utilizaron los mismos métodos de análisis mencionados previamente aplicados en puentes de cuatro claros no regulares, los cuales presentaban irregularidad en la subestructura al variar la altura de las pilas y el tipo de apoyo. Las pilas tenían una altura de 7, 14, y 21 m cada una. En general, se observó que el método N2 trabaja bien en muchos casos. Los resultados del N2 y HT encajan mejor para sismos fuertes (mayor demanda de ductilidad); sin embargo, la mayor diferencia se observó en puentes sensibles a torsión. El método multimodal trabaja bien en la mayoría de los casos; no obstante, el método no converge donde la sensibilidad torsional está cambiando (dependiendo de la intensidad de carga).

Otro estudio fue realizado por Kappos *et al.* (2005), en el cual se analizó el puente Krystallopigi en Grecia, de 12 claros, donde la estructura es soportada por once pilas que varían de 11 a 27 m de altura. Los métodos de análisis utilizados

fueron el SM, MM y HT. Al comparar los análisis con los métodos simplificados SM y MM con el HT, se observó que el método unimodal predice bien los desplazamientos sólo en las pilas centrales (donde el primer modo es dominante). Por otro lado, el método multimodal proporciona mejores resultados en los desplazamientos.

Con la intención de determinar con mayor rigor la regularidad de un puente y de esta manera elegir el método de análisis idóneo, varios investigadores han desarrollado índices de regularidad. Calvi *et al.* (1994) proponen un índice de regularidad elástico comparando las formas modales del tablero del puente con los de la estructura completa, con el objetivo de evaluar el uso de los métodos de diseño sísmico de puentes, así como proporcionar al analista una herramienta para clasificar la estructura de forma rápida y sencilla como regular o irregular. Entre más cercano esté el valor a 1 del índice de irregularidad propuesto, más regular se considera la estructura.

Isaković y Fischinger (2000) proponen dos índices para medir la irregularidad. Uno como criterio de la aplicabilidad de los métodos de análisis elásticos simplificados y otro para medir la aplicabilidad del método N2. El primer índice se obtuvo comparando métodos unimodales y multimodales. Entre mayor es el índice, la diferencia entre los dos métodos es considerable y por lo tanto la estructura es más irregular. El segundo índice se obtuvo de la misma manera al comparar los dos tipos de análisis, el MM y el N2. La evaluación de los índices se hizo con análisis HT. Entre más irregularidad presente la estructura, más cuidado se debe tener al aplicar los métodos simplificados.

Escamilla *et al.* (2011) proponen dos índices de irregularidad, el elástico y el inelástico. En este estudio se consideró la irregularidad modal, la cual se encuentra cuando los modos que más contribuyen a la respuesta total de la estructura cambian en su forma y orden de participación en el transcurso de su respuesta. El índice de regularidad elástico contempla el comportamiento de la estructura considerando solo las propiedades elásticas. Este índice varía entre 0 y 1, entre más irregular es el

puede, el valor del índice se acerca a cero. El índice de regularidad inelástico se basa en la hipótesis de que la irregularidad se presenta cuando la estructura incursiona en el intervalo inelástico.

Los estudios mencionados manifiestan la necesidad de profundizar en el estudio de puentes irregulares y en los métodos de análisis que se pueden sugerir al diseñador para representar adecuadamente su respuesta. Específicamente, es importante proponer más parámetros o recomendaciones sobre el tipo de análisis a realizar en los puentes con cierto grado de irregularidad. En varios de estos trabajos se muestra que algunos métodos simplificados describen adecuadamente el comportamiento de estructuras con cierta regularidad, pero no se indican recomendaciones apropiadas para los diseñadores.

## Capítulo 3

### Métodos de análisis para diseño

#### 3.1 Métodos de análisis simplificados

Los códigos de diseño actuales definen varios métodos de análisis que se pueden llevar a cabo de una manera más fácil y rápida, en comparación con un análisis en la historia del tiempo. El código de la AASHTO y el Eurocódigo describen la manera de realizar estos análisis y las limitaciones de los mismos. Se han seleccionado tres tipos de análisis simplificados para el desarrollo de este trabajo de investigación, el análisis unimodal espectral y el análisis multimodal espectral (AASHTO, 2010) y el método N2 (EN, 1998).

##### 3.1.1. Análisis unimodal espectral

El código de la AASTHO en su artículo 4.7.4.3.2b describe el método de la siguiente manera: *“El método de análisis unimodal espectral se deberá basar en el modo fundamental de vibración en la dirección longitudinal o en la dirección transversal. La forma modal se puede encontrar aplicando una carga horizontal uniforme a la estructura y calculando la geometría deformada correspondiente. El período natural se puede calcular igualando las máximas energías potencial y cinética asociadas con la forma del modo fundamental. La amplitud de la forma desplazada se puede determinar a partir del coeficiente sísmico y su correspondiente desplazamiento espectral. Esta amplitud se deberá utilizar para determinar los elementos mecánicos.”* (AASHTO, 2010). Así, como primer paso, para evaluar el comportamiento del puente con este método se calculan los desplazamientos estáticos provocados por una carga supuesta  $P_o=I$  como se muestra en la figura 3.1.

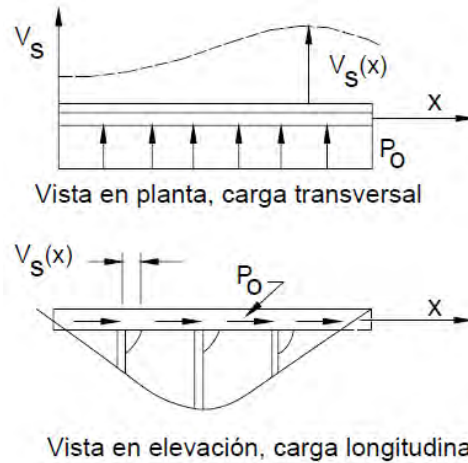


Figura 3.1 Tablero sometido a cargas transversales y longitudinales (AASHTO, 2010).

A partir del desplazamiento  $V_s(x)$  producido por la carga  $P_o$ , se calculan los factores  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$  con las siguientes expresiones:

$$\alpha = \int_0^L V_s(x) dx \quad (3.1)$$

$$\beta = \int_0^L w(x) * V_s(x) dx \quad (3.2)$$

$$\gamma = \int_0^L w(x) * V_s^2(x) dx \quad (3.3)$$

donde,  $w(x)$  es la carga nominal de la superestructura del puente (peso del tablero por metro lineal) y  $L$  la longitud del puente. Las unidades de las ecuaciones (3.1) a (3.3) son  $\text{mm}^2$ ,  $\text{N}\cdot\text{mm}$  y  $\text{N}\cdot\text{mm}^2$  respectivamente (sistema internacional). Teniendo estos factores, se procede al cálculo del periodo mediante la ecuación (3.4), donde  $g$  es la aceleración de la gravedad, en  $\text{m/s}^2$ .

$$T = \frac{2\pi}{31.623} \sqrt{\frac{\gamma}{P_o g \alpha}} \quad (3.4)$$

Con los valores obtenidos de  $\beta$ ,  $\gamma$ , el peso de la superestructura  $w(x)$  y el desplazamiento  $V_s(x)$ , la intensidad de la carga sísmica puede ser calculada. Esta carga es una aproximación de los efectos de inercia resultantes de la deflexión dinámica de la estructura, en otras palabras, del modo fundamental de vibración en la dirección de análisis (Tonias y Zhao, 2007). La intensidad de la carga sísmica se define como:

$$Pe(x) = \frac{\beta C_{sm}}{\gamma} w(x) V_s(x) \quad (3.5)$$

donde,  $C_{sm}$  es el coeficiente sísmico de respuesta elástica. La carga  $Pe(x)$  se aplica a la estructura de manera similar a como se aplicó la carga inicial de  $P_o = 1$  en el inicio del análisis. Ahora el valor de  $Pe(x)$  es utilizado para obtener desplazamientos, cortantes y momentos debidos a la carga sísmica. Por ejemplo, el desplazamiento máximo se obtiene con la ecuación (3.6), al dividir la carga entre la rigidez del elemento, esto es:

$$Ve = \frac{Pe(L)}{K} \quad (3.6)$$

donde,  $Ve$  es el desplazamiento longitudinal máximo del puente,  $L$  es la longitud total del tablero y  $K$  la rigidez equivalente de las columnas.

La mayoría de las investigaciones que estudian el tema en la literatura nacional e internacional sólo describen ampliamente el análisis longitudinal. El análisis en dirección transversal requiere el mismo procedimiento, aunque la diferencia estriba en encontrar el desplazamiento máximo a través de la deformada de la estructura referente al modo de vibrar transversal.

En este trabajo, para determinar la respuesta unimodal transversal se utiliza el método descrito en el trabajo de Armouti (2002). El procedimiento se basa en el método de Rayleigh, que es una aplicación del concepto de coordenadas generalizadas. Este método se fundamenta, a su vez, en el principio de conservación

de energía, que sostiene que la energía en un sistema debe permanecer constante si no hay amortiguamiento que la absorba. Si la energía total permanece constante, la energía cinética máxima debe ser igual a la energía potencial máxima. Uno de los puntos más importantes del método es la elección de la ecuación que define la forma de vibrar de la estructura, en el modo que se quiere evaluar. Para considerar la ecuación de forma que refleje el modo de vibrar transversal del puente, Armouti propone la función seno que se indica en la ecuación (3.7).

$$V_s(x) = V_o \sin \frac{\pi x}{L} \quad (3.7)$$

donde,  $V_o$  es el desplazamiento máximo al centro del puente. En la figura 3.2 se muestra un diagrama de flujo del método.

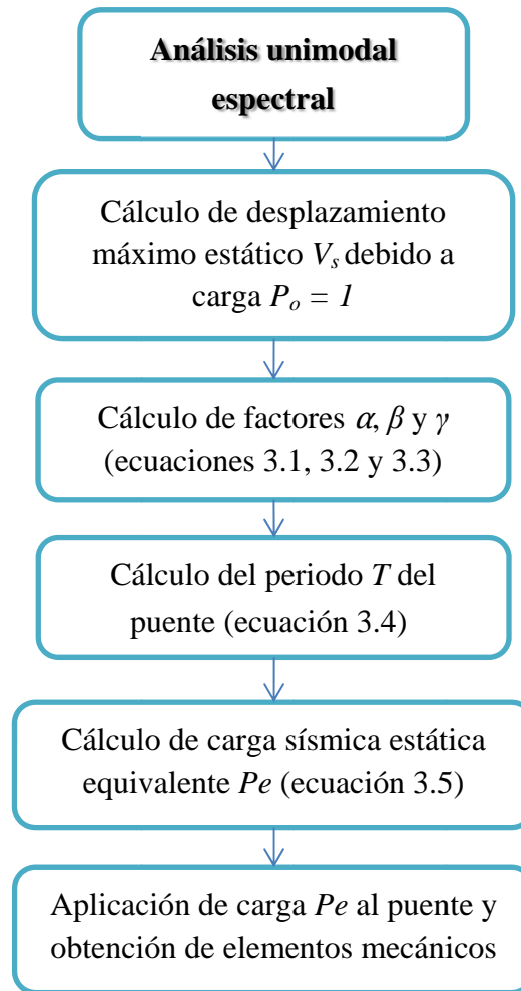


Figura 3.2 Diagrama de flujo: análisis unimodal espectral (AASHTO, 2010)

En la figura 3.3 se puede observar un ejemplo de un sistema continuo simulado con coordenadas generalizadas, que se aplica para definir la respuesta unimodal transversal de un puente de tres claros. En esta figura se observa que el tablero es continuo y que las pilas se simulan como resortes elásticos. Además, se observa la deformada del puente, simulada por la función de desplazamiento senoidal de la ecuación (3.7). Conforme a la teoría de coordenadas generalizadas un sistema continuo se puede asumir como uno de un grado de libertad (en este caso el desplazamiento transversal) si se considera una función de forma similar a la deformada correspondiente a ese modo (Clough y Penzien, 2003). Entonces, si la

función 3.7 es la forma deformada en la dirección transversal, definiendo la masa y rigidez generalizada equivalente del sistema de un grado de libertad se puede obtener el periodo del sistema, y posteriormente los elementos mecánicos.

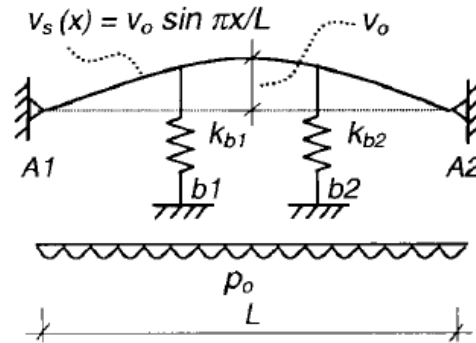


Figura 3.3 Tablero sometido a carga uniforme  $P_o$  (Armouti, 2002).

En términos generales, la energía potencial total  $\Pi$ , está dada por la suma de la energía por deformación  $U$  y la energía potencial  $V$ . La energía por deformación es resultado de la deformación del tablero  $U_d$  y la deformación de las pilas  $U_b$ , mientras que la energía potencial está dada por el trabajo debido a cargas externas  $W_{p_o}$  (Armouti, 2002). Estas energías se definen mediante:

$$U_d = \int \frac{1}{2} E I_d (v'')^2 dx \quad (3.8)$$

$$U_b = \sum \frac{1}{2} K_b (v_b)^2 \quad (3.9)$$

$$W_{p_o} = \int P_o v_s dx \quad (3.10)$$

donde  $E$  es el módulo de elasticidad del concreto,  $I_d$  es la inercia del tablero en la dirección de análisis,  $v''$  es la segunda derivada de la función de desplazamiento,  $K_b$  es la rigidez de las columnas y  $v_b$  es el la función de desplazamiento evaluada en la posición de cada columna. El desplazamiento se obtiene derivando la ecuación (3.11) e igualándola a cero, ya que el sistema es conservador y no hay disipación de energía.

$$\Pi = U + V = U_d + U_b - W_{po} \quad (3.11)$$

Después de obtener el desplazamiento transversal se utilizan las ecuaciones (3.1) a (3.3) para el cálculo de los factores  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$ , se calcula el periodo y la carga equivalente  $Pe$ . Finalmente, se realiza el mismo procedimiento utilizando el principio de conservación de energía para obtener el nuevo desplazamiento causado por la carga equivalente y se calculan los elementos mecánicos.

### 3.1.2. Análisis multimodal espectral

El código de la AASTHO en su artículo 4.7.4.3.3 menciona que el método de análisis espectral multimodal se deberá utilizar para puentes en los cuales hay acoplamiento en más de una de las tres direcciones dentro de cada modo de vibración, lo cual es común en la mayoría de los puentes por su irregularidad. También menciona que el número de modos incluidos en el análisis deberá ser como mínimo tres veces el número de tramos del modelo o los modos necesarios para cubrir el 90% de la masa efectiva. Para cada modo se deberá utilizar el espectro de respuesta sísmica. Los desplazamientos y solicitaciones en los elementos se pueden estimar combinando los respectivos valores de las respuestas obtenidas de los modos individuales, mediante el método de combinación cuadrática completa (CQC) o el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), sólo cuando el método de combinación cuadrática completa no pueda realizarse (AASHTO, 2010), esto es cuando los modos de vibrar están bien separados. La raíz cuadrada de la suma de los cuadrados puede subestimar o sobreestimar la respuesta estructural cuando dos o más modos tienen valores cercanos, esto es por ejemplo, para el caso en que la diferencia entre dos frecuencias naturales sea menor que un 10% de la menor de las dos frecuencias (Paz, 1992). En la figura 3.4 se observa el diagrama de flujo del análisis descrito.

### 3.1.3. Método N2

El método N2 (N = análisis no lineal, 2 = dos modelos matemáticos, desarrollado en la Universidad de Ljubljana) combina el análisis estático no lineal de un sistema de varios grados de libertad con un análisis de espectro de respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad. El método está planteado mediante una filosofía basada en control de desplazamientos. El método N2 utiliza el espectro de respuesta en formato aceleración-desplazamiento, en el cual las aceleraciones espectrales se dibujan contra los desplazamientos espectrales, con los periodos,  $T$ , representados por líneas radiales (Fajfar, 2000). Se utiliza un espectro inelástico con amortiguamiento y periodo equivalente. Además, la demanda puede ser obtenida sin iteración, esto es sin repetir el procedimiento hasta alcanzar la aproximación deseada (Fajfar, 2000). Generalmente, los resultados del método N2 son razonablemente precisos, siempre que la estructura oscile predominantemente en el primer modo, como se asume en el método unimodal espectral propuesto en el código de la AASHTO.

El patrón de carga lateral en el análisis estático no lineal N2 es relativo a la forma deformada supuesta. Esta característica lleva a una transformación clara de un sistema de múltiples grados de libertad a un sistema equivalente de un grado de libertad (Fajfar, 2000). El método N2 plantea los siguientes pasos:

1. *Espectro elástico*. Como primer paso, se obtiene el espectro de respuesta en formato aceleración-desplazamiento, multiplicando las aceleraciones por el cuadrado de la frecuencia, esto es:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (3.12)$$

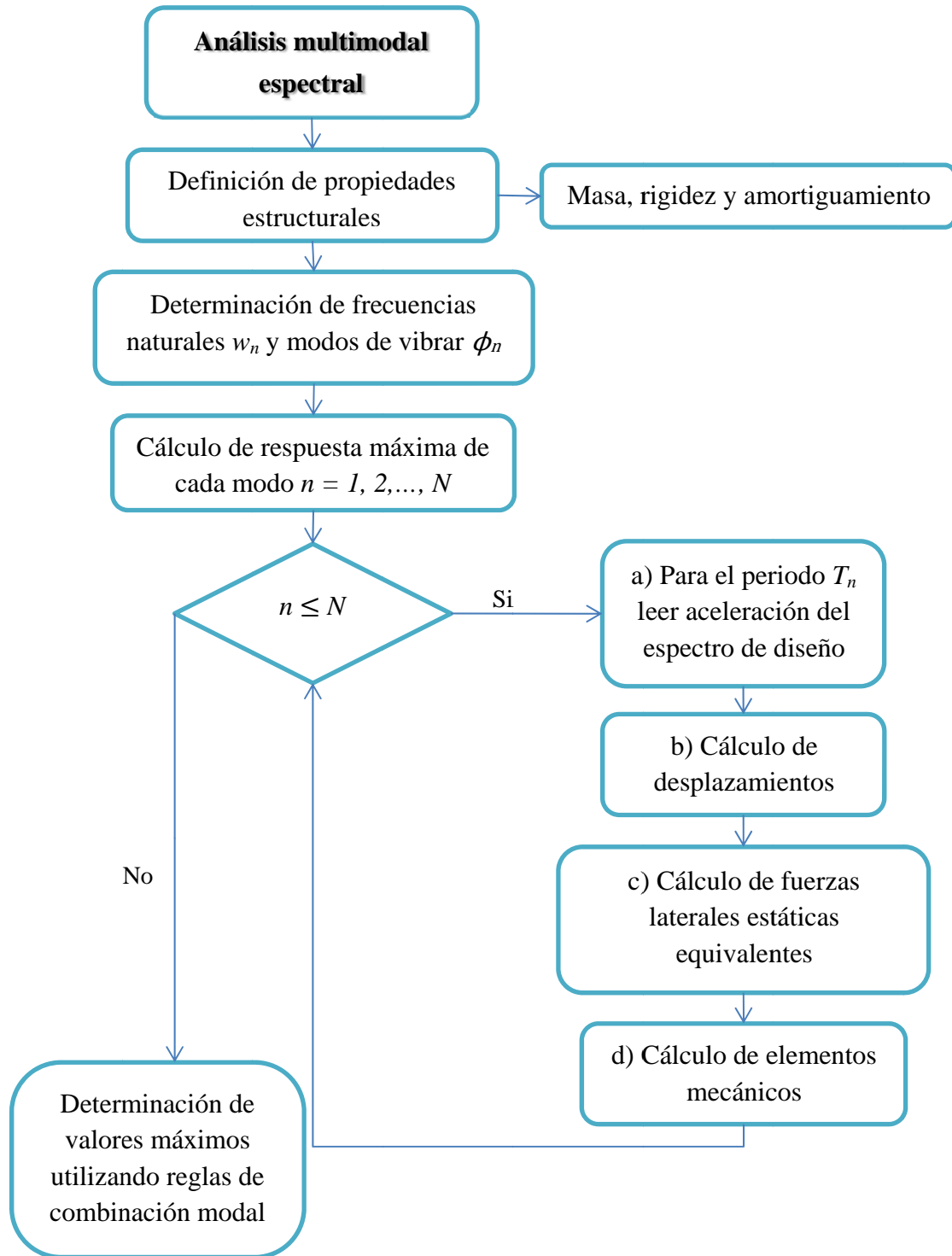


Figura 3.4 Diagrama de flujo: análisis multimodal espectral (Chopra, 2007)

donde,  $S_{ae}$  y  $S_{de}$  son los valores en el espectro elástico de aceleración y desplazamiento, respectivamente, correspondientes al periodo  $T$  y a un valor de amortiguamiento viscoso supuesto, por lo general del 5% (Fajfar, 2000).

2. *Espectro inelástico.* Para un sistema de un grado de libertad inelástico con una relación bilineal de fuerza contra desplazamiento, el espectro de aceleración  $S_a$  y el espectro de desplazamiento  $S_d$  pueden ser determinados como sigue:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (3.13)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3.14)$$

donde,  $\mu$  es el factor de ductilidad esperado, definido como la relación entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia, y  $R_\mu$  es el factor de reducción por ductilidad. Con propósito de comparar los métodos de análisis simplificados para diseño, se debe tener la misma carga en todos ellos, esto es el mismo coeficiente sísmico en todos los análisis, por lo cual se decidió utilizar un factor de reducción ( $Q' = 2$ ) en vez de utilizar el factor  $R_\mu$  (Fajfar, 2000). Es decir, que los espectros elásticos se reducen por un valor constante de dos para obtener los espectros inelásticos.

3. *Análisis estático no lineal.* Se procede con el análisis estático no lineal, colocando una carga que incrementa gradualmente en el centro de masas del tablero del puente. Esto es, se considera una carga incremental con variación lineal de primer modo, para un sistema de un nivel.

A partir del análisis estático no lineal (también conocido como pushover) se determinan el cortante máximo, el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia de la estructura adecuando la curva de capacidad a un esquema bilineal. Estos datos se utilizan para convertir el modelo de

múltiples grados de libertad a uno de un solo grado de libertad, como se observa en la figura 3.5.

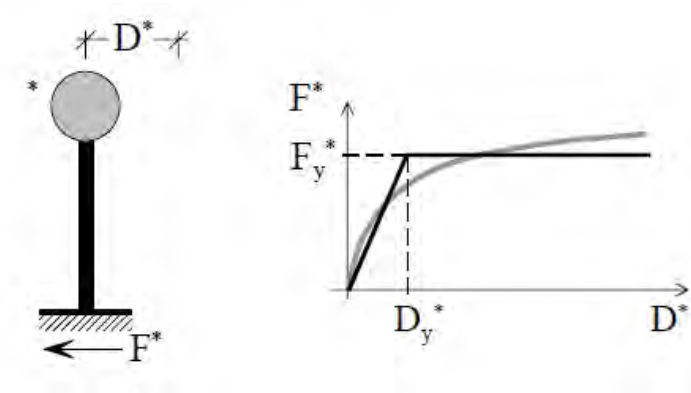


Figura 3.5 Idealización del sistema de un grado de libertad (Fajfar, 2000).

4. *Sistema equivalente de un grado de libertad.* En el método N2, la demanda sísmica es determinada por el uso de un espectro de respuesta. Consecuentemente, la estructura debería ser modelada como un sistema de un grado de libertad, para el cual hay que definir sus parámetros. Para determinar las características de un sistema equivalente de un grado de libertad, se lleva a cabo el procedimiento utilizado en la versión del método N2 descrita en este documento.

Así, la masa equivalente de un sistema de un grado de libertad  $m^*$  se calcula de la siguiente manera:

$$m^* = \Phi^T M \mathbf{1} = \sum m_i \phi_i \quad (3.15)$$

donde  $\phi^T$  es la forma modal,  $M$  la matriz diagonal de masas o matriz de masa generalizada,  $\mathbf{1}$  un vector unitario y  $m_i$  y  $\phi_i$  son la masa y el desplazamiento modal, respectivamente, de cada nivel  $i$ . Para puentes, no se tiene una matriz como tal, sólo se considera el valor de la masa de la superestructura completa.

Para el sistema de un grado de libertad también se busca equivalencia en la resistencia, por este motivo se calculan los factores  $D^*$  y  $F^*$ , correspondientes al desplazamiento y la fuerza equivalentes del sistema de un grado de libertad, respectivamente, ajustando la curva de capacidad a un sistema bilineal con una pendiente de post-fluencia de cero, como lo determina el método. Estos parámetros se obtienen mediante las ecuaciones (3.16) y (3.17):

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad (3.16)$$

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (3.17)$$

donde,  $D_t$  y  $V$  corresponden al desplazamiento máximo y el cortante basal del modelo de varios grados de libertad y  $\Gamma$  es el factor de participación modal (que para este análisis es 1 debido a que los puentes a analizar se consideran como sistemas de un nivel). La constante  $\Gamma$  controla la transformación del sistema de varios grados de libertad al sistema de un grado de libertad y viceversa. Este factor es definido como:

$$\Gamma = \frac{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi} = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (3.18)$$

5. *Cálculo del periodo fundamental.* El periodo elástico del sistema idealizado bilineal  $T^*$  puede ser determinado con la ecuación (3.22), la cual se obtiene sustituyendo la ecuación (3.19) en la ecuación (3.20), y esta a su vez en la ecuación (3.21)

$$k^* = \frac{F_y^*}{D_y^*} \quad (3.19)$$

$$w^* = \sqrt{\frac{k^*}{m^*}} \quad (3.20)$$

$$T^* = \frac{2\pi}{w^*} \quad (3.21)$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (3.22)$$

donde,  $F_y^*$  y  $D_y^*$  son la fuerza y el desplazamiento de fluencia, respectivamente, del sistema de un grado de libertad,  $w^*$  es la frecuencia y  $k^*$  es la rigidez equivalente del sistema.

6. *Obtención de la curva de capacidad (aceleración contra desplazamiento).* El diagrama de capacidad en formato aceleración – desplazamiento es obtenido dividiendo las fuerzas en el diagrama fuerza – deformación ( $F^* - D^*$ ) por la masa equivalente  $m^*$ .

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (3.23)$$

7. *Cálculo del factor de reducción.* La demanda sísmica para el sistema equivalente de un grado de libertad puede ser determinada gráficamente, como se observa en la figura 3.6. Ambos, el espectro de demanda y el diagrama de capacidad se colocan en el mismo gráfico.

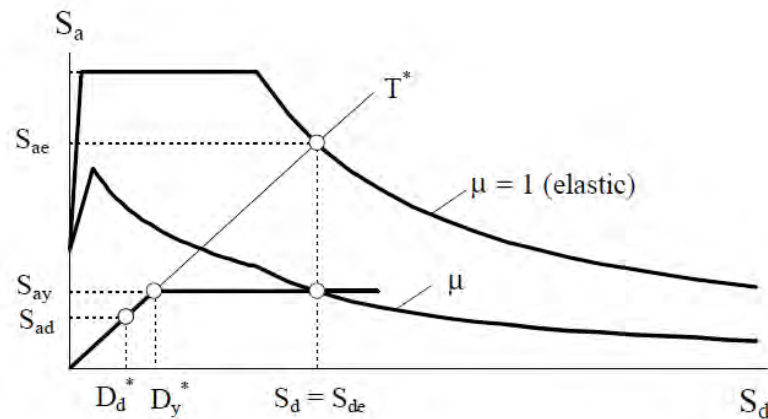


Figura 3.6 Espectro de demanda elástica e inelástica contra diagrama de capacidad (Fajfar, 2000).

La intersección de la línea radial correspondiente al periodo elástico del sistema bilineal idealizado  $T^*$  con el espectro elástico de demanda  $S_{ae}$ , define la demanda de aceleración requerida para el comportamiento elástico y la demanda elástica de desplazamiento correspondiente. La aceleración de fluencia  $S_{ay}$  representa ambas, la demanda de aceleración y la capacidad del sistema inelástico (afectado por ductilidad). El factor de reducción  $R_\mu$  puede ser determinado como la relación entre las aceleraciones propias a los sistemas elásticos e inelásticos (Fajfar, 2000).

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (3.24)$$

Se debe notar que  $R_\mu$  no es el mismo que el factor de modificación  $R$  utilizado en algunos códigos sísmicos. El factor  $R$  toma en cuenta ambas, la energía de disipación y la llamada sobrerresistencia. La aceleración de diseño  $S_{ad}$  es típicamente más pequeña que la aceleración de fluencia  $S_{ay}$ .

Si el periodo elástico  $T^*$  es mayor o igual a  $T_c$ , la demanda de desplazamiento inelástico  $S_d$  es igual a la demanda de desplazamiento elástica  $S_{de}$ . El periodo  $T_c$  es un periodo característico del movimiento de suelo, definido como un periodo de transición, donde el segmento de aceleración constante del espectro de respuesta pasa al segmento de velocidad constante.

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad T^* \geq T_c \quad (3.25)$$

$$\mu = R_\mu \quad (3.26)$$

Si el periodo elástico del sistema es más pequeño que  $T_c$ , la demanda de ductilidad puede ser calculada con la ecuación (3.27)

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \quad T^* < T_c \quad (3.27)$$

8. *Elementos mecánicos.* La demanda de desplazamiento puede ser determinada también a partir de la definición de ductilidad como:

$$S_d = \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left( 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \quad (3.28)$$

La demanda de desplazamiento del modelo de un sólo grado de libertad  $S_d$ , es transformada en el desplazamiento máximo,  $D_t$ , del modelo de varios grados de libertad utilizando la ecuación (3.16). La demanda sísmica local (distorsiones de entrepiso, rotaciones de nudos, elementos mecánicos) puede ser determinada por un análisis estático no lineal. Este análisis se realiza de nuevo bajo carga lateral incremental, de la misma manera como se determinó la curva de capacidad, con la diferencia de que la estructura es empujada hasta el desplazamiento máximo objetivo  $D_t$ , determinado anteriormente. Se asume que la distribución de deformaciones a través de la estructura en el análisis estático no lineal corresponde aproximadamente al que se debería obtener con un análisis dinámico (Fajfar, 2000).

El diagrama de flujo del método N2 se muestra en la figura 3.7.

## 3.2. Método de análisis riguroso

### 3.2.1. Método tiempo-historia (paso a paso)

El AASHTO en su comentario C4.7.4.3.4 menciona que este método debe utilizarse cuando se tiene una estructura de importancia crítica y/o para aquellas que son irregulares desde un punto de vista geométrico. El modelado y la elección de las historias de aceleración debe realizarse cuidadosamente, esto es que el modelo sea aproximado a la realidad y los acelerogramas deben ser, en la medida de lo posible, del sitio donde se construirá la estructura (AASHTO, 2010).

El intervalo de tiempo utilizado para el análisis debe ser determinado de manera sensible a la solución numérica, esto es que se considere la forma y duración de la historia de tiempo, así como el grado de aproximación que se desea en el análisis.

Este análisis debe tomar en cuenta las variaciones histeréticas, definidas como la tendencia del material de conservar sus propiedades al retirar carga, supuestas de los materiales en cada paso de tiempo. En otras palabras, que al inicio de un nuevo paso, las condiciones iniciales sean iguales a las condiciones finales del paso anterior.

Las historias de tiempo utilizadas para el análisis deben tener características que sean representativas del ambiente sísmico del sitio y de las condiciones locales del sitio. Se pueden utilizar historias de tiempo escaladas al espectro de diseño de la zona o acelerogramas sintéticos calculados a partir del espectro de diseño. Al menos tres historias del tiempo compatibles con el espectro de diseño deben ser utilizadas para el análisis en cada dirección, las acciones de diseño será la máxima respuesta calculada. Si un mínimo de siete historias del tiempo son usadas para cada componente de movimiento, las acciones de diseño serán el promedio de las respuestas (AASHTO, 2010).

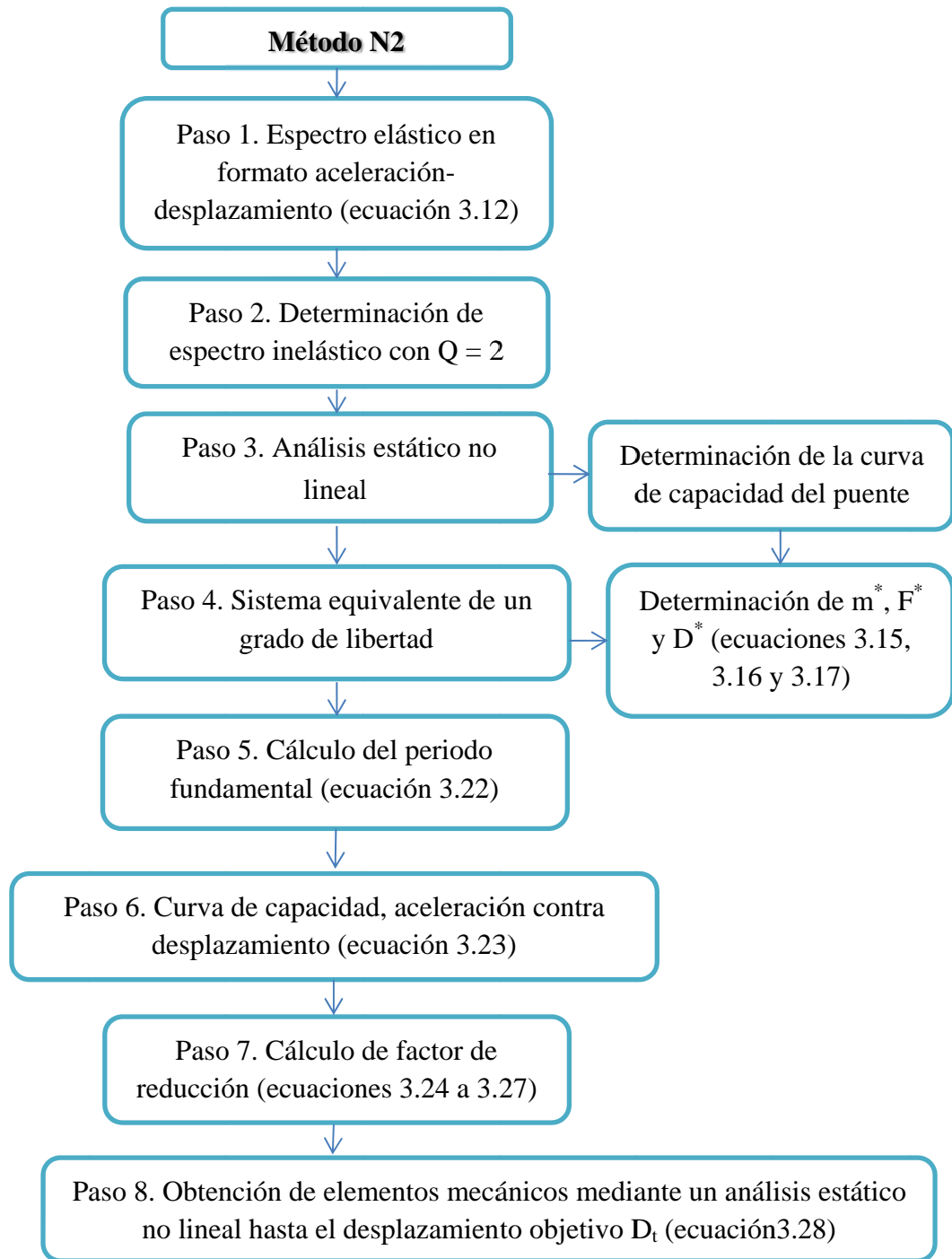


Figura 3.7 Diagrama de flujo: método N2 (Fajfar, 2000).

### 3.2.1.1. Método de Newmark de aceleración promedio

El método de Newmark de aceleración promedio ( $\gamma = 1/2$  y  $\beta = 1/4$ , parámetros que definen la variación de la aceleración durante un paso de tiempo y determinan la estabilidad y precisión del método) ha sido desarrollado para análisis no lineales de sistemas de varios grados de libertad (Chopra, 2007). El diagrama de flujo se muestra en la figura 3.8.

Se plantea la ecuación de equilibrio de manera incremental:

$$\mathbf{m}\Delta\ddot{\mathbf{u}}_i + \mathbf{c}\Delta\dot{\mathbf{u}}_i + (\Delta\mathbf{f}_s)_i = \Delta\mathbf{p}_i \quad (3.29)$$

donde,  $\mathbf{m}$  es la matriz de masas,  $\mathbf{c}$  la matriz de amortiguamiento y  $(\Delta\mathbf{f}_s)_i$  es la fuerza incremental resistente en cada tiempo  $i$ , esto es

$$(\Delta\mathbf{f}_s)_i = (\mathbf{k}_i)_{sec}\Delta\mathbf{u}_i \quad (3.30)$$

La rigidez secante  $(\mathbf{k}_i)_{sec}$ , mostrada en la figura 3.9, no puede ser determinada debido a que  $\mathbf{u}_{i+1}$  no es conocido. Si se hace la suposición que a un paso pequeño de tiempo  $\Delta t$ , la rigidez secante  $(\mathbf{k}_i)_{sec}$  puede ser reemplazada por la rigidez tangente  $(\mathbf{k}_i)_T$  señalada en la figura 3.9, entonces la ecuación (3.29) queda de la siguiente manera:

$$(\Delta\mathbf{f}_s)_i \cong (\mathbf{k}_i)_T\Delta\mathbf{u}_i \quad (3.31)$$

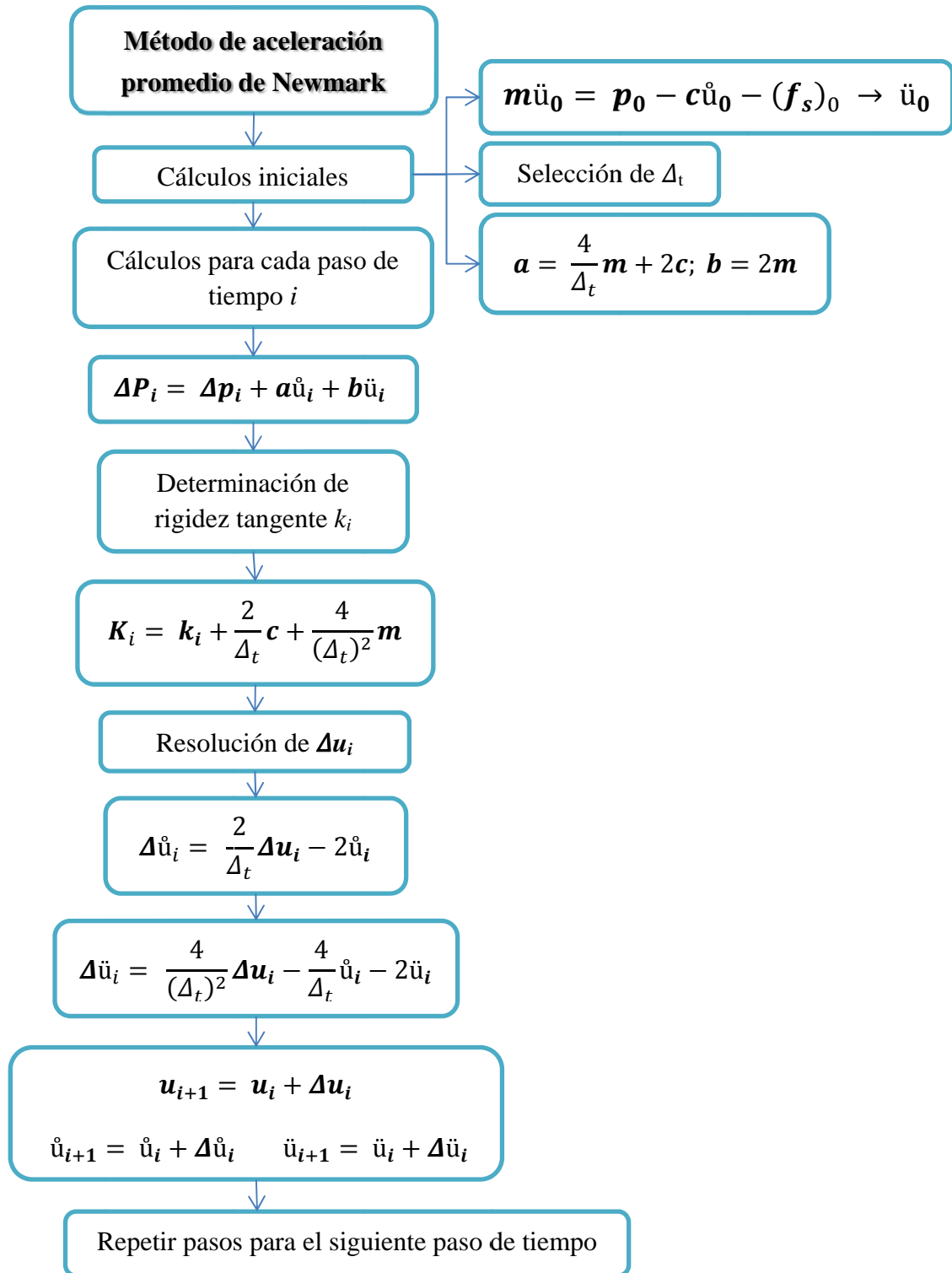


Figura 3.8 Diagrama de flujo: método de aceleración promedio

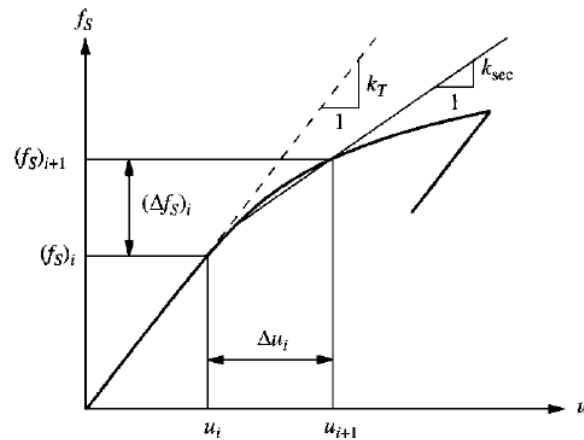


Figura 3.9 Rigidez secante  $(k_i)_{sec}$  (Chopra, 2007)

Si se obvia el subíndice  $T$  de  $(k_i)_T$  en la ecuación (3.31) y se sustituye en la ecuación (3.29), se tiene que:

$$m\Delta\ddot{u}_i + c\Delta\dot{u}_i + (k)\Delta u_i = \Delta p_i \quad (3.32)$$

La similitud entre esta ecuación y su correspondiente para sistemas lineales (ecuación 3.32) sugiere que la formulación del método de Newmark sin iteración puede ser utilizada para análisis no lineales. Lo único que se debe hacer es reemplazar la rigidez  $k$  en la ecuación (3.32) por la rigidez secante  $k_i$  en el inicio de cada paso de tiempo.

## Capítulo 4

### Análisis para puente regular

#### 4.1 Elección de modelos de puentes

El tipo de puente a estudiar es de vigas continuas sobre pilas. Las dimensiones del puente tipo se tomaron de la literatura (Priestley et al., 1996). El puente regular tiene cuatro claros de 50 m y tres pilas de 14 m. Se decidió analizar seis tipos de puentes diferentes, aparte del modelo regular, donde la irregularidad dependerá de la variación en la altura de la pila central (irregularidad geométrica en subestructura). La longitud de la pila central se tomó como  $\pm 25\%$ ,  $50\%$  y  $75\%$  de la dimensión original del elemento (altura de pila central en modelo regular), dando las seis combinaciones previstas.

En las figuras 4.1 y 4.2 se muestran las dimensiones generales del puente regular, mientras que en la tabla 4.1 se indican las dimensiones de las pilas centrales del modelo regular y cada uno de los modelos irregulares.

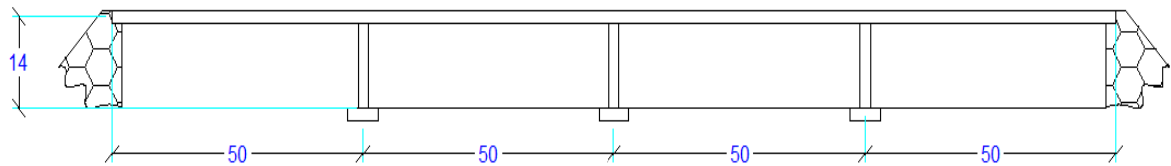


Figura 4.1 Dimensiones en metros de claros y altura de pilas.

Se tiene acceso a los modelos realizados en SAP2000 para puentes continuos, realizados por Salas y Gómez Soberón (2009). Se seleccionaron puentes continuos (viga sin separaciones entre apoyos) debido a las dimensiones de los claros y a las

restricciones geométricas del tamaño de los elementos; por motivos comparativos con otras investigaciones, no se pueden modificar las dimensiones de los puentes.

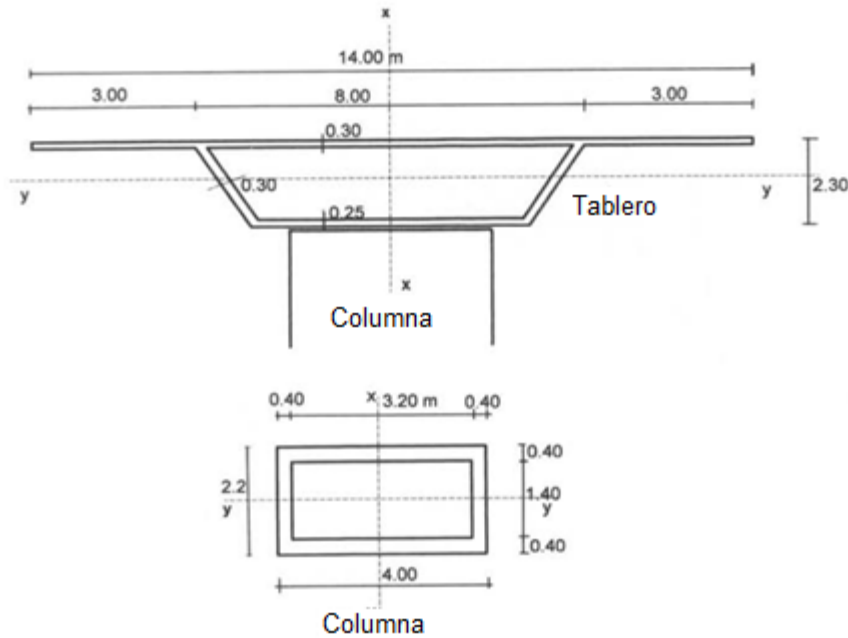


Figura 4.2 Dimensiones de vigas y columnas (Priestley et al., 1996).

Tabla 4.1 Longitud de pila central y cantidad de acero en los modelos de puentes.

Modelos	Altura de pila central (m)	Cantidad de acero ( $\rho$ ) pila central	Cantidad de acero ( $\rho$ ) pila extrema
Regular	14.0	0.047	0.029
Más 25%	17.5	0.045	0.033
Más 50%	21.0	0.039	0.039
Más 75%	24.5	0.029	0.047
Menos 25%	10.5	0.039	0.020
Menos 50%	7.0	0.016	0.018
Menos 75%	3.5	0.020	0.018

A partir de estos modelos se realizarán los análisis simplificados y el análisis riguroso, dando como resultado un total de cuatro tipos de análisis por puente, en cada dirección (longitudinal y transversal). Este trabajo se limitará a realizar los análisis sin los factores de carga y combinación propuestos por los códigos de diseño,

ya que sólo se plantea la comparación de desplazamientos y elementos mecánicos nominales y estos factores serían iguales para todos los casos.

#### 4.1.1. Propiedades de vigas y columnas

El material utilizado para vigas y columnas es concreto reforzado, el concreto tiene un módulo de elasticidad  $E = 2.549 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$ , un módulo de Poisson  $\nu = 0.15$  y un esfuerzo a compresión simple  $f'_c = 270 \text{ kg/cm}^2$ . Las propiedades geométricas de la sección transversal de vigas y columnas se muestran en la tabla 4.2, donde,  $I$  es el momento de inercia de la sección transversal,  $J$  es su constante de torsión y,  $r_x$  y  $r_y$  son los radios de giro en las dos direcciones.

Tabla 4.2 Propiedades geométricas de vigas y columnas.

Propiedad	Viga	Columna
Área ( $\text{m}^2$ )	6.8571	4.32
$I_x$ ( $\text{m}^4$ )	4.9781	2.8176
$I_y$ ( $\text{m}^4$ )	85.9108	7.9104
$J$ ( $\text{m}^4$ )	11.25	6.2208
$r_x$ (m)	0.852	0.8076
$r_y$ (m)	3.5396	1.3532

## 4.2 Carga sísmica

Las cargas que se consideraron en los análisis son las debidas a la carga muerta por el peso propio de la estructura y las provocadas por el sismo de diseño, el cual corresponde al espectro de la ciudad de Chilpancingo Guerrero, a partir de lo estipulado en el Manual de Obras Civiles de CFE (CFE, 2008), utilizando para su evaluación el programa Prodisis. Se eligió esta ciudad por estar en una zona de alta sismicidad. Se decidió utilizar un factor de comportamiento sísmico  $Q$  de 2. El espectro inelástico utilizado se redujo por  $Q = 2$  conforme se estipula en el reglamento. Dicho espectro se muestra en la figura 4.3.

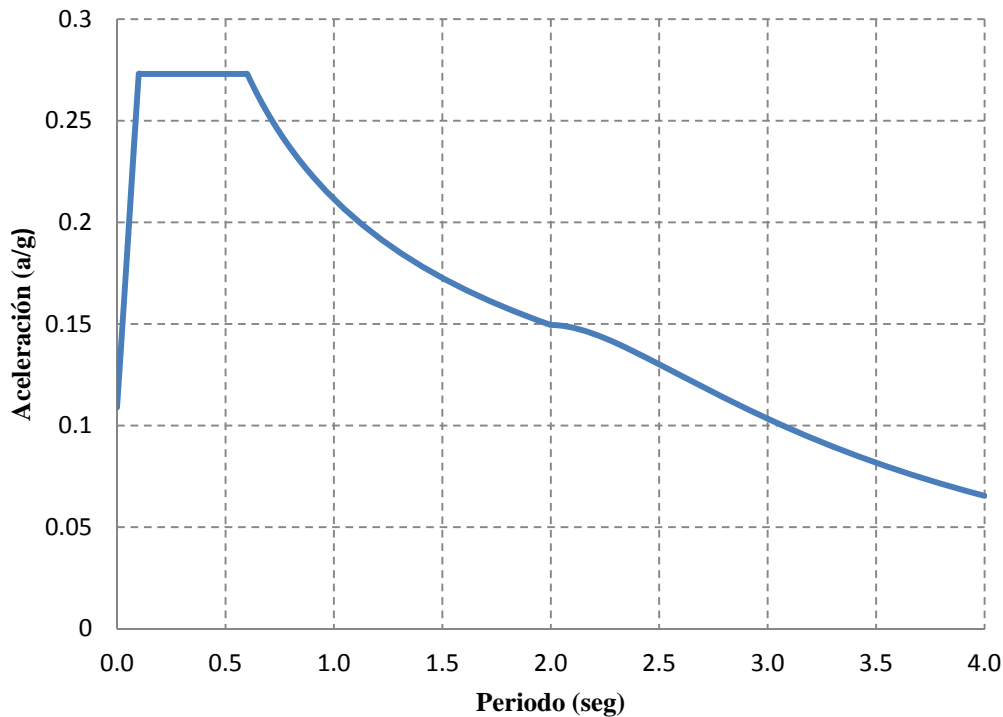


Figura 4.3 Espectro de diseño de Chilpancingo Guerrero.

### 4.3 Análisis unimodal espectral para modelo regular

#### 4.3.1. Análisis en la dirección longitudinal

Para el modelo regular de la figura 4.1, se realiza el análisis unimodal espectral, como se señaló en el capítulo 3. Para este análisis se realizó una hoja de cálculo utilizando el programa Mathcad. El procedimiento realizado se muestra por medio de imágenes de las hojas de cálculo elaboradas, y se explican detalles de las mismas.

El primer análisis corresponde al estudio de la respuesta en la dirección longitudinal. En la figura 4.4 se muestran los datos iniciales, como son las propiedades del material y elementos (vigas y columnas). De igual manera, se proporciona la aceleración correspondiente al periodo longitudinal de la estructura según el espectro de diseño de la figura 4.3. El factor  $F_i = 1$  de la figura 4.4 hace referencia al factor de irregularidad de la pila central, unitario para este caso por ser

un modelo regular. Estos datos iniciales son los mismos para las direcciones longitudinal y transversal.

**Método Unimodal Espectral (AASHTO, 2007)**

**Puente continuo - Regular**

**Datos iniciales.**

Concreto

tonf = 1000kgf     $E = 2599290.5 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$      $W = 2400 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$      $\rho = \frac{W}{g}$      $\rho = 2400 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Superestructura

$A_v = 6.8571 \cdot \text{m}^2$      $L = 200 \cdot \text{m}$      $I_v = 85.9108 \cdot \text{m}^4$

Subestructura

$A_c = 4.32 \cdot \text{m}^2$      $I_{cx} = 2.8176 \cdot \text{m}^4$      $I_{cy} = 7.9104 \cdot \text{m}^4$     **Fi = 1**

$L_{ce} = 14\text{m}$      $L_{cc} = Fi \cdot L_{ce}$      $L_{cc} = 14\text{m}$

**Localización del puente y tipo de suelo.**

- Ciudad: Chilpancingo, Guerrero.
- Se consideró espectro en roca (Prodisis - CFE, 2008).

Coeficiente sísmico:

**$C_s = 0.27305$**      **$Q = 2$**

Figura 4.4 Datos iniciales del análisis unimodal espectral.

En la figura 4.5 se muestra la obtención del desplazamiento máximo debido a una carga uniforme de  $P_o = 1$ . Se utilizan milímetros (mm) como unidad de longitud como lo estipula el AASHTO en las fórmulas para sistema internacional (AASHTO, 2007). La rigidez  $k_c$  corresponde a la rigidez de la columna central, y  $k_e$  a la rigidez de las columnas extremas. La rigidez  $k_r$  hace referencia a la rigidez de la unión entre el estribo y la superestructura. En la figura 4.5 se observa que la rigidez de las columnas se supuso como la rigidez de un elemento en volado o en cantiliver ( $3EI/L^3$ ), aunque este no es exactamente el caso para un puente continuo. La rigidez exacta para las columnas estriba entre la de un elemento empotrado y libre y un elemento doblemente empotrado, sin embargo por simplicidad y considerando que se obtienen mejores aproximaciones, se eligió utilizar la relación de  $3EI/L^3$ .

**1. Cálculo del desplazamiento estático debido a la carga uniforme  $P_o$ .**

$P_o = 1 \cdot \frac{N}{mm}$  Carga uniforme unitaria.

Rigidez para una columna empotrada en un extremo y articulada en el otro.

$$k_c = \frac{3 \cdot E \cdot I_{cx}}{L_{cc}^3} \quad k_c = 8007.027 \cdot \frac{\text{tonf}}{m} \quad k_e = \frac{3 \cdot E \cdot I_{cx}}{L_{ce}^3} \quad k_e = 8007.027 \cdot \frac{\text{tonf}}{m} \quad K_1 = 2 \cdot k_e$$

$$K_1 = 16014.054 \cdot \frac{\text{tonf}}{m} \quad K_2 = k_c \quad K_2 = 8007.027 \cdot \frac{\text{tonf}}{m} \quad k_t = 94100 \cdot \frac{\text{tonf}}{m} \quad K_3 = 2 \cdot k_t = 188200 \cdot \frac{\text{tonf}}{m}$$

$$V_s = \frac{P_o \cdot L}{K_1 + K_2 + K_3} \quad V_s = 0.0961 \cdot \text{mm}$$

Figura 4.5 Cálculo del desplazamiento estático debido a carga  $P_o$ .

La obtención de los factores  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$ , ecuaciones (3.1) a (3.3), así como el cálculo del periodo del puente en dirección longitudinal, ecuación (3.4), se muestran en la figura 4.6. Como se observa en esta figura, en la dirección longitudinal el periodo fundamental de la estructura con este método es de 0.25 s.

**2. Cálculo de los factores  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$ .**

$V_s$  = modo de vibrar unicial asumido.

$W$  = carga muerta del puente (k/ft)  $W_t = W \cdot A_v$   $W_t = 161.388 \cdot \frac{N}{mm}$

$$\alpha = \int_0^L V_s dx \quad \alpha = 19219.885 \cdot \text{mm}^2$$


---


$$\beta = \int_0^L W_t \cdot V_s dx \quad \beta = 3101867.141 \cdot \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$\gamma = \int_0^L W_t \cdot V_s^2 dx \quad \gamma = 298087.654 \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

**3. Cálculo del periodo.**

$$\alpha_t = \alpha \cdot \frac{1}{\text{mm}^2} \quad \gamma_t = \gamma \cdot \frac{1}{\text{N} \cdot \text{mm}^2} \quad P_{ot} = P_o \cdot \frac{1}{\frac{N}{\text{mm}}}$$

$$T = \frac{2 \cdot \pi}{31.623} \cdot \sqrt{\frac{\gamma_t}{P_{ot} \cdot 9.807 \cdot \alpha_t}} \quad \boxed{T = 0.2499}$$

Figura 4.6 Cálculo de los factores  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$  y periodo.

Conocido el periodo fundamental en la dirección de análisis, se calcula la carga de sismo equivalente, la cual es aplicada al puente de la misma manera que la carga  $P_o$ . De este análisis se obtiene el desplazamiento máximo en dirección longitudinal, debido a esa carga sísmica; esto se muestra en la figura 4.7. Este desplazamiento máximo es de 0.847 cm.

**4. Determinación de la carga de sismo equivalente  $P_e(x)$ .**

$$P_e = \frac{\beta \cdot C_s}{\gamma} \cdot W_t \cdot V_s \quad P_e = 44.067 \cdot \frac{N}{mm} \quad P_e = 4.494 \cdot \frac{\text{tonf}}{m}$$

**5. Aplicación de la carga  $P_e(x)$  al puente y determinar las fuerzas en las columnas.**

**Desplazamientos:**

$$x = L \quad V_e = \frac{P_e \cdot x}{K_1 + K_2 + K_3} \quad \boxed{V_e = 0.423 \cdot \text{cm}} \quad V_{et} = V_e \cdot Q \quad \boxed{V_{et} = 0.847 \cdot \text{cm}}$$

Figura 4.7 Carga sísmica equivalente y desplazamiento máximo.

Elementos mecánicos:		Columna central	Columna Extrema
Fuerza Cortante	$P_c = k_c \cdot V_e$	$\boxed{P_c = 33.908 \cdot \text{tonf}}$	$P_e = k_e \cdot V_e \quad \boxed{P_e = 33.908 \cdot \text{tonf}}$
Momento Central	$M_{c1} = P_c \cdot \frac{L_{cc}}{2}$	$\boxed{M_{c1} = 237.358 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}}$	$M_{e1} = P_e \cdot \frac{L_{ce}}{2} \quad \boxed{M_{e1} = 237.358 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}}$
Momento Empotramiento	$M_{c2} = P_c \cdot L_{cc}$	$\boxed{M_{c2} = 474.717 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}}$	$M_{e2} = P_e \cdot L_{ce} \quad \boxed{M_{e2} = 474.717 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}}$
Carga Axial	$A_{cc1} = W_t \cdot 50 \cdot \text{m}$	$A_{cc1} = 822.852 \cdot \text{tonf}$	$A_{ee1} = W_t \cdot 50 \cdot \text{m} \quad A_{ee1} = 822.852 \cdot \text{tonf}$
	$W_{cc} = W \cdot A_c \cdot L_{cc} = 145.152 \cdot \text{tonf}$		$W_{ce} = W \cdot A_c \cdot L_{ce} = 145.152 \cdot \text{tonf}$
	$A_{cc} = A_{cc1} + W_{cc}$	$\boxed{A_{cc} = 968.004 \cdot \text{tonf}}$	$A_{ee} = A_{ee1} + W_{cc} \quad \boxed{A_{ee} = 968.004 \cdot \text{tonf}}$

Figura 4.8 Elementos mecánicos en columnas de análisis longitudinal.

Para finalizar, en la figura 4.8 se observa el cálculo de los elementos mecánicos a partir del desplazamiento máximo. La fuerza desarrollada en un

elemento es igual a su rigidez por el desplazamiento; con dicha fuerza se calculan las fuerzas cortantes y, a partir de éstas, los momentos al multiplicar este cortante por la longitud de la columna. La carga axial se determinó por distribución de cargas por áreas tributarias, en otras palabras se supone que cada columna soporta el peso de la superestructura (peso de la viga para una longitud de 50 m, correspondiente a la longitud que soporta cada columna) más el peso de la columna misma.

### 4.3.2. Análisis en la dirección transversal

Para el análisis transversal, se utilizó el método de Rayleigh como se describió en el capítulo 3. En la figura 4.9 se detalla el cálculo de la rigidez de cada columna, se considera que la columna está empotrada en su extremo inferior y libre en el otro, de igual manera que en el análisis longitudinal.

**Análisis transversal - Método de Rayleigh.**

**1. Cálculo de la rigidez de las columnas**

$$k_{et} = \frac{3E \cdot I_{cy}}{L_{ce}^3} \quad k_{et} = 220450.5 \cdot \frac{N}{mm} \quad k_{ct} = \frac{3E \cdot I_{cy}}{L_{cc}^3} \quad k_{ct} = 220450.5 \cdot \frac{N}{mm} \quad P_o = 1 \cdot \frac{N}{mm}$$

$$k_{et} = k_{et} \cdot \frac{mm}{N} = 220450.5 \quad k_{ct} = k_{ct} \cdot \frac{mm}{N} = 220450.5 \quad E = E \cdot \frac{mm^2}{N} = 25490.332$$

$$I_v = \frac{I_v}{mm^4} = 85910800000000 \quad L = \frac{L}{mm} = 200000 \quad P_o = P_o \cdot \frac{mm}{N} = 1 \quad w_o = W_t \cdot \frac{mm}{N} = 161.388$$

Figura 4.9 Cálculo de rigidez de columnas.

En la figura 4.10 se detalla el método de Rayleigh, donde se supone una ecuación senoidal, ecuación (3.7), para describir la deformada del puente correspondiente al modo de vibración transversal, a partir de la cual se resuelven las ecuaciones (3.8) a (3.11).

De la misma manera que en el análisis longitudinal, se calculan los factores  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$ , así como el periodo transversal de la estructura, ecuaciones (3.1) a (3.4), como

se observa en la figura 4.11. El periodo fundamental en la dirección transversal es de 0.378 s.

**2. Forma deformada del puente (1° modo de vibrar)**

$$V_s(x, V_o) = V_o \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \quad \begin{array}{l} V_o = \text{Desplazamiento máximo al centro del puente} \\ V_s = \text{ecuación que describe la deformada} \end{array}$$

$$A1(x, V_o) = \frac{d^2}{dx^2} V_s(x, V_o) \rightarrow -\frac{\pi^2 \cdot V_o \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{200000}\right)}{40000000000}$$

$$U_d(x, V_o) = \frac{1}{2} \cdot E \cdot I_v \cdot \int_0^L A1(x, V_o)^2 dx \quad U_d(x, V_o) \rightarrow 6666.1145265930627788 \cdot V_o^2$$

$$U_d(V_o) = \frac{1}{4} \cdot E \cdot I_v \cdot \left(\frac{\pi^4}{L^3}\right) \cdot V_o^2 \quad \text{Energía por fuerzas externas (U)}$$

$$U_b(x_1, x_2, x_3, V_o) = \frac{1}{2} \cdot k_{et}(V_s(x_1, V_o))^2 + \frac{1}{2} \cdot k_{ct}(V_s(x_2, V_o))^2 + \frac{1}{2} \cdot k_{et}(V_s(x_3, V_o))^2 \quad \text{Energía de deformación (Vp)}$$

$$w_{po}(x, V_o) = P_o \cdot \int_0^L V_s(x, V_o) dx \rightarrow \frac{400000 \cdot V_o}{\pi}$$

$$w_{po}(V_o) = \frac{2 \cdot P_o \cdot L}{\pi} \cdot V_o$$

$$\Pi(x_1, x_2, x_3, V_o) = U_d(V_o) + U_b(x_1, x_2, x_3, V_o) - w_{po}(V_o)$$

$$\frac{d}{dV_o} \Pi(50000, 100000, 150000, V_o) = 0 \text{ resolver } , V_o \rightarrow 0.28030524083021530128 \quad V_o = 0.280305$$

Figura 4.10 Cálculo de desplazamiento máximo debido a patrón de carga modal.

**3. Factores  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$**

$$\alpha = \int_0^L V_s(x, V_o) dx = 35689.541 \quad \alpha_1 = \frac{2 \cdot L \cdot V_o}{\pi} = 35689.541$$

$$\beta = \int_0^L w_o \cdot V_s(x, V_o) dx = 5759879.046 \quad \beta_1 = \frac{2 \cdot L \cdot w_o \cdot V_o}{\pi} = 5759879.046$$

$$\gamma = \int_0^L w_o \cdot V_s(x, V_o)^2 dx = 1268043.317 \quad \gamma_1 = \frac{w_o \cdot V_o^2 \cdot L}{2} = 1268043.317$$

**4. Cálculo del periodo**

$$T = \frac{2 \cdot \pi}{31.623} \cdot \sqrt{\frac{\gamma}{P_{ot} \cdot 9.807 \cdot \alpha}} \quad \boxed{T = 0.378}$$

Figura 4.11 Cálculo del factores  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$  y periodo en análisis transversal.

Al igual que el procedimiento del análisis longitudinal, en la figura 4.13 se señala el cálculo de los elementos mecánicos en cada columna. Al tener el valor de la fuerza cortante, los momentos flexionantes se calculan al multiplicar ésta por la longitud de la columna. La carga axial se calcula de manera similar que en el análisis longitudinal.

**5. Cálculo de la fuerza equivalente**

$$P_e(x) = \frac{\beta \cdot C_s}{\gamma} \cdot w_o \cdot V_s(x, V_o) \rightarrow 56.10798856494622151168535 \cdot \sin(0.000015707963267948966192 \cdot x)$$

$$U_d(V_{eo}) = \frac{1}{4} \cdot E \cdot I_v \cdot \left( \frac{\pi^4}{L^3} \right) \cdot (V_{eo})^2 \rightarrow 6666.1145265930627788 \cdot V_{eo}^2$$

$$U_b(x_1, x_2, x_3, V_{eo}) = \frac{1}{2} \cdot k_{et} \cdot (V_s(x_1, V_{eo}))^2 + \frac{1}{2} \cdot k_{ct} \cdot (V_s(x_2, V_{eo}))^2 + \frac{1}{2} \cdot k_{et} \cdot (V_s(x_3, V_{eo}))^2$$

$$W_{pe}(V_{eo}) = \int_0^L P_e(x) \cdot V_s(x, V_{eo}) \, dx \rightarrow 5.6107988564946221512e6 \cdot V_{eo}$$

$$II(x_1, x_2, x_3, V_{eo}) = U_d(V_{eo}) + U_b(x_1, x_2, x_3, V_{eo}) - W_{pe}(V_{eo})$$

$$\frac{d}{dV_{eo}} II(50000, 100000, 150000, V_{eo}) = 0 \text{ resolver, } V_{eo} \rightarrow 12.352242209432437543 \quad V_{eo} = 12.35224$$

$$F_b(x) = k_{et} \cdot V_s(50000, V_{eo}) \text{ simplificar } \rightarrow 1.9254924096323586264e6 \quad \text{Newtons}$$

$$F_b(x) = k_{ct} \cdot V_s(100000, V_{eo}) \text{ simplificar } \rightarrow 2.723057479948532688e6$$

$$F_b(x) = k_{et} \cdot V_s(150000, V_{eo}) \text{ simplificar } \rightarrow 1.9254924096323586264e6$$

$F_e = 1925492.41\text{N}$      $F_c = 2723057.48\text{N}$

Figura 4.12 Cálculo fuerza estática equivalente.

Desplazamientos:	Columna Central	Columna Extrema
$V_{eo} = 12.35224\text{mm}$	$D_t = V_{eo} \cdot Q$	$D_e = Q \cdot V_s(50000, V_{eo})$
	$D_t = 2.47\text{-cm}$	$D_e = 1.747\text{-cm}$
<b>Elementos mecánicos:</b>		
	Columna Central	Columna Extrema
Fuerza Cortante	$P_c = F_c$	$P_e = F_e$
	$P_c = 277.675\text{-tonf}$	$P_e = 196.346\text{-tonf}$
Momento Central	$M_{c1} = P_c \cdot \frac{L_{cc}}{2}$	$M_{e1} = P_e \cdot \frac{L_{ce}}{2}$
	$M_{c1} = 1943.722\text{-tonf m}$	$M_{e1} = 1374.419\text{-tonf m}$
Momento Empotramiento	$M_{c2} = P_c \cdot L_{cc}$	$M_{e2} = P_e \cdot L_{ce}$
	$M_{c2} = 3887.444\text{-tonf m}$	$M_{e2} = 2748.838\text{-tonf m}$
Carga Axial	$A_{cc1} = W_t \cdot 50\text{-m}$	$A_{ee1} = W_t \cdot 50\text{-m}$
	$A_{cc1} = 822.852\text{-tonf}$	$A_{ee1} = 822.852\text{-tonf}$
	$W_{cc} = W \cdot A_c \cdot L_{cc} = 145.152\text{-tonf}$	$W_{ce} = W \cdot A_c \cdot L_{ce} = 145.152\text{-tonf}$
	$A_{cc} = A_{cc1} + W_{cc}$	$A_{ee} = A_{ee1} + W_{ce}$
	$A_{cc} = 968.004\text{-tonf}$	$A_{ee} = 968.004\text{-tonf}$

Figura 4.13 Elementos mecánicos en columnas de análisis transversal.

#### 4.3.2.1. Ecuación cuadrática para describir la deformada

Como se mencionó al inicio del capítulo, se cuenta con los modelos en SAP2000 de los puentes a analizar. Al hacer un comparativo de los periodos que arrojan ambos análisis, el análisis unimodal y el análisis multimodal, se observa que los periodos correspondientes al modo de vibrar transversal son idénticos en un 88%, aproximadamente. El periodo con un análisis multimodal (SAP2000) es de 0.426 segundos, mientras que para el análisis unimodal el periodo es de 0.378 segundos. Por lo tanto, se decidió buscar una ecuación que describiera de mejor manera el modo de vibrar del puente en la dirección transversal, y de esta manera comparar resultados para evaluar qué tan adecuada resultaba la ecuación senoidal. Así, se obtuvieron varios puntos de la deformada del puente causada por la aplicación de una carga uniformemente distribuida de 1 (como se puntualiza en el método). A partir de estos puntos se hace un ajuste a una ecuación cuadrática por medio de una solución numérica por mínimos cuadrados, de esta manera se encuentra la siguiente ecuación, que describe la deformada del puente en la dirección transversal.

$$E_c(x) = 0.0227 + 0.1662x - 1.1662x^2 \quad (4.1)$$

En la figura 4.14 se describe la manera de obtener el desplazamiento máximo del puente al derivar e igualar a cero la ecuación (4.1). Al tener el desplazamiento máximo, se procede al cálculo de los factores  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$  para continuar con el cálculo del periodo de la estructura en la dirección transversal, como se observa en la figura 4.15.

Se calcula la carga de sismo equivalente  $P_e$ , que luego se aplica a la estructura (utilizando el programa SAP2000), se obtiene el desplazamiento máximo, que en este análisis resulta de 1.22 cm en la columna central y de 1.07 cm en la pila extrema. A partir de estos desplazamientos se calculan los elementos mecánicos que se pueden observar en la figura 4.16.

Como se puede notar, la ecuación que describe la deformada de la estructura es de gran impacto en la obtención del periodo, el cual ahora es de 0.45 s. Ahora, la aproximación es del 94%, que aunque mayor, no es un cambio muy significativo. Por este motivo y para tener congruencia con los análisis, se decidió utilizar la ecuación senoidal para describir la deformada del puente ante una carga de  $P_o = 1$ , ya que normalmente no se dispondrá de un modelo detallado (como el que se tiene del puente en el programa SAP2000) para derivar la ecuación de la deformada. Si se tiene este modelo, es más fácil y aproximado realizar directamente un análisis multimodal.

$$Ec(x) := 0.0227 + 1.1662x - 1.1662x^2$$

$$\frac{d}{dx}Ec(x) \rightarrow -2.3324 \cdot x + 1.1662$$

$$y_x := \frac{d}{dx}Ec(x) = 0 \text{ resolver } ,x \rightarrow 0.5 \quad Ec(y_x) \rightarrow 0.31425$$

$$V_o := 0.31425 \quad \text{mm}$$

$$\text{tonf} := 1000\text{kgf} \quad W := 2400 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad A_v := 6.8571 \cdot \text{m}^2 \quad V_s := 0.31425\text{mm}$$

$$P_o := 1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} \quad \text{Carga uniforme unitaria.}$$

**Cálculo de los factores  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$ .**

$$W_t := W \cdot A_v \quad W_t = 161.388 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}} \quad L := 200\text{m}$$

$$\alpha := \int_0^L V_s \, dx \quad \alpha = 6.285 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$\beta := \int_0^L W_t \cdot V_s \, dx \quad \beta = 1.014 \times 10^7 \cdot \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$\gamma := \int_0^L W_t \cdot V_s^2 \, dx \quad \gamma = 3.188 \times 10^6 \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Figura 4.14 Desplazamiento máximo y factores  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$ .

**Cálculo del periodo.**

$$\alpha_t := \alpha \cdot \frac{1}{\text{mm}^2} \quad \gamma_t := \gamma \cdot \frac{1}{\text{N} \cdot \text{mm}^2} \quad P_{ot} := P_o \cdot \frac{1}{\frac{\text{N}}{\text{mm}}}$$

$$T := \frac{2 \cdot \pi}{31.623} \cdot \sqrt{\frac{\gamma_t}{P_{ot} \cdot 9.807 \cdot \alpha_t}} \quad \boxed{T = 0.4518}$$

Figura 4.15 Cálculo del periodo en dirección transversal.

Carga $P_o = 44.067 \text{ N/mm}$ (SAP2000)			
	$V_e := 1.07\text{cm}$	$V_c := 1.22\text{cm}$	
<b>Desplazamientos:</b>			
	Columna Central		Columna Extrema
	$D_t := V_c \cdot Q$	$ D_t = 2.44\text{-cm} $	$D_e := V_e \cdot Q$
			$ D_e = 2.14\text{-cm} $
<b>Elementos mecánicos:</b>			
	Columna Central		Columna Extrema
Fuerza Cortante	$P_c := k_{ct} \cdot V_c$	$ P_c = 274.252\text{-tonf} $	$P_e := k_{et} \cdot V_e$
			$ P_e = 240.533\text{-tonf} $
Momento Central	$M_{c1} := P_c \cdot \frac{L_{cc}}{2}$	$ M_{c1} = 1919.766\text{-tonf}\cdot\text{m} $	$M_{e1} := P_e \cdot \frac{L_{ce}}{2}$
			$ M_{e1} = 1683.729\text{-tonf}\cdot\text{m} $
Momento Empotramiento	$M_{c2} := P_c \cdot L_{cc}$	$ M_{c2} = 3839.532\text{-tonf}\cdot\text{m} $	$M_{e2} := P_e \cdot L_{ce}$
			$ M_{e2} = 3367.458\text{-tonf}\cdot\text{m} $
Carga Axial	$A_{cc1} := W_t \cdot 50\text{-m}$	$A_{cc1} = 822.852\text{-tonf}$	$A_{ee1} := W_t \cdot 50\text{-m}$
			$A_{ee1} = 822.852\text{-tonf}$
	$W_{cc} := W \cdot A_c \cdot L_{cc} = 145.152\text{-tonf}$		$W_{ce} := W \cdot A_c \cdot L_{ce} = 145.152\text{-tonf}$
	$A_{cc} := A_{cc1} + W_{cc}$	$ A_{cc} = 968.004\text{-tonf} $	$A_{ee} := A_{ee1} + W_{ce}$
			$ A_{ee} = 968.004\text{-tonf} $

Figura 4.16 Carga de sismo equivalente y elementos mecánicos.

#### 4.4 Análisis multimodal espectral para modelo regular

El análisis multimodal se realizó con el programa SAP2000. El modelo del puente se observa en la figura 4.17. En este modelo, las columnas están empotradas en su base y la unión del estribo con la viga se considera con resortes elásticos, cuya rigidez longitudinal y transversal se calcularon en el trabajo realizado por Salas y Gómez Soberón (2009), mientras que en la dirección vertical, esta unión se considera infinitamente rígida.

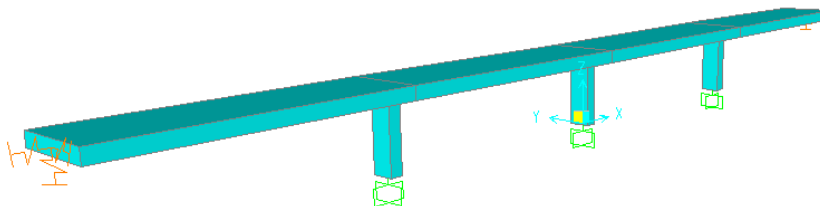


Figura 4.17 Modelo regular en SAP2000.

Como se mencionó al inicio del capítulo, los puentes a analizar son de tipo continuo, por lo tanto el nodo superior de cada columna se liberó para que el momento flexionante en ese punto fuera igual a cero. Las vigas y columnas se modelaron como elementos tipo “Frame”.

El análisis se hizo conforme a lo descrito en el capítulo 3. Se sometió el puente a una combinación de carga muerta con carga de sismo. La carga de sismo, tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal, es la correspondiente al espectro de diseño mencionado al inicio del capítulo. La combinación de respuesta modal utilizada fue la CQC, la cual es adecuada para frecuencias de vibración próximas (Chopra, 2007). En la figura 4.18 se muestra la distribución de momentos flexionantes debidos a carga longitudinal de sismo.

El periodo en la dirección longitudinal es de 0.279 s, mientras que en la dirección transversal es de 0.426 s.

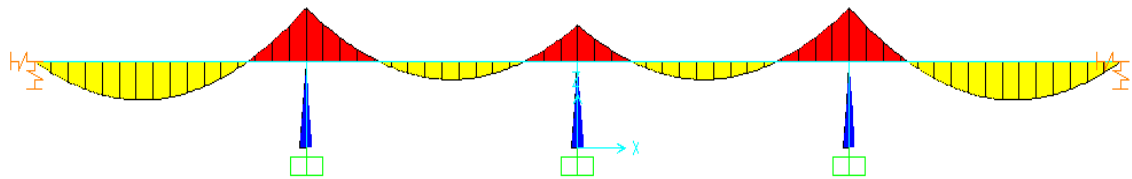


Figura 4.18 Distribución de momentos ante carga sísmica longitudinal.

#### 4.5 Método N2 para el modelo regular

Para este análisis se realizó una rutina en Matlab para calcular desplazamientos máximos y el periodo de la estructura. Además, se utilizó SAP2000 para la elaboración de los análisis estáticos no lineales, así como para obtener los elementos mecánicos de las columnas.

En la figura 4.19 se muestran los datos iniciales necesarios para el cálculo. Estos datos son parte de un archivo de entrada y básicamente corresponden al peso



En la figura 4.20 se puede observar el cálculo del espectro de desplazamiento al dividir la aceleración entre la frecuencia al cuadrado, ecuación (3.12). A su vez, en la figura 4.21 se señala el cálculo de los espectros inelásticos, tanto de aceleración como de desplazamiento, utilizando un factor de comportamiento sísmico de 2, para ser congruente y someter al puente a la misma carga sísmica que con otros tipos de análisis.

```
% Espectro de aceleración
Sa = zeros(N,1);
for i = 1:N;
    Sa(i) = A(i)/Rd;           % Ec. 2
end

% Espectro de desplazamiento
Sd = zeros(N,1);
for i = 1:N;
    Sd(i) = (Duc/Rd)*(DE(i)); % Ec. 3
end

% PASO 3. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)
% Elaborado utilizando el programa SAP2000

% CURVA DE CAPACIDAD
if At > 0
    CC = load('CortanteDesplazamientoL.txt');
else
    CC = load('CortanteDesplazamientoI.txt');
end
Desp = CC(:,1);
Cort = CC(:,2);
```

Figura 4.21 Espectro de desplazamiento inelástico.

A partir del cálculo del periodo del puente se determina la carga sísmica a la que será sometida la estructura, utilizando la aceleración correspondiente a ese periodo según el espectro inelástico, como se observa en la figura 4.22. Además, se calcula la ductilidad del sistema, ecuaciones (3.26) y (3.27), la cual es utilizada para encontrar el desplazamiento máximo al cual será llevado el puente haciendo otro análisis estático no lineal en el programa SAP2000.

En las figuras 4.23 y 4.24 se muestra la corrida de la rutina de Matlab, tanto para la dirección longitudinal como para la dirección transversal, respectivamente. En estas figuras se observa que los periodos son de 0.308 s y 0.662 s para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. Asimismo, en esta figura se observa que los desplazamientos objetivos, los que representan en el sistema de un grado de

libertad el desplazamiento que ocasiona el sismo en el sistema de varios grados de libertad, son de 3.66 cm y 2.83 cm en las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente.

```
% IDEALIZACIÓN DEL SISTEMA BILINEAL (PROMEDIO FY Y V)
%FAy = (Fy+V)/2;
FAy = Fy;

% PERIODO ELÁSTICO DEL SISTEMA BILINEAL
T = 2*pi*(Mg*Dy)/FAy^0.5;      % Ec. 18
Say = Fy/Mg;                 % Ec. 19
Sayg = Say/g;                % Aceleración en función de la gravedad

% PASO 5. DEMANDA SÍSMICA PARA EL SDOF

% CÁLCULO DE R NUEVO
AA = interp1(Te,Sa,T);
Rn = AA/Sayg;                 % Ec. 20

% CÁLCULO DE DUCTILIDAD SDOF
if T >= Tc;
    Duc2 = Rn;
else
    Duc2 = (Rn-1)*(Tc/T) + 1;
end
Duc2;

Sdd = Duc2*Dy;
```

Figura 4.22 Cálculo del periodo y del desplazamiento máximo.

```
Datos Método N2 (Eurocódigo) =====
Tipo de análisis: Longitudinal = 1, Transversal = 0
At = 1
Análisis Longitudinal
Empujar puente hasta un desplazamiento (cm) de: -3.6584
Periodo (seg) = 0.30795
```

Figura 4.23 Resultados obtenidos en la dirección longitudinal con el método N2.

```
Datos Método N2 (Eurocódigo) =====
Tipo de análisis: Longitudinal = 1, Transversal = 0
At = 0
Análisis Transversal
Empujar puente hasta un desplazamiento (cm) de: 2.8324
Periodo (seg) = 0.66241
```

Figura 4.24 Resultados obtenidos en la dirección transversal con el método N2.

#### 4.5.1. Análisis estático no lineal

Para obtener la curva de capacidad del puente en las direcciones de análisis, se realizó un análisis estático no lineal o “pushover” utilizando el programa SAP2000. En este análisis se manejó una filosofía basada en control de desplazamientos.

Para realizar este análisis, en el programa SAP2000 se debe proponer un valor de longitud de articulación plástica ( $L_p$ ) como un porcentaje de la longitud del elemento. La longitud de articulación plástica se define como la longitud sobre la que se puede considerar un valor medio de las curvaturas plásticas (Sordo, 2013). Debido a que el método N2 corresponde al método utilizado en el Eurocódigo, se ha utilizado la fórmula especificada en dicho código para determinar  $L_p$ , como se expresa en la ecuación (4.2).

$$L_p = 0.1L + 0.015f_{yk}d_s \quad (4.2)$$

donde,  $L$  es la longitud del elemento del apoyo al punto de inflexión (cambio de curvatura). Para este caso, como se ha considerado para los análisis unimodales,  $L$  es igual a la longitud en metros del elemento, ya que se considera empotrado en un extremo. En la ecuación (4.2)  $f_{yk}$  corresponde al esfuerzo de fluencia de las varillas de refuerzo, en MPa (411 MPa) y  $d_s$  corresponde al diámetro de las varillas utilizadas en la columna (0.038 m, correspondiente a varillas de 12/8 de pulgada). Al hacer el cálculo correspondiente, se obtiene que longitud de articulación plástica es 1.634 m.

La carga utilizada es una carga puntual incremental en el centro de masas del puente. El puente es llevado hasta un desplazamiento deseado, momento en el cual el análisis se detiene. Para el análisis en la dirección transversal se llevó el puente a un desplazamiento máximo de 50 cm y se observa que llega al colapso, esto es que se forman articulaciones en las tres columnas, a un desplazamiento de 36 cm, con un cortante basal de 1840 t, aproximadamente. En el análisis longitudinal se llevó el puente a un desplazamiento máximo de 500 cm y se observa que llega al colapso a un desplazamiento de 162 cm, con un cortante basal de 198500 t, aproximadamente. El

cortante y desplazamiento de fluencia se tomaron como los valores donde fluye el primer elemento del puente, donde la curva cambia de pendiente por primera vez.

Para ajustar la curva de capacidad a un modelo bilineal, se tomaron los cortantes y desplazamientos de la primera fluencia ( $F_y$  y  $D_y$  en rutina de Matlab) como referencia para hacer el corte o cambio de pendiente de la curva (pendiente de post-fluencia de cero). En este sentido se observa que no hay un criterio único y simple de definir adecuadamente el modelo bilineal del sistema de un grado de libertad equivalente, a partir de la curva de capacidad. Conforme Fajfar (2000), con una suposición razonable de la primera rama del modelo bilineal es suficiente para obtener buenos resultados, pero como se observa en las figuras 4.25 y 4.26 hay diferencias importantes al suponer un modelo bilineal, en comparación con la curva de capacidad aproximada.

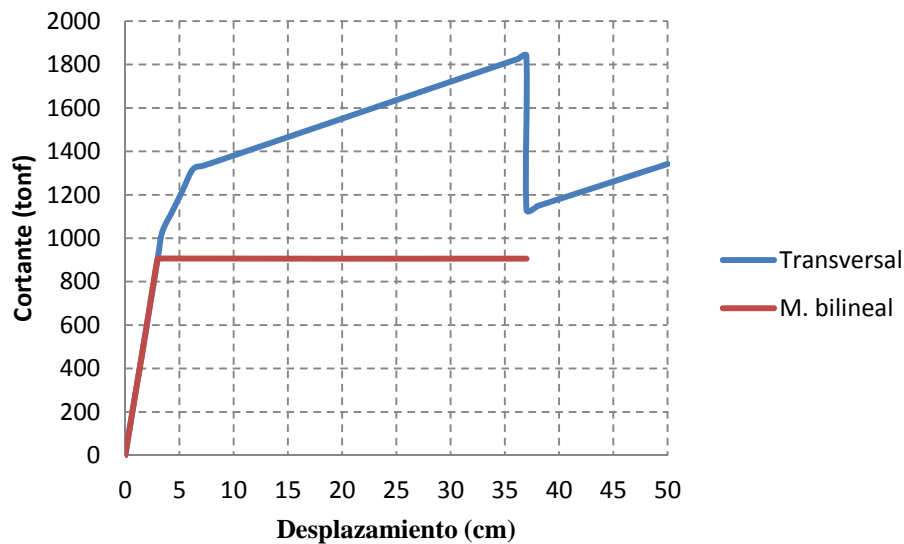


Figura 4.25 Curva de capacidad en dirección transversal.

En el análisis longitudinal no se observa a detalle el colapso de la estructura, como en el caso de la dirección transversal, esto es, no se observa el “quiebre” de la curva. Por este motivo se fue evaluando paso a paso el análisis y se observó que el colapso se alcanza a los 162 cm señalados, según lo marcan las rotaciones en cada

paso y realizando el cálculo de la rotación máxima que soporta el elemento en esa dirección. La rotación máxima se define como la longitud de la articulación plástica de cada columna por la curvatura plástica de la sección transversal (Sordo, 2013). Las curvas de capacidad tanto en la dirección transversal como longitudinal se muestran en las figuras 4.25 y 4.26, respectivamente, de igual manera, se muestra el modelo bilineal utilizado para los análisis.

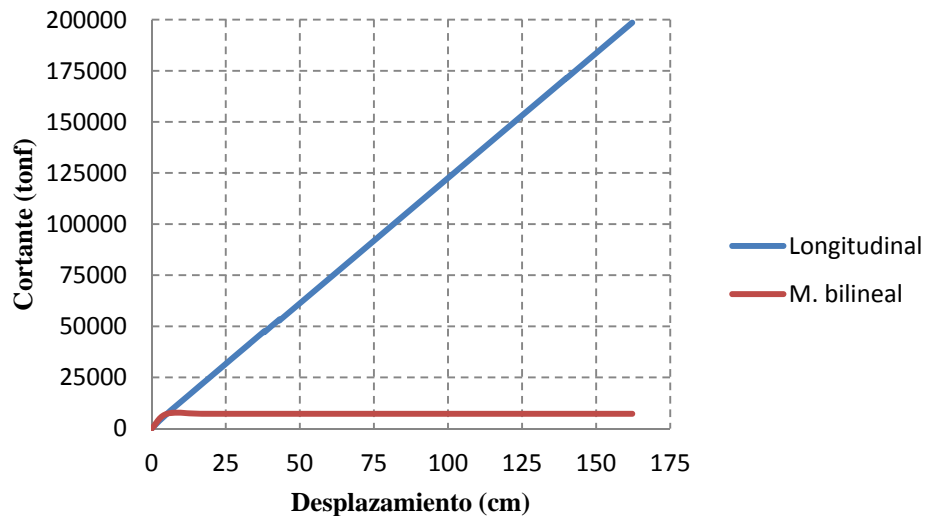


Figura 4.26 Curva de capacidad en dirección longitudinal.

#### 4.5.2. Desplazamiento objetivo con el método de coeficientes del FEMA

Los desplazamientos objetivos determinados con el método N2 propuesto en el capítulo 3 y realizado en el punto 4.5, para las dos direcciones de análisis tienen un valor muy grande, es decir que si se realiza el análisis estático no lineal hasta el desplazamiento de 3.658 cm y 2.832 cm en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente (ver figuras 4.23 y 4.24), los elementos mecánicos obtenidos son del orden del doble de los resultados obtenidos con los análisis simplificados propuestos por el AASHTO.

Por este motivo, considerando que en la descripción del método N2 (Fajfar, 2000) utilizan el método del FEMA 273 (FEMA, 1997) de coeficientes para encontrar

el desplazamiento objetivo relativo al desplazamiento que se alcanzaría al aplicar el sismo de diseño, se decidió calcularlo utilizando este método.

Básicamente, se utiliza la ecuación (4.3) para obtener el desplazamiento objetivo ( $\delta_t$ ). En el FEMA 273 (FEMA, 1997) se describen cada uno de los parámetros necesarios para la resolución de esta ecuación.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 g \quad (4.3)$$

donde,  $C_0$  corresponde al factor de modificación relativo al desplazamiento espectral, el cual puede ser tomado como el factor de participación modal, que para el análisis a realizar es de 1 (ya que sólo se considera como un nivel).  $C_1$  corresponde al factor de modificación que relaciona al desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento máximo elástico, el cual puede ser calculado con las siguientes ecuaciones:

$$C_1 = 1.0 \quad \text{para } T_e \geq T_0 \quad (4.4)$$

$$C_1 = \frac{(1.0 + (R-1) \frac{T_0}{T_e})}{R} \quad \text{para } T_e < T_0 \quad (4.5)$$

donde,  $R$  es la relación de la demanda de resistencia calculada para el coeficiente del esfuerzo de fluencia, el cual puede ser calculada con la ecuación (4.6)

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \frac{1}{C_0} \quad (4.6)$$

para la cual,  $S_a$  es la aceleración espectral correspondiente al periodo de la estructura,  $V_y$  es el cortante de fluencia obtenido a partir de la curva de capacidad y  $W$  es la carga muerta total soportada por la estructura.

El coeficiente  $C_2$  corresponde al factor de modificación que representa el efecto de degradación de rigidez y resistencia en el máximo desplazamiento. Estos valores se pueden observar en la tabla 4.3.

Los marcos tipo I hacen referencia a las estructuras en las que más del 30% del cortante de entrepiso en cualquier nivel es resistido por componentes o elementos cuya resistencia y rigidez puede verse deteriorada durante el sismo de diseño. Estos elementos y componentes incluyen: marcos ordinarios resistentes a momento, marcos arriostrados concéntricamente, marcos con conexiones parcialmente restringidas, muros de mampostería no reforzada, muros y pilas críticas a cortante, o alguna combinación de las anteriores. Los marcos tipo II son todos aquellos que no son marcos tipo I (FEMA, 1997). Para efecto de este análisis, se supone al puente como estructura tipo I, tomando en consideración lo descrito anteriormente.

Tabla 4.3 Factor de modificación  $C_2$  (FEMA, 1997)

<b>Valores para el factor de modificación <math>C_2</math></b>				
<b>Nivel de rendimiento</b>	<b>T= 0.1 segundos</b>		<b>T ≥ 0.1 segundos</b>	
	<b>Marco tipo I</b>	<b>Marco tipo II</b>	<b>Marco tipo I</b>	<b>Marco tipo II</b>
<b>Ocupación inmediata</b>	1.0	1.0	1.0	1.0
<b>Seguridad de vida</b>	1.3	1.0	1.1	1.0
<b>Prevención de colapso</b>	1.5	1.0	1.2	1.0

**Desplazamiento objetivo - FEMA 273**

$$\text{tonf} := 1000\text{kgf} \quad T_e := 0.307\text{s} \quad g = 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad T_0 := 0.1\text{s}$$

$$S_a := 0.27305 \text{ de } g \quad V_y := 7235.5993\text{tonf} \quad W := 16.457 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \cdot 200\text{m} = 3291.4\text{tonf}$$

$$C_0 := 1 \quad \text{Un nivel}$$

$$R := \frac{S_a}{V_y} \cdot \frac{1}{C_0} = 0.124 \quad C_1 := \frac{\left[ 1 + (R - 1) \cdot \frac{T_0}{T_e} \right]}{R} \quad C_1 = 5.754 \quad \text{no aplica, pasa el límite}$$

$$C_1 := 1 \quad \text{Porque } T_e \text{ es mayor que } T_0$$

$$C_2 := 1.2 \quad \text{Prevención de colapso (Estructuras tipo 1)}$$

$$C_3 := 1 \quad \text{Pendiente de postfluencia} = 0$$

$$\delta_t := C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \left( \frac{T_e}{2 \cdot \pi} \right)^2 \cdot g \quad \delta_t = 0.767\text{ cm}$$

Figura 4.27 Desplazamiento objetivo en dirección longitudinal.

El coeficiente C3 es el factor de modificación que representa el incremento de desplazamientos debido a los efectos P-Δ, que para este análisis corresponde a 1 debido a que no se consideran estos efectos en el análisis. Por último,  $T$  y  $g$ , corresponden al periodo de la estructura y al valor de la aceleración de la gravedad, respectivamente.

**Desplazamiento objetivo - FEMA 273**

$$\text{tonf} := 1000\text{kgf} \quad T_e := 0.662\text{s} \quad g = 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad T_0 := 0.1\text{s}$$

$$S_a := 0.27305 \text{ de } g \quad V_y := 301\text{tonf} \quad W := 16.457 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \cdot 200\text{m} = 3291.4\text{-tonf}$$

$C_0 := 1$     Un nivel

$$R := \frac{S_a}{\frac{V_y}{W}} \cdot \frac{1}{C_0} = 2.986 \quad C_1 := \frac{1 + (R - 1) \cdot \frac{T_0}{T_e}}{R} \quad C_1 = 0.435$$

$C_1 := 0.435$     Porque  $T_e$  es mayor que  $T_0$

$C_2 := 1.2$     Prevención de colapso (Estructuras tipo 1)

$C_3 := 1$     Pendiente de postfluencia = 0

$$\delta_t := C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \left( \frac{T_e}{2 \cdot \pi} \right)^2 \cdot g \quad \delta_t = 1.552\text{-cm}$$

Figura 4.28 Desplazamiento objetivo en dirección transversal.

En las figuras 4.27 y 4.28 se puede observar la aplicación de la fórmula 4.3 para el cálculo del desplazamiento objetivo en el análisis longitudinal y transversal, respectivamente.

Como se observa en las figuras 4.27 y 4.28, los desplazamientos objetivos (0.767 cm y 1.552 cm en análisis longitudinal y transversal, respectivamente) son inferiores a los obtenidos por el método N2 realizado en el punto 4.5. Al llevar al puente a los desplazamientos obtenidos por el método de los coeficientes del FEMA 273 se obtienen valores más cercanos o comparables con los análisis realizados previamente. Por este motivo, se decidió utilizar este método para los análisis de los puentes con cierto grado de irregularidad que se mostrarán en el capítulo 5.

## **4.6 Método tiempo-historia**

El método tiempo-historia fue realizado considerando la no linealidad del material. Por este motivo, se optó por hacer estos análisis utilizando el programa Ruaumoko 3D (Carr, 2004), el cual fue elegido debido a que, además de proporcionar algunas leyes constitutivas no lineales (como el modelo de Takeda o Ramberg-Osgood), también ofrece resultados de índices de daño, que son medidas parciales del daño que se genera en un elemento o en la estructura. Esto ayuda a determinar mejor el comportamiento de la estructura.

### **4.6.1. Consideraciones generales respecto al análisis**

El programa Ruaumoko trabaja con un archivo de entrada de datos. En este archivo se indicó que se deseaba hacer un análisis dinámico en la historia del tiempo usando el método de Newmark de aceleración promedio. También se indicó al programa que mostrara 12 modos de vibrar, debido a que el AASHTO en su especificación 4.7.4.3.3, señala que se deben tomar en cuenta tres modos de vibrar por cada tramo del modelo, además se debe cumplir con el 90 % de la masa total de la estructura (AASHTO, 2007). Con los 12 modos considerados se cumple con este último requerimiento. En el análisis se tomará en cuenta un amortiguamiento del 5%, por ser este el más común para sismos fuertes.

El elemento viga es el elemento más fácil de modelar, ya que se considera que su comportamiento es elástico. Para este elemento se piden las características generales de la sección y del material, estos valores se pueden observar en el punto 4.1.1 de esta tesis.

### **4.6.2. Modelado de columnas**

Las columnas se modelan como elementos no lineales, por esta razón además de proporcionar las características generales de geometría y resistencia del material, se pide elegir el modelo de histéresis empleado en el análisis. Se determinó usar el

modelo de Takeda con una pendiente de post-fluencia de 5% (factor de Ramberg-Osgood), debido a que es útil para modelar estructuras de concreto reforzado.

El programa Ruaumoko pide que se den los valores del diagrama de interacción del elemento, esto es, de carga axial de tensión máxima, carga axial de compresión máxima, carga de compresión en la cual ocurre la falla balanceada y los momentos en el punto de falla balanceada para las direcciones “x” y “y”. Para lograr esto se tuvo que diseñar las columnas para obtener el diagrama de interacción en cada dirección. Se buscaron programas comerciales o escolares que hicieran el diagrama de interacción de la columna de concreto, sin embargo la mayoría del software encontrado no consideraba secciones huecas. Por este motivo se decidió hacer los diagramas de manera manual utilizando una rutina en Matlab.

Al diseñar las columnas, y debido a que se está manejando la irregularidad de los puentes en función de la altura de la pila central, se analizaron dos tipos de columnas por puente, las de los extremos que miden 14 m y la central que tiene una longitud variable. Considerando la simetría de las columnas extremas, sólo se diseña una de ellas y la columna central, por lo tanto por cada puente se diseñan dos columnas diferentes. Esto hará un total de doce diseños de columnas.

Las columnas se diseñaron como un elemento sometido a flexocompresión utilizando el método establecido en el ACI (ACI, 2008), por considerarse el más utilizado fuera del Distrito Federal, ya que como se mencionó los puentes analizados corresponden a la zona de Chilpancingo. El diseño se realizó de manera iterativa proponiendo una cuantía de refuerzo hasta que se lograra un diseño adecuado. Los parámetros para elegir dicha cantidad de acero se propusieron con base a lo especificado para cuantía mínima y máxima ( $0.01 \leq \rho \leq 0.08$ ) para columnas (ACI, 2008), además para el diseño de columnas de puente, se recomienda que la cuantía máxima de acero sea del 75% de la máxima establecida por el ACI ( $\rho \leq 0.08$ ). Considerando todo esto se procedió al cálculo de los diagramas de interacción (dos por columna, uno en cada dirección).

Los elementos mecánicos se obtuvieron del análisis elástico de los modelos en el SAP2000. Como cargas sólo se tomaron en cuenta las debidas a la carga muerta por el peso propio de la estructura, y las provocadas por el sismo de diseño, utilizando el espectro del Manual de diseño de obras civiles de CFE (CFE, 2008) y las combinaciones de carga establecidas en el capítulo 3 del AASHTO para diseño por sismo (AASHTO, 2007). Los factores de combinación de carga son  $1.25D + E$  y  $0.9D + E$ , donde D es la carga muerta y E la carga de sismo. Esta combinación se aplica para la dirección longitudinal y transversal, además se adiciona el 30% del sismo en la dirección perpendicular de análisis.

En las figuras 4.29 y 4.30 se muestran los diagramas de interacción obtenidos para las columnas extremas y en las figuras 4.31 y 4.32 se observan los diagramas de interacción de la columna central, mientras que en la tabla 4.4 se indican los elementos mecánicos que se obtuvieron del análisis en SAP2000. La línea azul indica la resistencia total de la columna, la línea roja se refiere a la resistencia máxima de diseño y el punto verde corresponde a la carga axial y momento que resiste la columna.

Tabla 4.4 Elementos mecánicos para diseño de columnas del modelo regular.

Columna	Axial (ton)	Momento (ton-m)		Cortante (ton)
		Mx	My	
Extrema	1355.323	554.406	3054.492	218.178
Central	1138.617	586.828	4204.474	300.319

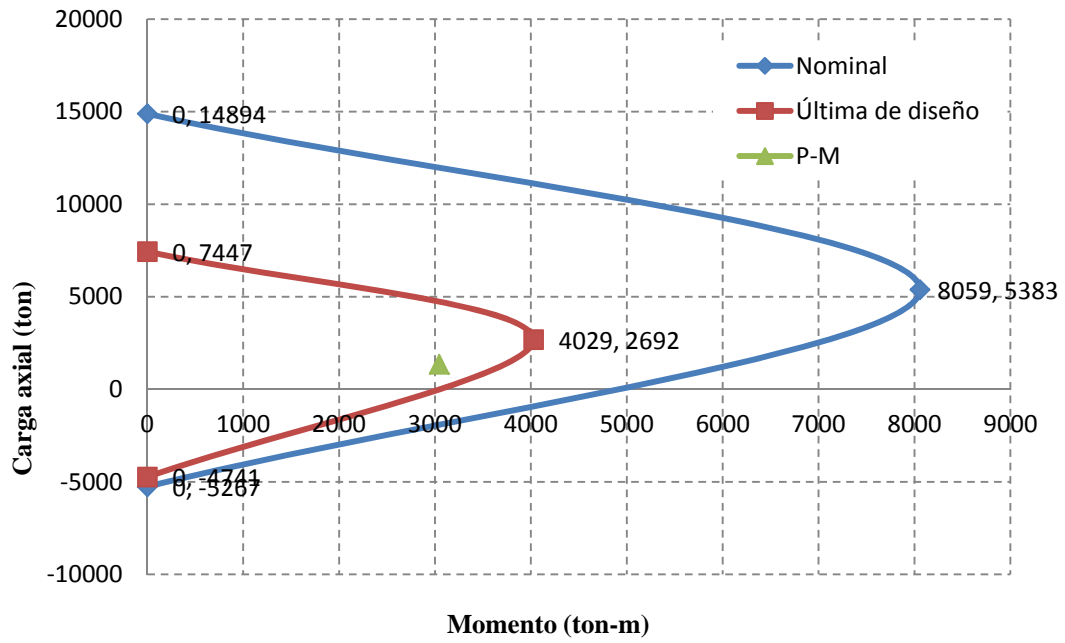


Figura 4.29 Diagrama de interacción dirección Y, columna extrema.

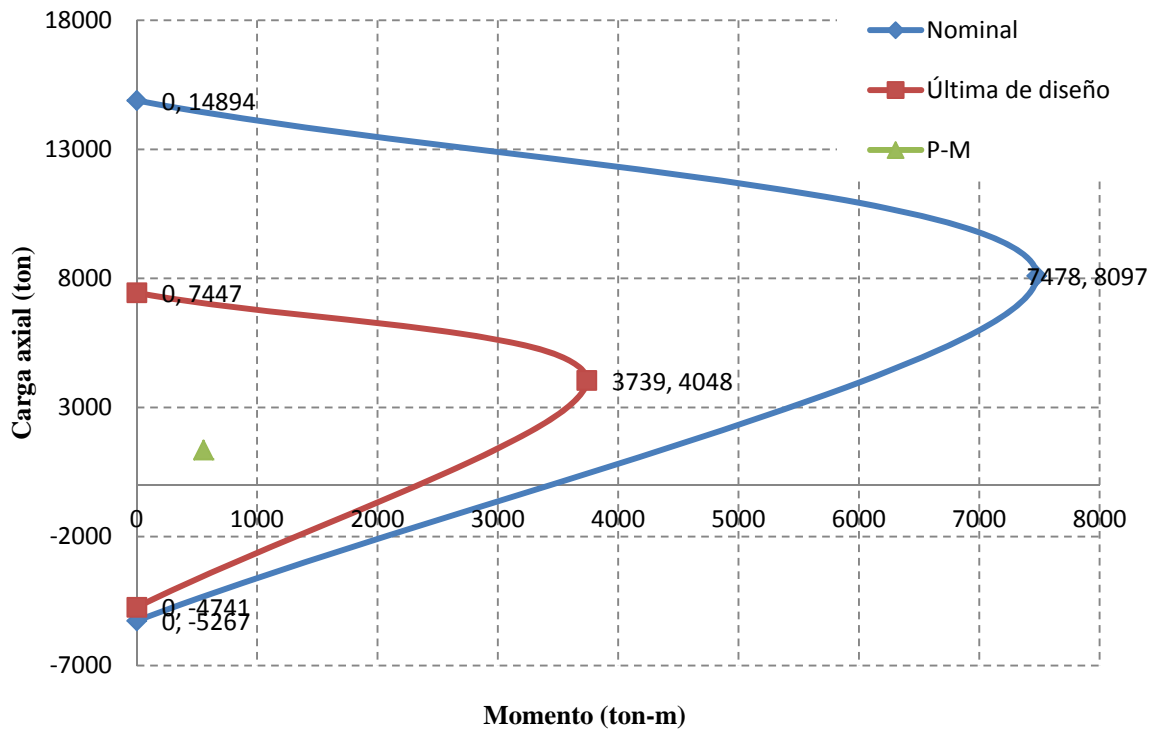


Figura 4.30 Diagrama de interacción dirección X, columna extrema.

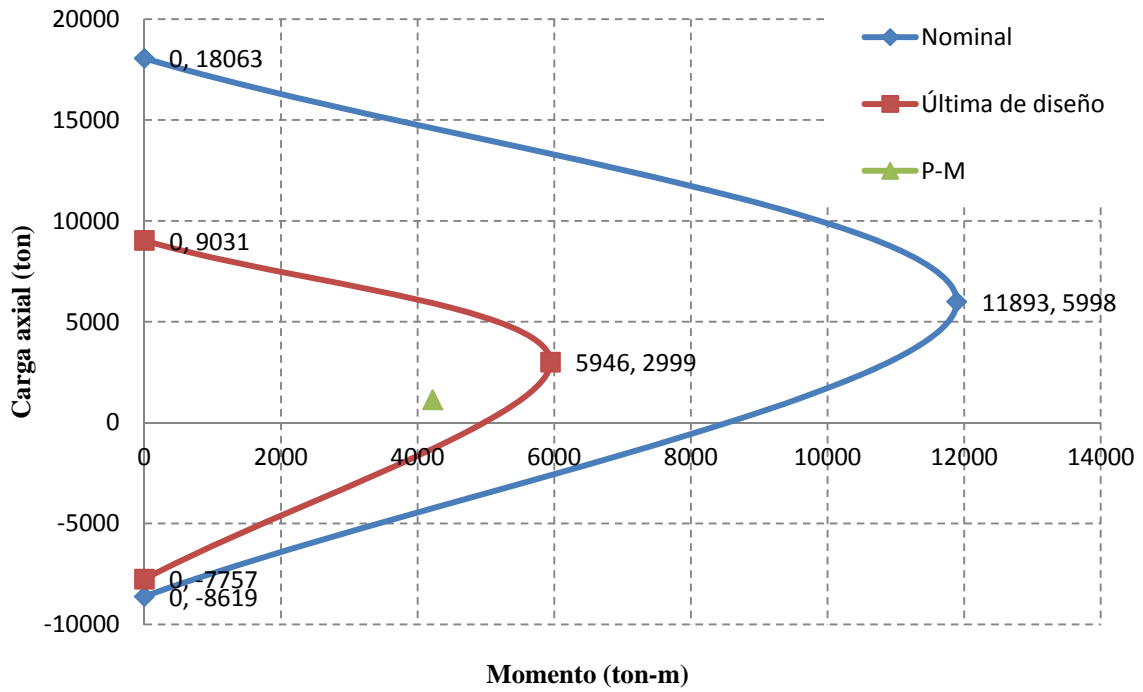


Figura 4.31 Diagrama de interacción dirección Y, columna central.

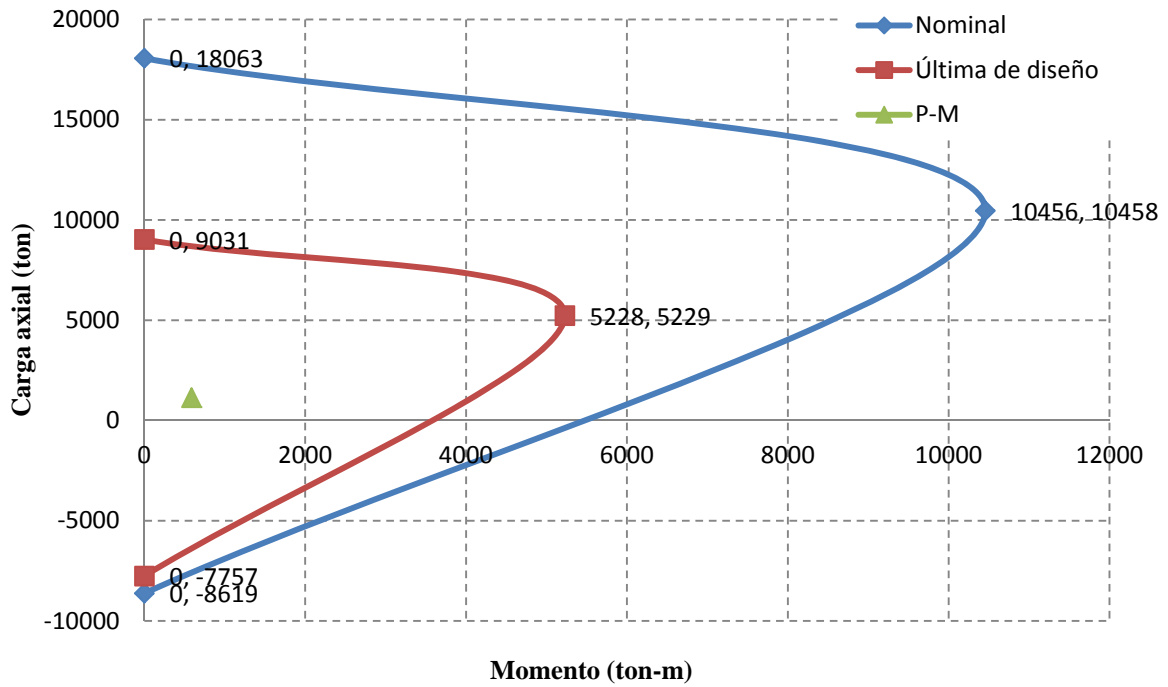


Figura 4.32 Diagrama de interacción dirección X, columna central.

El modelado en Ruaumoko, pide también introducir la ductilidad del elemento para así poder definir el índice de daño que existirá en la columna. Las ductilidades de la sección se calcularon a partir de los diagramas momento-curvatura de las columnas utilizando el programa SAP2000, sin considerar el confinamiento de las columnas. La ductilidad se calculó a partir de la ecuación propuesta por Priestley y Park (1987), esto es:

$$\mu = 1 + 3 \left( \frac{\varphi_u}{\varphi_y} - 1 \right) \frac{Lp}{L} \left( 1 - 0.5 \frac{Lp}{L} \right) \quad (4.7)$$

donde,  $\varphi_u$  y  $\varphi_y$  corresponden a la curvatura última y a la curvatura de fluencia respectivamente, obtenidas del diagrama momento curvatura de la columna,  $Lp$  es la longitud de articulación plástica y  $L$  la longitud del elemento.

Debido a que este análisis se hace de acuerdo a lo especificado en el AASHTO, la longitud de articulación plástica se calcula utilizando la fórmula propuesta en las especificaciones sísmicas de diseño (AASHTO, 2009).

$$Lp = 0.08L + 0.015f_{ye}d_{bl} \leq 0.3f_{ye}d_{bl} \quad (4.8)$$

donde  $L$  es la longitud del elemento del apoyo al punto de inflexión en pulgadas,  $f_{ye}$  es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (60 ksi) y  $d_{bl}$  es el diámetro de las varillas (12/8 de pulgada).

En las figuras 4.33 se observa el cálculo de la longitud de articulación plástica, la cual corresponde a 1.46 m, mientras que en la figura 4.34 se muestra la obtención de la ductilidad de las columnas en cada dirección de análisis.

**Modelo Regular**

**Cálculo de la longitud de articulación plástica**

$$L = 14\text{m} \quad L = 551.181\text{-in} \quad f_{ye} = 60 \text{ ksi} \quad d_{bl} = \frac{12}{8} \text{ in} \quad L = 551.181 \text{ in}$$

$$L_{p1} = 0.08L + 0.15f_{ye} \cdot d_{bl} = 57.594 \quad L_{p2} = 0.3f_{ye} \cdot d_{bl} = 27$$

$$L_p = \begin{cases} L_{p1} & \text{if } L_{p1} \geq L_{p2} \\ L_{p2} & \text{otherwise} \end{cases} \quad L_p = 57.594$$

$$L = 14\text{m} \quad L_p = 57.594\text{-in} \quad L_p = 1.463 \text{ m}$$

Figura 4.33 Longitud de articulación plástica.

#### 4.7 Resultados de análisis para el modelo regular

En la tabla 4.5 se muestran los resultados de todos los análisis realizados en los puntos anteriores. Los valores de resultados, tanto de elementos mecánicos como de desplazamientos y periodos son comparables para todos los tipos de análisis, aunque por ser el modelo regular se esperaría una mayor aproximación en los valores de las respuestas con los métodos simplificados y el método riguroso.

En los resultados del método N2, se observa que los valores de la columna central respecto de los valores de la columna extrema están muy separados, en comparación con los demás análisis, esto puede ser debido al tipo de patrón de carga utilizado en los análisis estáticos no lineales, ya que como se dijo anteriormente, se utilizó una carga puntual incremental en el centro de masas del puente, lo que hace que la columna central sea mucho más esforzada que la columna extrema.

<b>Ductilidad - Columna Central</b>			
<b>Momento en Y</b>			
$\varphi_y = 0.001123 \cdot \frac{1}{m}$	$\varphi_u = 0.04283 \cdot \frac{1}{m}$	$\mu_y = 1 + 3 \cdot \left( \frac{\varphi_u}{\varphi_y} - 1 \right) \cdot \frac{L_p}{L} \cdot \left( 1 - 0.5 \cdot \frac{L_p}{L} \right)$	$\mu_y = 12.034$
<b>Momento en X</b>			
$\varphi_y = 0.002160 \cdot \frac{1}{m}$	$\varphi_u = 0.08569 \cdot \frac{1}{m}$	$\mu_x = 1 + 3 \cdot \left( \frac{\varphi_u}{\varphi_y} - 1 \right) \cdot \frac{L_p}{L} \cdot \left( 1 - 0.5 \cdot \frac{L_p}{L} \right)$	$\mu_x = 12.489$
<b>Ductilidad - Columna Extrema</b>			
L = 14m			
<b>Momento en Y</b>			
$\varphi_y = 0.001191 \cdot \frac{1}{m}$	$\varphi_u = 0.0452 \cdot \frac{1}{m}$	$\mu_y = 1 + 3 \cdot \left( \frac{\varphi_u}{\varphi_y} - 1 \right) \cdot \frac{L_p}{L} \cdot \left( 1 - 0.5 \cdot \frac{L_p}{L} \right)$	$\mu_y = 11.978$
<b>Momento en X</b>			
$\varphi_y = 0.002470 \cdot \frac{1}{m}$	$\varphi_u = 0.09043 \cdot \frac{1}{m}$	$\mu_x = 1 + 3 \cdot \left( \frac{\varphi_u}{\varphi_y} - 1 \right) \cdot \frac{L_p}{L} \cdot \left( 1 - 0.5 \cdot \frac{L_p}{L} \right)$	$\mu_x = 11.58$

Figura 4.34 Cálculo de ductilidades.

En cuanto a periodo, también los resultados más alejados de la media corresponden a los del método N2. Como se mencionó en el punto 4.5.1, el periodo está ligado al modelo bilineal, al no existir un procedimiento concreto para la determinación de este modelo, se puede llegar a tener cierta imprecisión en los análisis.

Respecto a los elementos mecánicos de las columnas, para carga axial, los cuatro análisis muestran resultados muy aproximados entre ellos. Al observar la fuerza cortante, el análisis más cercano es el multimodal espectral, la fuerza cortante es aproximadamente el 73% para la columna extrema y un 79% para la columna central, de la fuerza calculada con el análisis paso a paso. En la dirección longitudinal, los momentos (Mx) más aproximados a los del análisis en la historia del tiempo (HT) son los elaborados con el método N2, donde los porcentajes de proximidad son del 80% y 93%, para la columna extrema y central, respectivamente. En la dirección transversal, el momento de flexión (My) del análisis multimodal

espectral es más cercano al análisis HT, con una aproximación del 73% para la columna extrema y 95% para la columna central.

Tabla 4.5 Resultados modelo regular.

<b>Análisis unimodal espectral</b>									
<b>Regular</b>									
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)		
		Mx	My		x	y			
<b>Extrema</b>	968.004	474.717	2748.838	196.346	0.847	1.747	0.250	<b>Long</b>	
<b>Central</b>	968.004	474.717	3887.444	277.675	0.847	2.47	0.378	<b>Trans</b>	
					<b>Sismo X</b>	<b>Sismo Y</b>			
<b>Análisis multimodal espectral</b>									
<b>Regular</b>									
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)		
		Mx	My		x	y			
<b>Extrema</b>	1084.2587	554.406	3054.492	217.412	1.06	2.16	0.279	<b>Long</b>	
<b>Central</b>	910.8932	586.828	4204.474	301.253	1.12	2.96	0.426	<b>Trans</b>	
					<b>Sismo X</b>	<b>Sismo Y</b>			
<b>Método N2</b>									
<b>Regular</b>									
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)		
		Mx	My		x	y			
<b>Extrema</b>	1084.259	648.241	1373.063	98.076	1.24	0.98	0.308	<b>Long</b>	
<b>Central</b>	910.893	799.508	4371.948	312.282	1.534	3.104	0.662	<b>Trans</b>	
					<b>Sismo X</b>	<b>Sismo Y</b>			
<b>Análisis HT</b>									
<b>Regular</b>									
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)		
		Mx	My		x	y			
<b>Extrema</b>	1117.3	807.8125	4183.375	296.775	1.461	3.420	0.288	<b>Long</b>	
<b>Central</b>	1118.65	855.6625	4414.125	380.250	1.538	3.420	0.460	<b>Trans</b>	
					<b>Sismo X</b>	<b>Sismo Y</b>			

Los desplazamientos en la dirección longitudinal y transversal, para la columna central, más cercanos a los del análisis HT son los obtenidos con el método N2, los cuales son similares en un 99.7% para el desplazamiento máximo en la dirección longitudinal y del 90% para la dirección transversal.

En el análisis paso a paso se observa que los desplazamientos en la dirección transversal son iguales tanto para la columna central como para la extrema. Esto se debe a los apoyos extremos, ya que el modelo tiene una rigidez en los apoyos que permite observar el modo transversal; sin embargo, no se predicen bien los desplazamientos de las columnas extremas.

## Capítulo 5

### Análisis de puentes irregulares

#### 5.1 Puentes irregulares

En el capítulo 4 se expusieron las características de los puentes irregulares a analizar. En la tabla 4.1 se mostró la altura de la pila central, la cual es la que va dando la particularidad de irregularidad geométrica. Se vuelve a mostrar la tabla 5.1 para recordar las variaciones de cada puente irregular.

Tabla 5.1 Longitud de pila central en los modelos de puentes.

Modelos	Altura de pila central (m)
Regular	14.0
Más 25%	17.5
Más 25%	21.0
Más 25%	24.5
Menos 25%	10.5
Menos 25%	7.0
Menos 25%	3.5

Para los puentes con irregularidad en la subestructura que se indican en la tabla 5.1, se hicieron los mismos análisis para el diseño que se explican en el capítulo 4, esto es análisis unimodales en las direcciones transversal y longitudinal, multimodal espectral, pushover tipo N2 y paso a paso. Los análisis se realizaron sin hacer cambios al procedimiento de cada método, de esta manera se puede llegar a la conclusión de que las diferencias que se encuentren entre los resultados de cada tipo

de análisis, radica en la precisión del método en función de la irregularidad del puente.

A continuación se muestran tablas con los resultados de los análisis realizados a los puentes irregulares, comenzando por los análisis simplificados y al final con el análisis riguroso.

## **5.2 Análisis unimodal espectral**

Como se puede observar en la tabla 5.2, debido a que la carga axial es calculada por distribución de cargas por áreas tributarias más el peso propio de cada columna, en este análisis la única diferencia en resultados de carga axial se puede ver en la columna central, ya que es la que cambia de longitud y por ende, de peso.

Debido a que el método considera que las columnas tienen en mismo desplazamiento longitudinal, no se puede apreciar si la columna central se mueve más o menos que las columnas exteriores. Además en los primeros análisis correspondientes a +25%, +50% y +75%, el aumento de desplazamiento no es muy notorio, lo cual ocurre al contrario en los análisis de -25%, -50% y -75% donde los desplazamientos varían considerablemente. Esto concuerda con lo obtenido por Gómez Soberón y Salas (2009), donde mediante análisis paramétricos se define que hay mayor dispersión de la diferencia normalizada de respuestas de sistemas irregulares, con respecto a los regulares, cuando se disminuye la longitud de la pila central, que al aumentarla.

Como ocurre con los desplazamientos, los cambios del periodo de la estructura son significativos cuando la longitud de la columna central se hace más pequeña, hasta el punto de llegar a un periodo de 0.136 s y 0.067 s en la dirección longitudinal y transversal respectivamente.

Se decidió utilizar la función senoidal para todos los análisis unimodales. Sin hacer una comparación profunda como se verá en el capítulo 6, se observa que los resultados arrojados por estos análisis son menores a los obtenidos con los análisis

paso a paso. Esta diferencia se puede deber a la función que describe la deformada. Sin embargo, con el uso de una ecuación más aproximada los resultados también son menores (como se obtuvo para el modelo regular descrito en el capítulo 4) por lo tanto se considera que el impacto de esta ecuación no es significativo.

Tabla 5.2 Análisis unimodal espectral de puentes irregulares.

Análisis Unimodal Espectral								
+25%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	968.004	483.621	3601.909	257.279	0.863	2.289	0.2522	Long
Central	1004.292	309.518	3260.076	186.29	0.863	3.237	0.433	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis Unimodal Espectral								
+50%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	968.004	487.665	4174.55	298.182	0.87	2.653	0.2532	Long
Central	1040.58	216.74	2624.512	124.977	0.87	3.752	0.466	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis Unimodal Espectral								
+75%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	968.004	489.747	4541.796	324.414	0.874	2.886	0.2538	Long
Central	1076.868	159.917	2097.329	85.605	0.874	4.082	0.486	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis Unimodal Espectral								
-25%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	968.004	451.379	1650.88	117.92	0.805	1.049	0.2436	Long
Central	931.716	802.452	4150.573	395.293	0.805	1.484	0.293	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis Unimodal Espectral								
-50%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	968.004	375.535	625.124	44.652	0.67	0.397	0.2222	Long
Central	895.428	1502.141	3536.212	505.173	0.67	0.562	0.18	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis Unimodal Espectral								
-75%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	968.004	140.575	87.056	10.041	0.251	0.055	0.136	Long
Central	859.14	2249.198	1969.857	642.628	0.251	0.078	0.067	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		

### 5.3 Análisis multimodal espectral

En la tabla 5.3 se puede apreciar que cuando la altura de la pila central es menor a la altura de la pila central del puente regular (14 m), los elementos mecánicos en la dirección longitudinal van cobrando importancia. En otras palabras, la dirección crítica de diseño cambia de la dirección Y a la dirección X, esto es visible para la respuesta referente al momento en la dirección longitudinal ( $M_x$ ) para la columna central del modelo +75%. Esto de una manera más significativa que en los análisis unimodales.

Referente a los desplazamientos, en la dirección transversal de los análisis de los puentes de -25%, -50% y -75%, se puede observar que el movimiento de la columna central es menor que las de las columnas exteriores, esto debido a que la columna central, al ser más corta, se vuelve más rígida y por lo tanto el desplazamiento es menor.

Respecto al periodo de los puentes, no hay un cambio considerable al aumentar o disminuir la altura de la pila central.

### 5.4 Método N2

Los análisis realizados con el método N2 del Eurocódigo (EN, 1998), cuyos resultados se aprecian en la tabla 5.4, son los que presentan resultados más variados entre el mismo método aplicado a los diferentes puentes, así como entre los demás análisis simplificados.

Existe gran diferencia entre los elementos mecánicos de la columna central y las columnas extremas de los puentes irregulares. Esto es debido al patrón de carga utilizado al hacer el análisis no lineal. Se utilizó una carga puntual en el centro de masas de cada puente, el cual coincide con la ubicación de la columna central. Por este motivo, la columna central está más esforzada que las columnas exteriores. Este patrón lo siguen los desplazamientos, la columna central tiene más movimiento que la columna exterior.

El periodo, de manera contraria a los análisis anteriores, es más preciso o parecido a los análisis simplificados cuando se aplica el método a los puentes -25%, -50% y -75%, comparando con los análisis de los puentes +25%, +50% y +75%.

Tabla 5.3 Análisis multimodal espectral de puentes irregulares.

Análisis Multimodal Espectral								
+25%								
Columna	Axial (tonf)	Momento (tonf-m)		Cortante (tonf)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1084.5385	569.813	3445.305	246.093	1.1	2.42	0.283	Long
Central	946.774	395.414	4058.806	231.932	1.16	4.34	0.493	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis Multimodal Espectral								
+50%								
Columna	Axial (tonf)	Momento (tonf-m)		Cortante (tonf)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1084.829	578.752	3846.349	274.739	1.12	2.7	0.285	Long
Central	982.64	282.64	3625.886	172.661	1.18	5.5	0.547	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis Multimodal Espectral								
+75%								
Columna	Axial (tonf)	Momento (tonf-m)		Cortante (tonf)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1085.13	584.951	4186.418	299.03	1.12	2.94	0.287	Long
Central	1018.49	211.625	3133.635	127.904	1.2	6.4	0.587	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis Multimodal Espectral								
-25%								
Columna	Axial (tonf)	Momento (tonf-m)		Cortante (tonf)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1083.99	521.521	2758.979	197.07	1	1.94	0.2699	Long
Central	874.997	932.01	3523.126	335.536	1.04	1.48	0.362	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis Multimodal Espectral								
-50%								
Columna	Axial (tonf)	Momento (tonf-m)		Cortante (tonf)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1083.731	436.818	2417.867	172.705	0.84	1.7	0.246	Long
Central	839.084	1519.991	2013.952	287.707	0.84	0.44	0.326	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis Multimodal Espectral								
-75%								
Columna	Axial (tonf)	Momento (tonf-m)		Cortante (tonf)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1083.484	244.658	2191.61	156.544	0.48	1.54	0.182	Long
Central	803.157	1785.935	854.805	510.267	0.38	0.08	0.314	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		

Tabla 5.4 Método N2 en puentes irregulares.

Método N2								
+25%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1084.538	668.746	3330.784	237.913	1.2844	2.36	0.312	Long
Central	946.774	538.092	7004.845	400.277	1.5584	7.5198	0.8	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Método N2								
+50%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1084.829	676.346	3980.287	284.306	1.3	2.82	0.3138	Long
Central	982.64	381.938	5915.943	281.712	1.602	8.9864	0.901	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Método N2								
+75%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1085.13	681.412	4653.265	332.376	1.3086	3.3	0.3148	Long
Central	1018.49	284.533	5136.105	209.637	1.614	10.5058	0.999	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Método N2								
-25%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1083.987	610.484	1351.802	96.557	1.1724	0.9586	0.298	Long
Central	874.997	1285.794	7171.317	682.982	1.446	3.052	0.492	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Método N2								
-50%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1083.731	478.761	477.471	34.197	0.92	0.34	0.264	Long
Central	839.084	2023.118	3727.488	532.498	1.134	1.078	0.311	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Método N2								
-75%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1083.484	227.982	112.086	16.284	0.44	0.08	0.182	Long
Central	803.157	2511.319	2490.621	711.606	0.54	0.253	0.152	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		

Los desplazamientos máximos utilizados para realizar el método fueron los calculados con la fórmula del FEMA 273 (FEMA, 1997). Sin embargo para los modelos +25%, +50% y +75% en la dirección transversal se obtuvieron mejores resultados al utilizar el desplazamiento calculado con la rutina de Matlab del método N2.

De igual manera que para el modelo regular, la forma bilineal de la curva de capacidad se obtiene con el cortante y desplazamiento de la primera fluencia, en este punto se hace el cambio de pendiente de la curva (pendiente de post-fluencia de cero).

### **5.5 Análisis en la historia del tiempo**

Estos análisis se consideran los de mayor precisión y fiabilidad. Los resultados se pueden ver en la tabla 5.5. Al igual que los análisis unimodales y multimodales, la mayor variación en respuesta de elementos mecánicos se observa en los análisis de los puentes cuya columna central es menor que la columna central del puente regular.

Los desplazamientos en la dirección transversal son iguales para las tres columnas. Esto se debe a que en los modelos elaborados en Ruaumoko (Carr, 2004), se liberaron algunos grados de libertad en los apoyos para poder apreciar el modo de vibrar en la dirección transversal. Esto ocasiona que el tablero completo se mueva como un elemento rígido y que todos los desplazamientos en la dirección transversal sean los mismos.

Respecto al periodo de la estructura, sólo se observa una diferencia notable en el último análisis para el puente con -75% de la longitud original, donde los periodos en ambas direcciones son muy bajos comparados con los demás análisis.

Se debe considerar que algunas de las diferencias existentes entre los análisis, como el cálculo del periodo o los desplazamientos, se pueden deber al modelado de los puentes. Hay programas o métodos que modelan mejor que otros algunos elementos propios de cada puente, SAP2000 ofrece mayores opciones de modelado

de apoyo que el programa Ruaumoko. Sin embargo, se ha supuesto que estas variaciones no causan muchas imprecisiones en los análisis realizados.

Tabla 5.5 Análisis en la historia del tiempo para puentes irregulares.

Análisis HT								
+25%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1159.25	824.1375	4547.875	325.775	1.490675	3.79125	0.293	Long
Central	1203.625	557.5375	3761.875	215.4625	1.575475	3.790625	0.504	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis HT								
+50%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1158.125	827.9625	5275.375	377.5	1.4937	4.38525	0.296	Long
Central	1248	389.575	3019.5	144.0375	1.58485	4.38525	0.529	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis HT								
+75%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1155.375	807.3375	6203.375	444.375	1.45145	4.70275	0.298	Long
Central	1291.75	279.425	2440.625	99.7775	1.542825	4.70275	0.543	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis HT								
-25%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1158.625	734.7625	3032.625	217.2375	1.329	2.011525	0.277	Long
Central	1119.875	1360.75	5148.375	492.225	1.381775	2.011525	0.38	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis HT								
-50%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1158.25	540.4375	1518.875	108.775	0.9775	0.9784	0.246	Long
Central	1072.05	2153.75	2733.625	392.75	0.96835	0.9784	0.25	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis HT								
-75%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1157.75	256.7125	185.5375	18.38875	0.464375	0.11954	0.052	Long
Central	1035.7125	2722.125	2852.125	824.3625	0.302425	0.11954	0.096	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		

En el capítulo 6 se comparan los resultados obtenidos con diferentes métodos de análisis para diversas condiciones de irregularidad de la subestructura. En este capítulo se buscan definir tendencias de variación para indicar la precisión del método de análisis. Además, se indica sobre la dificultad de aplicar cada método de análisis.

## Capítulo 6

### Comparación de resultados

#### 6.1 Modelo +25%

En la tabla 6.1 se muestran los resultados de los cuatro tipos de análisis descritos en el capítulo 4 para el modelo +25%. Como referencia, se toman los resultados del análisis en la historia del tiempo como los más aproximados a la realidad, por este motivo si se habla de comparaciones o porcentajes de diferencia serán respecto a este tipo de análisis.

En cuanto a carga axial en las columnas, los cuatro análisis muestran resultados muy próximos entre ellos. Respecto a la fuerza cortante, el análisis más cercano es el multimodal espectral, ya que la fuerza cortante es, aproximadamente, el 76% para la columna extrema y un 93% para la columna central, de la fuerza definida con el análisis paso a paso. En la dirección longitudinal, los momentos ( $M_x$ ) más aproximados a los del análisis HT son los realizados con el método N2, donde los porcentajes de proximidad son del 81% y 96%, para la columna extrema y central, respectivamente. En la dirección transversal, el momento de flexión ( $M_y$ ) del análisis multimodal espectral es más cercano al análisis HT, con variaciones del 76% para la columna extrema y 93% para la columna central.

Los desplazamientos en la dirección longitudinal más cercanos a los del análisis HT son los obtenidos con el método N2, los cuales son similares en un 98% para el desplazamiento máximo (columna central). En la dirección transversal, el análisis multimodal espectral tiene los mejores resultados, con una cercanía del 87% para la columna central.

Respecto al periodo, el análisis multimodal es el que ofrece los resultados más cercanos al análisis en la historia del tiempo, con una aproximación superior al 95% en las dos direcciones.

Tabla 6.1 Resultados de análisis para modelo +25%.

Análisis unimodal espectral								
+25%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	968.004	483.621	3601.909	257.279	0.863	2.289	0.2522	Long
Central	1004.292	309.518	3260.076	186.290	0.863	3.237	0.433	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis multimodal espectral								
+25%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1084.5385	569.813	3445.305	246.093	1.1	2.42	0.283	Long
Central	946.774	395.414	4058.806	231.932	1.16	4.34	0.493	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Método N2								
+25%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1084.538	668.746	3330.784	237.913	1.2844	2.36	0.312	Long
Central	946.774	538.092	7004.845	400.277	1.5584	7.5198	0.800	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis HT								
+25%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1159.25	824.1375	4547.875	325.775	1.490675	3.79125	0.293	Long
Central	1203.625	557.5375	3761.875	215.463	1.575475	3.790625	0.504	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		

## 6.2 Modelo +50%

En la tabla 6.2 se pueden observar los resultados de los análisis para el modelo +50%. Respecto a carga axial en las columnas, los cuatro análisis muestran resultados similares. Para la fuerza cortante en las columnas, el análisis que ofrece resultados más cercanos al análisis HT es el multimodal espectral, en un 73% para la columna extrema y un 83% en la columna central. Para la dirección longitudinal, los

momentos más próximos al análisis HT son los realizados con el método N2, con 82% y 98% en las columnas extrema y central, respectivamente. Para los momentos flexionantes en la dirección transversal, el análisis unimodal espectral ofrece los resultados más cercanos en un 79% para la columna extrema y un 87% para la columna central.

Tabla 6.2 Resultados de análisis para modelo +50%.

Análisis unimodal espectral								
+50%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	968.004	487.665	4174.55	298.182	0.87	2.653	0.2532	Long
Central	1040.58	216.74	2624.512	124.977	0.87	3.752	0.466	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis multimodal espectral								
+50%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1084.829	578.752	3846.349	274.739	1.12	2.7	0.285	Long
Central	982.64	282.64	3625.886	172.661	1.18	5.5	0.547	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Método N2								
+50%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1084.829	676.346	3980.287	284.306	1.3	2.82	0.3138	Long
Central	982.64	381.938	5915.943	281.712	1.602	8.9864	0.901	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis HT								
+50%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1158.125	827.9625	5275.375	377.5	1.4937	4.38525	0.296	Long
Central	1248	389.575	3019.5	144.038	1.58485	4.38525	0.529	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		

Respecto a los desplazamientos en la dirección longitudinal, los resultados más aproximados a los obtenidos con el análisis HT son los del método N2, los cuales son similares en un 97% para el desplazamiento de la columna central. En cuanto a la dirección transversal, el análisis unimodal espectral ofrece una precisión del 86% para el desplazamiento de la columna central. Al comparar periodos, con el análisis

multimodal se obtienen los resultados más similares a los obtenidos con el análisis HT, en un 96% de aproximación.

### 6.3 Modelo +75%

Tabla 6.3 Resultados de análisis para modelo +75%.

Análisis unimodal espectral								
+75%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	968.004	489.747	4541.796	324.414	0.874	2.886	0.2538	Long
Central	1076.868	159.917	2097.329	85.605	0.874	4.082	0.486	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis multimodal espectral								
+75%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1085.13	584.951	4186.418	299.03	1.12	2.94	0.287	Long
Central	1018.49	211.625	3133.635	127.904	1.2	6.4	0.587	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Método N2								
+75%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1085.13	681.412	4653.265	332.376	1.3086	3.3	0.3148	Long
Central	1018.49	284.533	5136.105	209.637	1.614	10.5058	0.999	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis HT								
+75%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1155.375	807.3375	6203.375	444.375	1.45145	4.70275	0.298	Long
Central	1291.75	279.425	2440.625	99.778	1.542825	4.70275	0.543	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		

Los resultados obtenidos de los cuatro tipos de análisis para el modelo +75% se muestran en la tabla 6.3. Todos los análisis muestran resultados muy aproximados en lo que a carga axial se refiere. Al observar la fuerza cortante obtenida, el análisis que ofrece resultados más cercanos a los del análisis HT es el unimodal espectral, donde el cortante es cercano en un 73% para la columna extrema y un 86% para la columna central. En la dirección longitudinal, los momentos más cercanos a los del

análisis HT son los obtenidos con el método N2, donde el porcentaje de aproximación es del 84% para la columna extrema y 98% para la columna central. En la dirección transversal, el análisis unimodal espectral es el más cercano en resultados en un 73% para la columna extrema y un 86% para la columna central.

En la dirección longitudinal, los desplazamientos más cercanos a los del análisis HT son los obtenidos con el método N2, con una aproximación del 96%. En la dirección transversal, el análisis unimodal espectral ofrece los desplazamientos más cercanos en un 87%.

Respecto al periodo, el análisis multimodal, al igual que en los modelos +25% y +50%, es el que ofrece los resultados más cercanos al análisis en la historia del tiempo, con una aproximación superior al 96% en las dos direcciones.

#### **6.4 Modelo -25%**

Como se observa en la tabla 6.4, la respuesta referente a carga axial, al igual que en los demás modelos, no presenta diferencias significativas en cada uno de los análisis. Respecto a la fuerza cortante, el análisis que ofrece los mejores resultados con respecto a los obtenidos con el análisis HT es el unimodal espectral para la columna central, en un 80%, y el multimodal espectral para la columna extrema, en un 91%. Respecto a los momentos en dirección longitudinal, los más cercanos a los del análisis HT son los obtenidos con el método N2, con una aproximación del 83% para la columna extrema y 94% para la columna central. En la dirección transversal, el análisis unimodal espectral ofrece mejores resultados para la columna central con una aproximación del 81%, para la columna extrema la respuesta es cercana en un 91% al utilizar el análisis multimodal espectral.

En la dirección longitudinal, los desplazamientos más aproximados a los obtenidos con el análisis HT son los del método N2, en un 95%. El análisis que calcula los desplazamientos más cercanos al análisis HT en la dirección transversal es el multimodal espectral, con un 96% de aproximación.

El análisis multimodal ofrece los resultados más cercanos al análisis en la historia del tiempo con una aproximación del 97% y 95% en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente.

Tabla 6.4 Resultados de análisis para modelo -25%.

Análisis unimodal espectral								
-25%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	968.004	451.379	1650.88	117.92	0.805	1.049	0.2436	Long
Central	931.716	802.452	4150.573	395.293	0.805	1.484	0.293	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis multimodal espectral								
-25%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1083.99	521.521	2758.979	197.07	1	1.94	0.2699	Long
Central	874.997	932.01	3523.126	335.536	1.04	1.48	0.362	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Método N2								
-25%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1083.987	610.484	1351.802	96.557	1.1724	0.9586	0.298	Long
Central	874.997	1285.794	7171.317	682.982	1.446	3.052	0.492	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis HT								
-25%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1158.625	734.7625	3032.625	217.2375	1.329	2.011525	0.277	Long
Central	1119.875	1360.75	5148.375	492.225	1.381775	2.011525	0.380	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		

### 6.5 Modelo -50%

En la tabla 6.5 se muestran los resultados de los cuatro tipos de análisis realizados al modelo -50%. Los cuatro tipos de análisis muestran resultados aproximados entre ellos para la carga axial. El análisis más cercano al análisis paso a paso, en cuanto a fuerza cortante, es el multimodal espectral. La fuerza cortante es aproximadamente el 63% para la columna extrema y un 73% para la columna central,

de la fuerza obtenida con el análisis HT. En la dirección longitudinal los momentos de flexión más aproximados a los del análisis HT son los realizados con el método N2, donde el porcentaje de cercanía es del 89% y 94% para las columnas extrema y central, respectivamente. En la dirección transversal el momento flexionante del análisis multimodal espectral es el más aproximado en resultados, en un 63% para la columna extrema y un 74% para la columna central. Como se puede ver, ya los porcentajes respecto a los elementos mecánicos están más separados de los obtenidos con el análisis paso a paso.

Tabla 6.5 Resultados de análisis para modelo -50%.

Análisis unimodal espectral								
-50%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	968.004	375.535	625.124	44.652	0.67	0.397	0.2222	Long
Central	895.428	1502.141	3536.212	505.173	0.67	0.562	0.180	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis multimodal espectral								
-50%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1083.731	436.818	2417.867	172.705	0.84	1.7	0.246	Long
Central	839.084	1519.991	2013.952	287.707	0.84	0.44	0.326	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Método N2								
-50%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1083.731	478.761	477.471	34.197	0.92	0.34	0.264	Long
Central	839.084	2023.118	3727.488	532.498	1.134	1.078	0.311	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis HT								
-50%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1158.25	540.4375	1518.875	108.775	0.9775	0.9784	0.246	Long
Central	1072.05	2153.75	2733.625	392.750	0.96835	0.9784	0.250	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		

Los desplazamientos en la dirección longitudinal más aproximados a los del análisis HT son los obtenidos con el método N2, los cuales son similares en un 85%

para el desplazamiento máximo (columna central). En la dirección transversal, el método N2 tiene los mejores resultados con una cercanía del 91% para la columna central.

Respecto al periodo, el análisis multimodal es el que ofrece los resultados más cercanos al análisis en la historia del tiempo con una aproximación del 100% en la dirección longitudinal y de 77% en la dirección transversal.

## **6.6 Modelo -75%**

Los resultados obtenidos de los análisis para el modelo -75% se pueden observar en la tabla 6.6. De igual manera, la carga axial que soportan las columnas es similar en los cuatro tipos de análisis. Respecto a la fuerza cortante, el análisis más aproximado al análisis HT es el método N2. La fuerza cortante es similar en un 89% para la columna extrema y un 86% para la columna central, de la fuerza obtenida con el análisis paso a paso. Para los momentos flexionantes, en la dirección longitudinal, los momentos más cercanos a los del análisis HT son los realizados con el método N2, donde el porcentaje de proximidad es del 89% para la columna extrema y 92% para la columna central. En la dirección transversal, al igual que en la dirección longitudinal, el método N2 es el que ofrece resultados más aproximados a los del análisis HT, con un 61% para la columna extrema y un 87% para la columna central.

Los desplazamientos en la dirección longitudinal y transversal obtenidos con el análisis multimodal espectral son los más cercanos a los del análisis HT. Estos son similares en un 79% para el desplazamiento máximo en la dirección longitudinal y en un 67% en la dirección transversal.

Respecto al periodo, con el análisis paso a paso se obtienen resultados muy por debajo de los esperados, como se mencionó en el capítulo 5. Por este motivo, se considera que este análisis no ofrece resultados que sirvan como comparación para los demás análisis en lo que al periodo de la estructura se refiere.

Tabla 6.6 Resultados de análisis para modelo -75%.

Análisis unimodal espectral								
-75%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	968.004	140.575	87.056	10.041	0.251	0.055	0.136	Long
Central	859.14	2249.198	1969.857	642.628	0.251	0.078	0.067	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis multimodal espectral								
-75%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1083.484	244.658	2191.61	156.544	0.48	1.54	0.182	Long
Central	803.157	1785.935	854.805	510.267	0.38	0.08	0.314	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Método N2								
-75%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1083.484	227.982	112.086	16.284	0.44	0.08	0.182	Long
Central	803.157	2511.319	2490.621	711.606	0.54	0.253	0.152	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		
Análisis HT								
-75%								
Columna	Axial (t)	Momento (t-m)		Cortante (t)	Desp (cm)		Periodo (s)	
		Mx	My		x	y		
Extrema	1157.75	256.7125	185.5375	18.38875	0.464375	0.11954	0.052	Long
Central	1035.7125	2722.125	2852.125	824.363	0.302425	0.11954	0.096	Trans
					Sismo en X	Sismo en Y		

## 6.7 Gráficas de comparación

Para tener una imagen ilustrativa de los resultados de todos los análisis respecto del análisis paso a paso de cada modelo de puente, se graficaron los resultados de los elementos mecánicos, desplazamientos y periodos. En las figuras 6.1 y 6.2 se muestran los resultados de la fuerza axial para la columna extrema y central, respectivamente. En estas figuras, y en todas las restantes de este capítulo, en el eje horizontal se indican los diferentes modelos analizados, con tres barras para cada uno relacionadas con los tres tipos de análisis simplificados, cuya altura alude al porcentaje de aproximación entre estos métodos y el análisis paso a paso. En la figura 6.3 se puede observar los resultados para la fuerza cortante en la columna extrema,

mientras que estos resultados para la columna central se muestran en la figura 6.4. En las figuras 6.5 a 6.8 se observan los resultados para los momentos flexionantes en las dos direcciones. En las figuras 6.9 y 6.10 se aprecian los resultados de los desplazamientos longitudinales y transversales de la columna central. Para finalizar, en las figuras 6.11 y 6.12 se muestran los resultados referentes al periodo longitudinal y transversal, respectivamente.

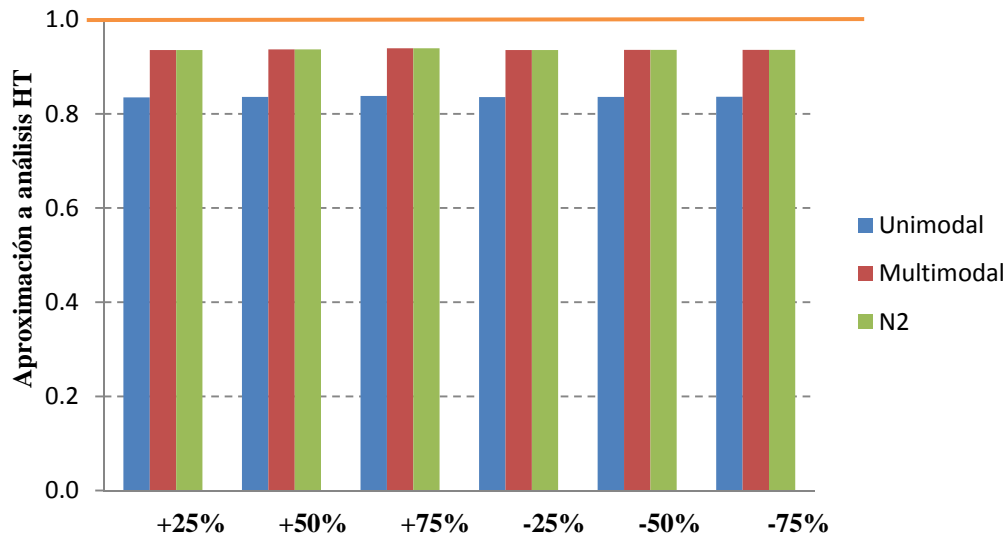


Figura 6.1 Resultados de carga axial para columna extrema.

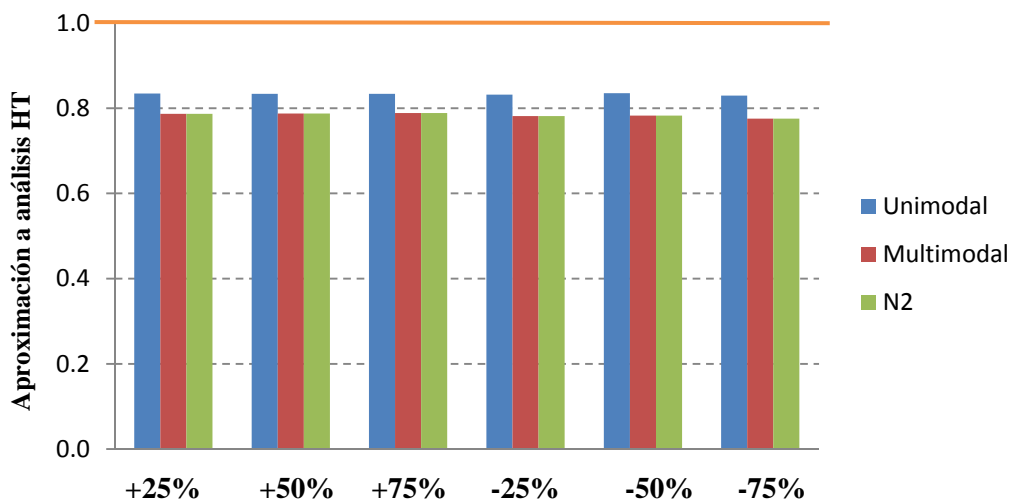


Figura 6.2 Resultados de carga axial para columna central.

Todos los resultados mostrados están normalizados con la respuesta obtenida de los análisis en la historia del tiempo, esto es que mientras más lejos esté el valor calculado de la unidad (señalado con una línea naranja), el resultado del análisis simplificado realizado no es muy aproximado al que tendría el puente realmente.

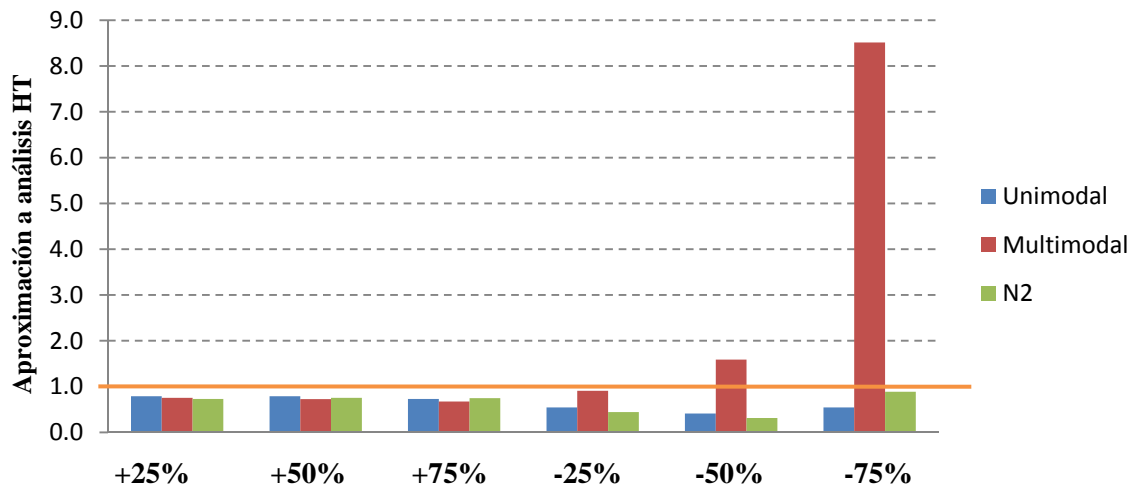


Figura 6.3 Resultados de fuerza cortante para columna extrema.

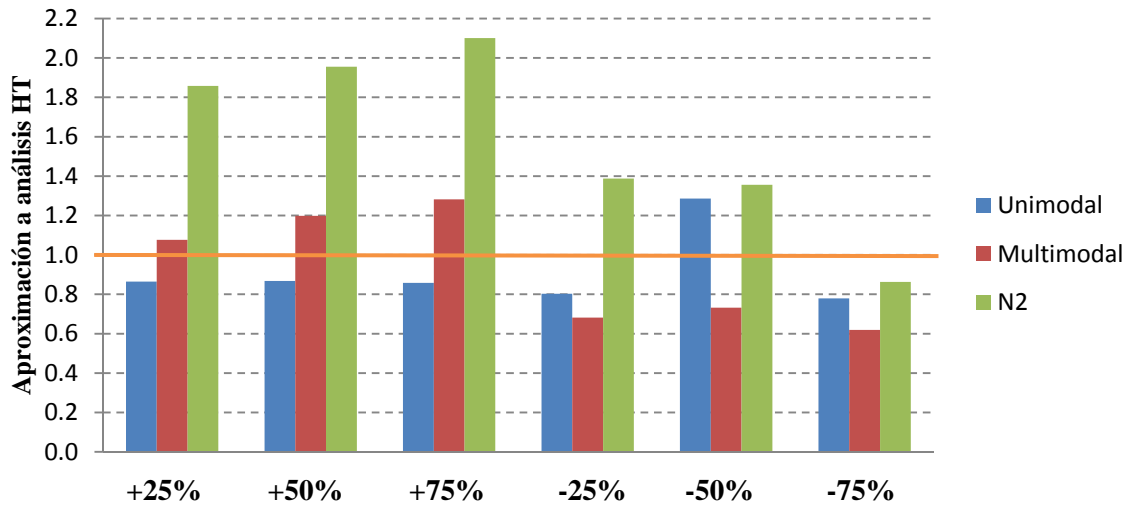


Figura 6.4 Resultados de fuerza cortante para columna central.

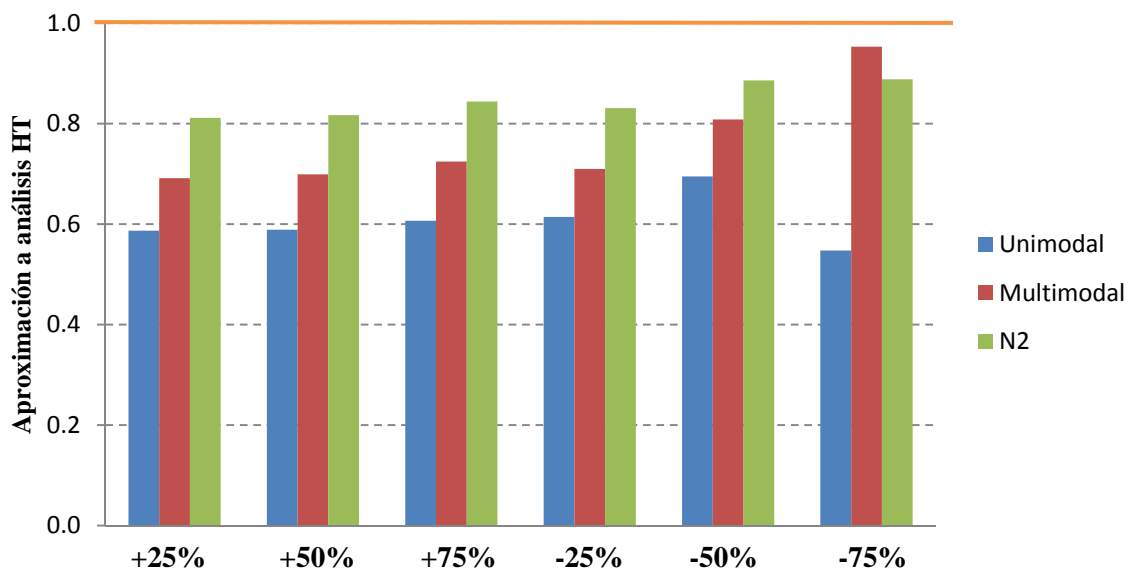


Figura 6.5 Resultados de momento flexionante longitudinal para columna extrema.

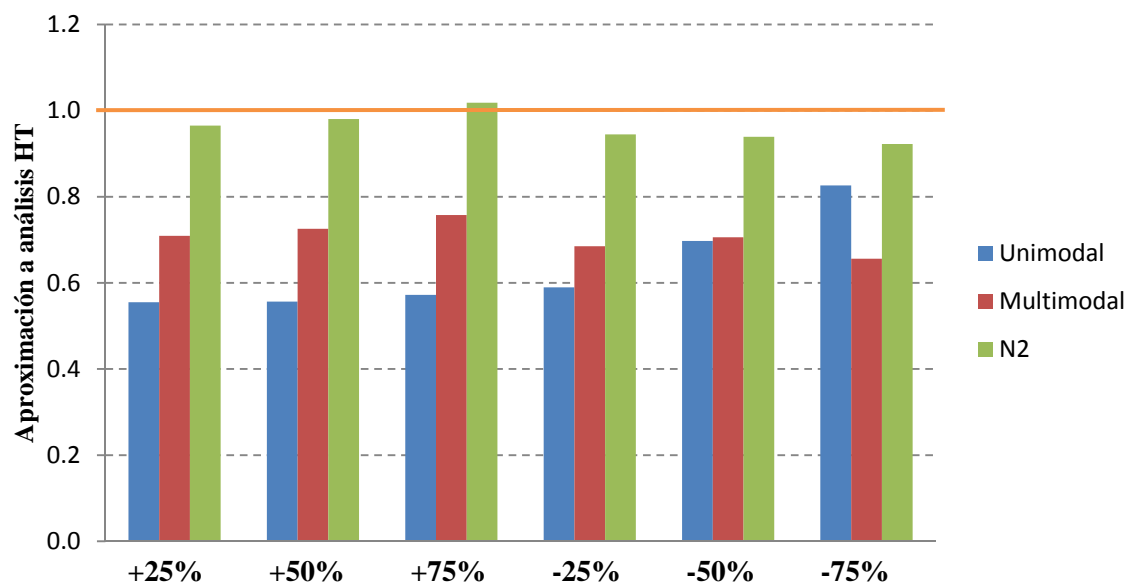


Figura 6.6 Resultados de momento flexionante longitudinal para columna central.

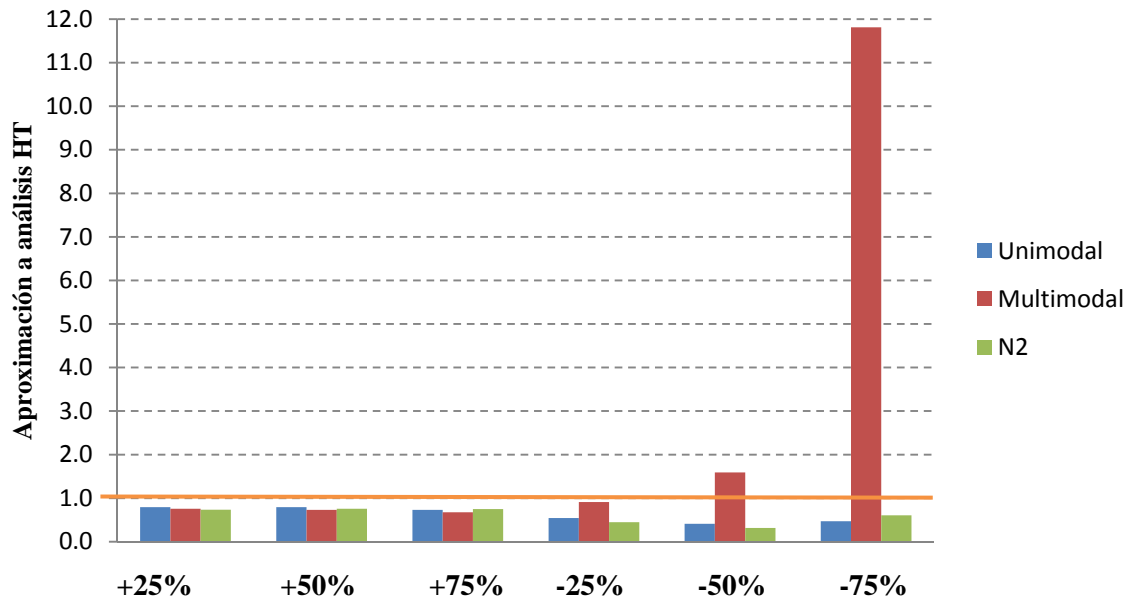


Figura 6.7 Resultados de momento flexionante transversal para columna extrema.

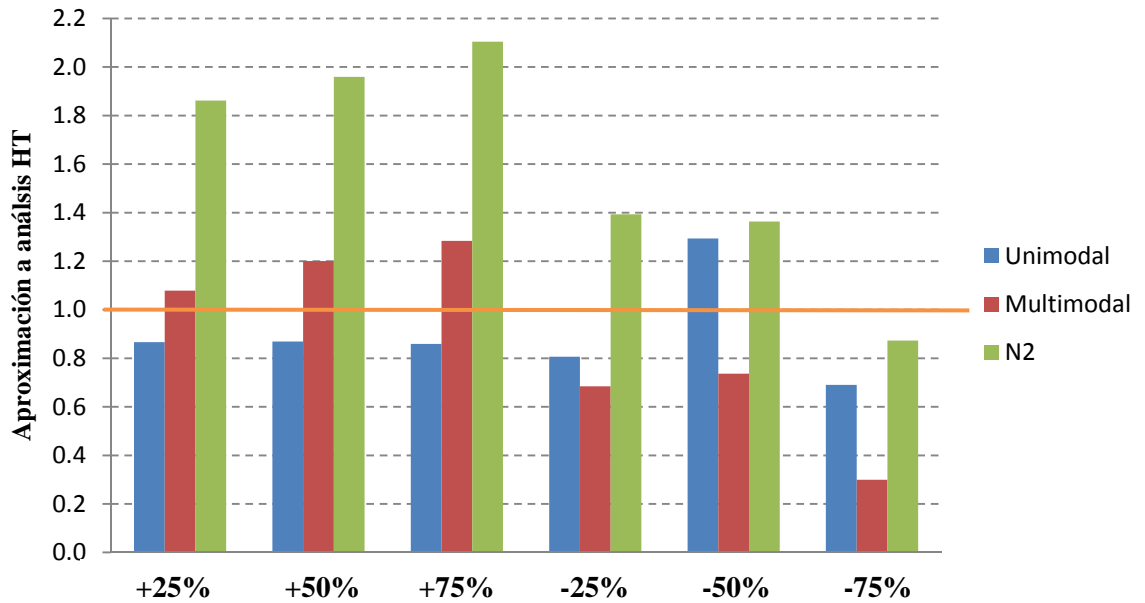


Figura 6.8 Resultados de momento flexionante transversal para columna central.

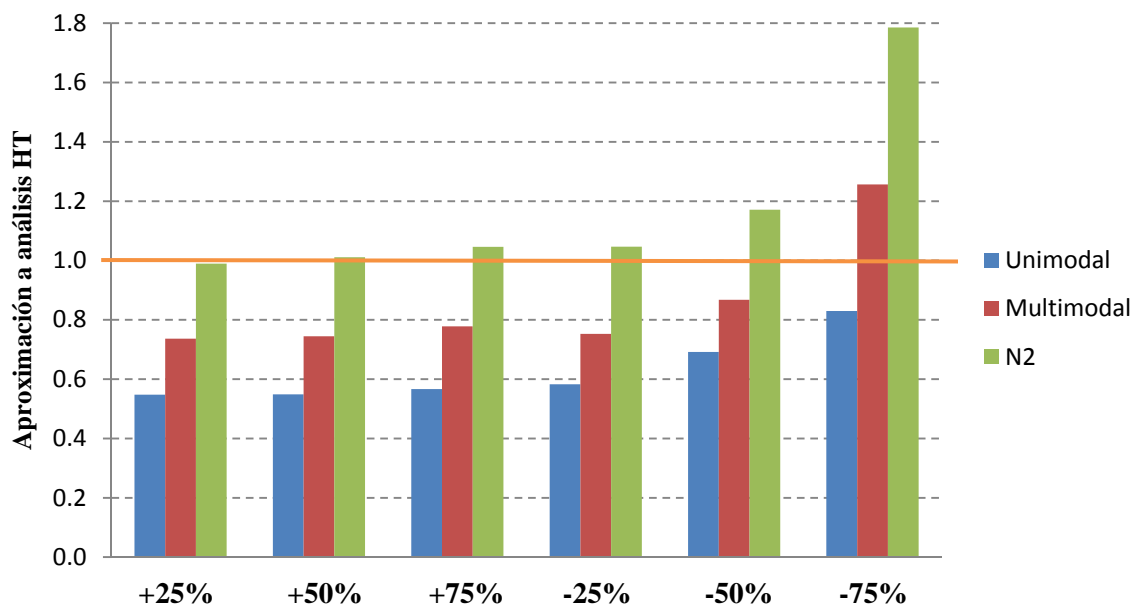


Figura 6.9 Resultados de desplazamiento longitudinal para columna central.

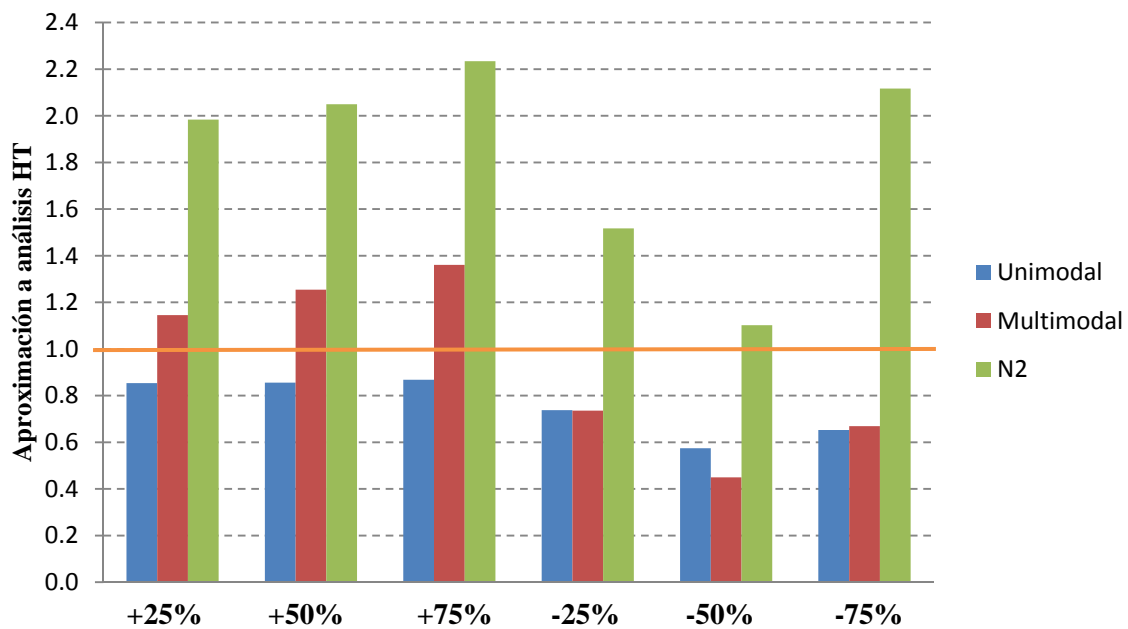


Figura 6.10 Resultados de desplazamiento transversal para columna central.

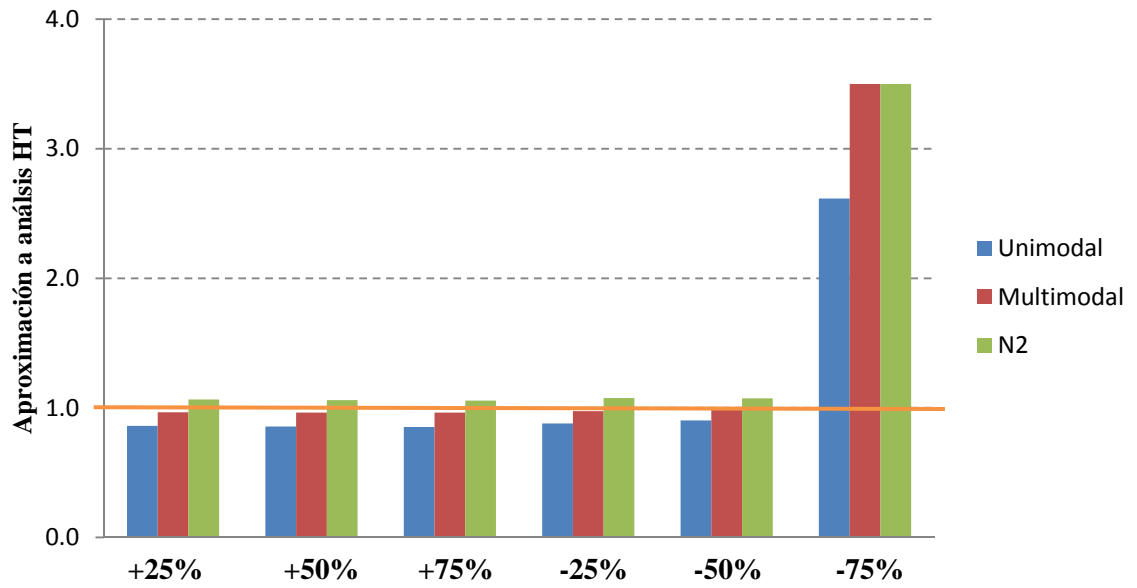


Figura 6.11 Resultados de periodo longitudinal.

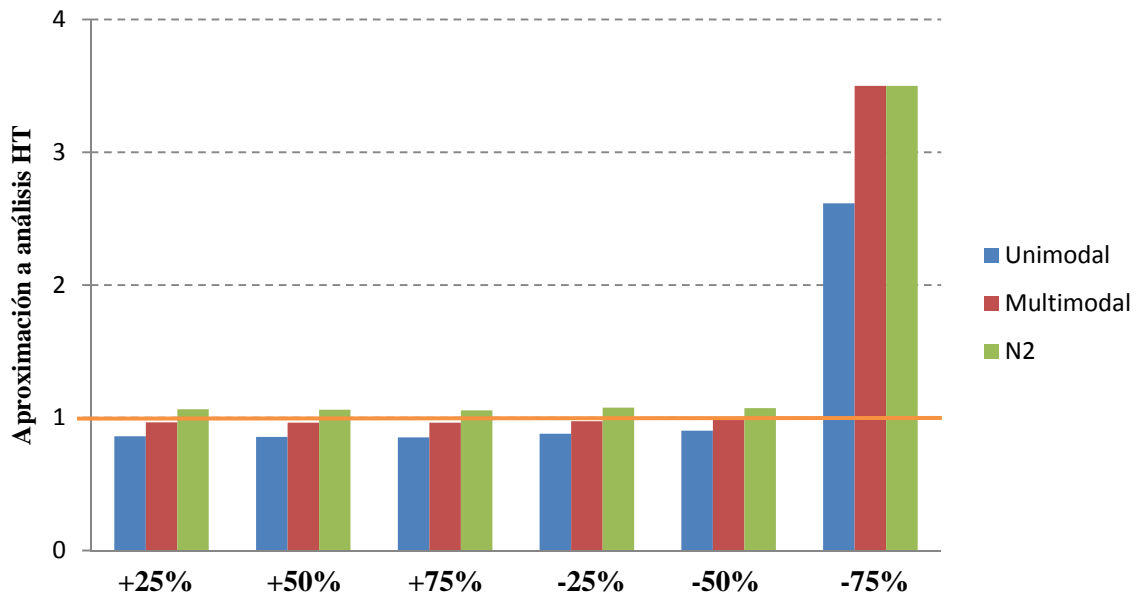


Figura 6.12 Resultados de periodo transversal.

A continuación se muestran los mismos resultados pero acomodados por tipo de análisis y modelo de puente, esto con la finalidad de poder observar las respuestas de elementos mecánicos de una manera más evidente y así establecer las recomendaciones pertinentes al uso de cada método de análisis.

En estas figuras, el eje horizontal corresponde a todos los modelos analizados, mientras que el eje vertical hace referencia a la aproximación con el análisis paso a paso. Las barras corresponden a los elementos mecánicos fuerza axial (Axial), momento flexionante longitudinal (Mx), momento de flexión transversal (My) y fuerza cortante (Cort). De igual manera que las figuras anteriores, los valores están normalizados respecto a los resultados obtenidos con el análisis HT, los cuales se indican con la línea naranja.

Los análisis unimodales se observan en las figuras 6.13 y 6.14 para columna extrema y columna central respectivamente.

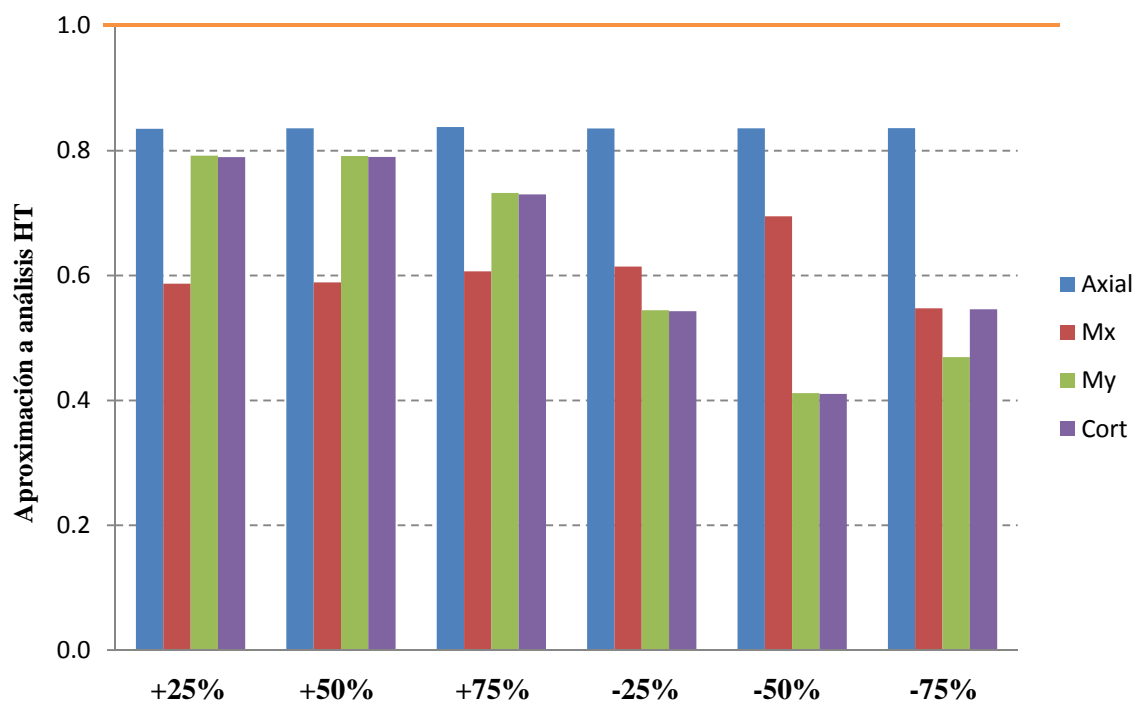


Figura 6.13 Análisis unimodal espectral para columna extrema.

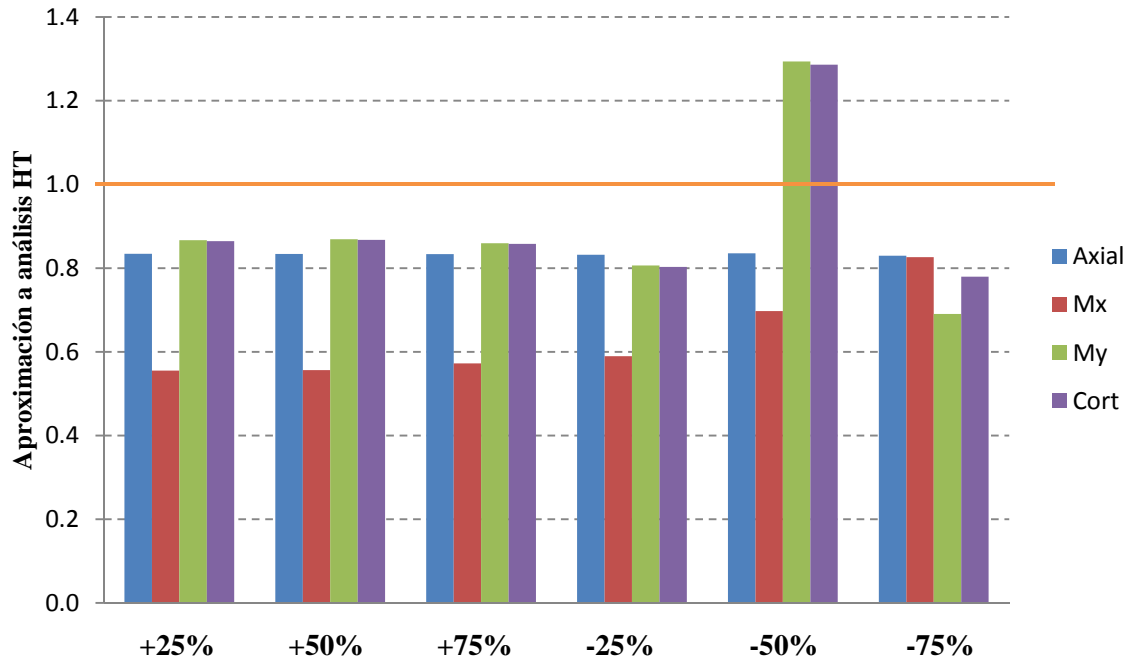


Figura 6.14 Análisis unimodal espectral para columna central.

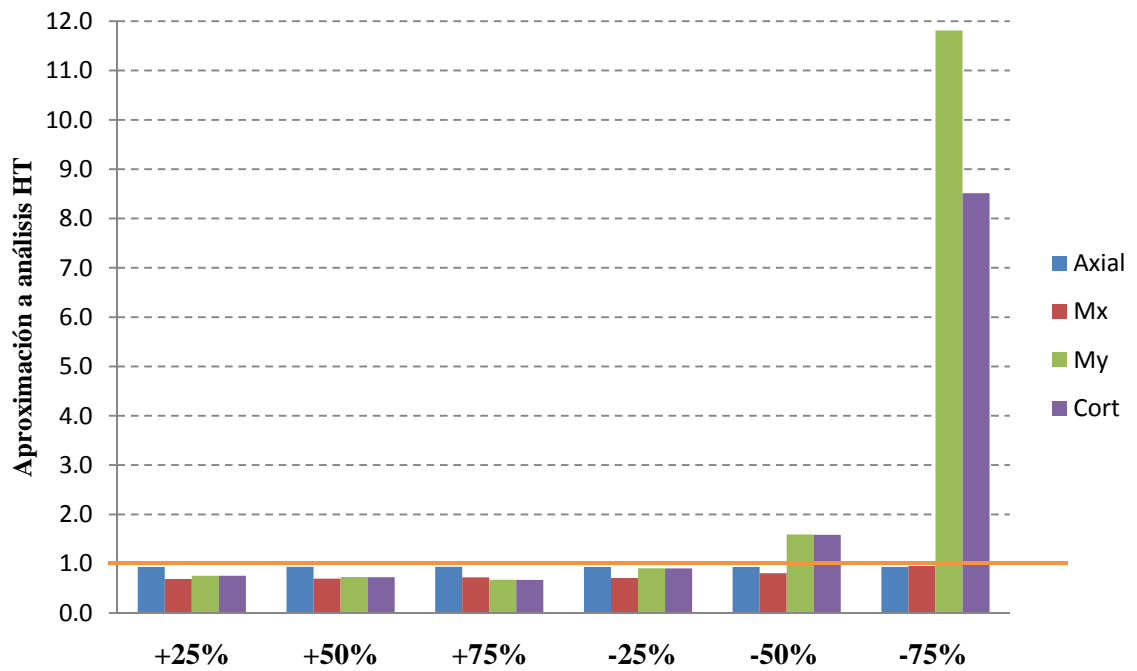


Figura 6.15 Análisis multimodal espectral para columna extrema.

En las figuras 6.15 a 6.17 se observan los análisis multimodales. La figura 6.16 es igual a la anterior pero cambiando los valores límite para observar mejor la aproximación en los modelos +25% hasta -50%.

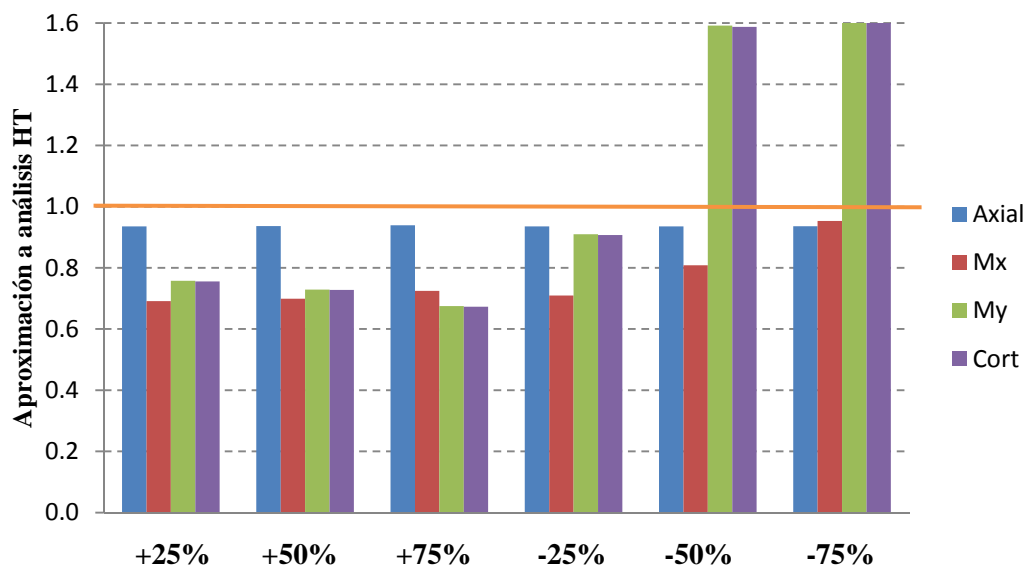


Figura 6.16 Análisis multimodal espectral para columna extrema con límites.

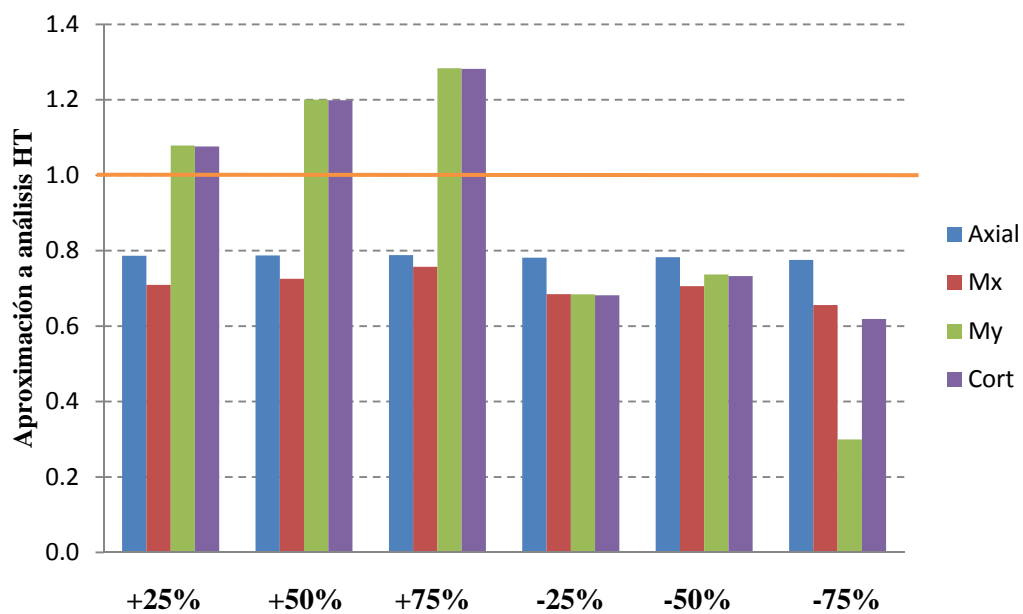


Figura 6.17 Análisis multimodal espectral para columna central.

En las figuras 6.18 y 6.19 se muestran los resultados para el método N2 para la columna extrema y columna central respectivamente.

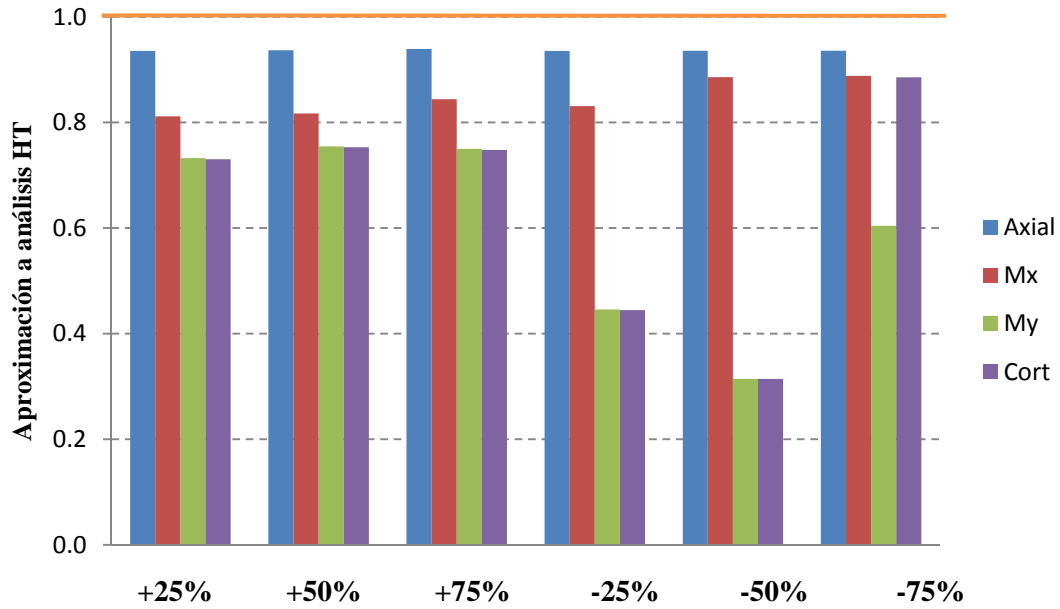


Figura 6.18 Método N2 para columna extrema.

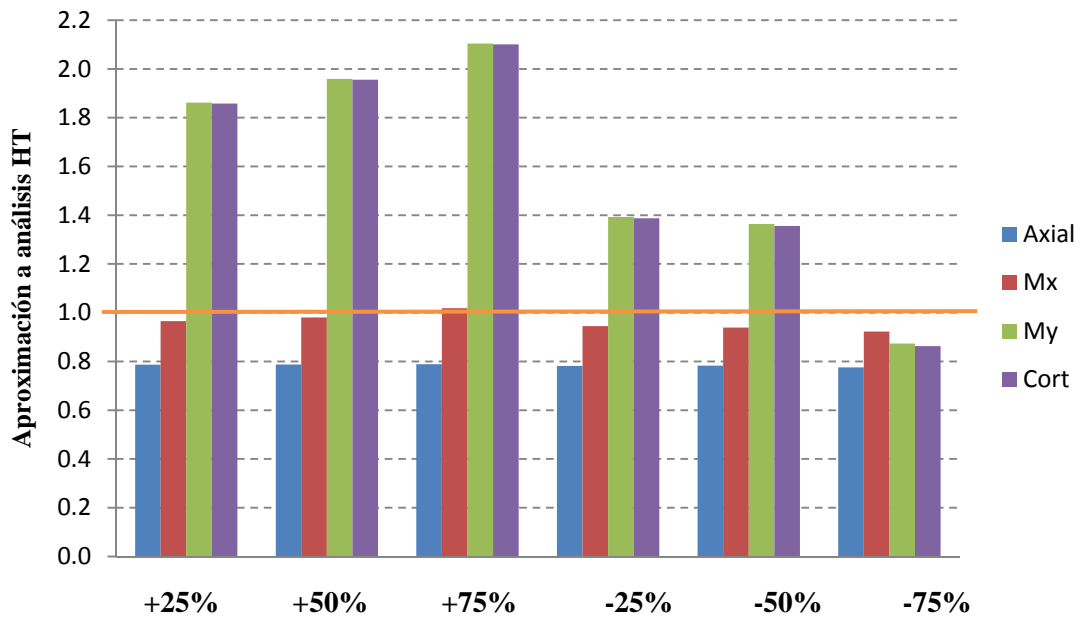


Figura 6.19 Método N2 para columna central.

## Capítulo 7

### Conclusiones y recomendaciones finales

#### 7.1 Resumen

En México, el código utilizado para el análisis y diseño de puentes es el de la AASHTO, el cual propone métodos de análisis para el diseño por sismo en función de la importancia y regularidad del puente. Estos parámetros, tanto de regularidad como de importancia, no están definidos claramente por el código, por lo tanto queda a criterio del diseñador muchas veces elegir el método de análisis, el cual, si no es adecuado para el tipo de puente, puede proporcionar respuestas lejanas a la realidad y por ende, diseños malos.

Esta tesis presenta un estudio para buscar facilitar la elección del tipo de análisis sísmico a realizar en función de la irregularidad geométrica de la subestructura de puentes carreteros. Se aplicaron cuatro tipos de análisis especificados por los códigos de diseño actuales, particularmente el AASHTO y el Eurocódigo. Se utilizó carga sísmica de la zona de Michoacán por considerarse una zona de alta sismicidad del país. Esta carga se calculó con base en lo recomendado por el Manual de Obras Civiles de CFE utilizando el programa Prodisis.

Se analizaron siete puentes de viga continua sobre pilas. Estos puentes presentan irregularidad en la subestructura, ya que la longitud de la pila central varía en un +25%, +50%, +75%, -25%, -50% y -75% de la longitud de las pilas extremas y además se analizó un puente sin variación de la longitud de la pila central (puente regular).

Se elaboraron análisis simplificados, los cuales son el análisis unimodal espectral, análisis multimodal espectral (especificados por el AASHTO) y el método N2 (definido en el Eurocódigo). Estos análisis se compararon con un análisis en la historia del tiempo, analizando resultados a nivel de fuerzas y desplazamientos. De esta manera se logra determinar la precisión de cada tipo de análisis en función de la irregularidad del puente y así elaborar recomendaciones para la elección del tipo de análisis a utilizar para obtener diseños estructurales más precisos.

## 7.2 Conclusiones y recomendaciones

Respecto a la carga axial en las columnas, las variaciones de la respuesta de cada tipo de análisis no son representativas. Los resultados son similares para los cuatro análisis y en cada uno de los modelos de puente. Se puede decir que se puede usar cualquier análisis simplificado para carga axial.

Con respecto a los métodos utilizados, las conclusiones que se derivan del trabajo son:

- Análisis unimodal espectral.
  - El análisis unimodal en la dirección transversal, depende en gran medida de la función utilizada para describir la deformada del puente. El análisis pierde precisión al suponer una deformada que no sea adecuada. Para los modelos analizados, la deformada va cambiando en función de la altura de la columna central, por lo tanto resulta complicado generalizar esta ecuación para modelos irregulares, ya que para obtener una ecuación o un desplazamiento máximo que sea aproximado (como lo pide el método), se debe hacer un modelo en algún programa como SAP2000 y obtener estos parámetros. Al hacer esto, considerando que ya se tiene el modelo, conviene más elaborar un análisis multimodal espectral.

- Respecto a los elementos mecánicos utilizados para diseño, tales como carga axial, momentos flexionantes y fuerza cortante, el análisis unimodal espectral ofrece resultados muy inferiores a los obtenidos con el análisis paso a paso. El parámetro más crítico es para el momento flexionante en la dirección longitudinal (Mx). Se obtienen valores por debajo del 60% de los momentos calculados con el análisis HT para los modelos +25%, +50%, -75% en columna extrema y +25%, +50%, +75% y -25% para la columna central.
- En los demás elementos mecánicos, carga axial, momento en la dirección transversal y fuerza cortante, los valores calculados están cercanos o son mayores al 80% de los obtenidos con el análisis paso a paso. Sin embargo, cuando la altura de la pila central disminuye, los resultados se disparan por arriba y por debajo de los previstos por el análisis HT.
- Análisis multimodal espectral.
  - Este análisis es el más simple de modelar debido a que el programa para realizarlo (SAP2000) es amigable y tiene bastantes herramientas que sirven para modelar mejor los elementos del puente.
  - Los resultados obtenidos con este análisis se encuentran entre el 70% y el 80% de los valores calculados con el análisis paso a paso, en los modelos de puente donde la pila central aumenta de longitud. De manera contraria, cuando la longitud de la pila central disminuye, los resultados aumentan demasiado, con valores de casi 12 veces de la respuesta obtenida con los análisis paso a paso para el modelo -75%, en cuanto a cortante y momento flexionante en la dirección transversal para la columna extrema. En la columna central, se observa lo contrario, los valores de momento se encuentran cercanos al 30% de los calculados con el análisis HT para el modelo -75%.
  - Se puede inferir que al disminuir la longitud de la columna central hasta el porcentaje de -75%, la columna tiende a comportarse como un apoyo, lo cual ocasiona cambios abruptos en los resultados.

- Método N2.
  - Este método, basado en control de desplazamientos, requiere del cálculo de la curva de capacidad del puente a analizar. El análisis estático no lineal no está muy bien definido para el caso de puentes, por lo tanto se deben hacer ciertas suposiciones, por ejemplo el desplazamiento máximo al que se debe llevar al puente puede ser el desplazamiento que el método calcula o el obtenido según algunas especificaciones, como el FEMA, lo cual hace que se deban calcular los dos desplazamientos y usar el que proporcione resultados más adecuados. De igual manera, para puentes el patrón de carga utilizado para el análisis estático no lineal, sólo considera una carga puntual al centro de masas, esto hace que la columna central en los análisis en la dirección transversal esté más esforzada que las demás.
  - El método N2 tiene los resultados más cercanos a los del análisis paso a paso sólo cuando se realizan análisis longitudinales, tanto para elementos mecánicos como para desplazamientos.
  - Cuando la longitud de la pila central disminuye, los valores para cortante y momento en la dirección transversal disminuyen de manera significativa con una respuesta cercana al 30% para el modelo -50%. Si se considera que en puentes la dirección transversal es la más crítica, este método tiene menor precisión.

Las conclusiones generales son:

- En términos generales, la irregularidad del puente se vuelve crítica cuando la longitud de la pila central va disminuyendo. Sin embargo, estos casos pueden considerarse irreales para un puente simplemente apoyado, ya que convendría utilizar otro tipo de puente (doble volado o atirantado) cuando el terreno así lo requiera. Sin embargo se manejaron estos valores hasta -75% por considerarse un caso extremo dentro de los parámetros utilizados para la investigación.

- Para puentes nuevos, al seguir las especificaciones de la AASHTO para diseño por sismo (AASHTO, 2009), la rigidez relativa entre columnas está limitada a una diferencia del 50%, como se menciona en el capítulo 2 de esta tesis. Por lo tanto los puentes + 75% y -75% de la altura de la pila central están fuera del rango permitido. En estos casos el uso de alguno de los dos análisis simplificados (unimodal y multimodal espectral) dará resultados aproximados a los calculados con un análisis en la historia del tiempo.
- El método N2 sólo ofrece buenos resultados para elementos mecánicos y desplazamientos en la dirección longitudinal; sin embargo, hacer este análisis en una dirección y otro tipo de análisis en otra dirección resulta en un mayor consumo de costo y tiempo. Por este motivo se considera que este análisis no se realice para un análisis global de la estructura, además de que el análisis en la dirección transversal suele ser la dirección crítica para el diseño de puentes.
- Cuando se tenga que realizar alguna revisión a un puente existente y la variación longitudinal entre pilas sea significativa, como en los casos que se tienen valores de -50% y -75%, conviene hacer un análisis paso a paso directamente.

### **7.3 Investigaciones futuras**

Se proponen las siguientes investigaciones futuras que pueden complementar el trabajo aquí descrito, estas son:

- Realizar más análisis utilizando diferentes causantes de irregularidad. Esta tesis se centró en la variación de la regularidad en función de la subestructura, específicamente en la altura de la pila central. Conviene considerar cambios en la regularidad de la superestructura tales como curvatura o esviaje.
- Estudiar más a fondo el comportamiento del puente con la longitud de la pila central disminuida, para determinar de manera más concreta los cambios en los elementos mecánicos obtenidos en esta investigación para el análisis multimodal.

- El análisis estático no lineal (manejado por el método N2) requiere de varias suposiciones y cálculos que aún no están muy bien establecidos para puentes. Se deben realizar más estudios y crear una metodología más apropiada o establecer recomendaciones para llevar a cabo estos análisis en puentes.
- Considerar más análisis utilizando menos métodos. Se observó que el análisis unimodal espectral, además de ser complicado y tener demasiadas simplificaciones, ofrece resultados no muy acertados. Por este motivo se pueden evaluar diferentes tipos de puentes, como los simplemente apoyados o monolíticos sin considerar el análisis unimodal espectral.

## Referencias

AASHTO (2010), “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”, American Association of State Highway and Transportation Officials, 4° ed. Washington, DC.

AASHTO (2009), “AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design”, American Association of State Highway and Transportation Officials, 1° ed. Washington, DC.

ACI Committee, American Concrete Institute, & International Organization for Standardization. (2008). “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary”. American Concrete Institute.

Armouti, N. S. (2002), “Transverse Earthquake-Induced Forces in Continuous Bridges”. *Structural Engineering and Mechanics*, 14(6), 733-738.

Caltrans (2010), “Seismic Design Criteria”. California Dept. of Transportation, Sacramento, California.

Caltrans (2012), “Bridge Design Practice”. California Dept. of Transportation, Sacramento, California.

Calvi G.M., Elnashai A.S. y Pavese A. (1994), “Influence of Regularity on the Seismic Response of RC Bridges”. 2° International Workshop on Seismic Design and Retrofitting of RC Bridges, Nueva Zelanda.

Carr, A. J. (2004), “Ruaumoko 3D User’s Manual”. Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda.

CFE (2008), "Diseño por Sismo, 2008". Manual de diseño de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad, México.

Clough, R. W., Penzien, J. (2003), "Dynamics of structures". Computers and Structures, Ed. McGraw-Hill, 3° ed. California, Estados Unidos.

Chopra, A. K. (2007). "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering" Ed. Prentice Hall, 3° ed. Nueva York, Estados Unidos.

EN (1998), "Eurocódigo 8: Disposiciones para el Proyecto de Estructuras Sismorresistentes. Parte 2: Puentes." Comité Europeo de Normalización.

Escamilla M., A. Ayala A., Niño M. (2011), "Irregularidad Modal en Puentes Continuos de Concreto Reforzado. Detección y Efectos en los Métodos Simplificados de Evaluación Sísmica". XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Aguascalientes, México.

Fajfar, P. (2000). "A nonlinear analysis method for performance-based seismic design". Earthquake Spectra, 16(3), 573-592.

FEMA 273 (1997), "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings". Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

Frías R., Espinosa S., Torres A. (2010), "Sipumex para administrar la red federal carretera". Vías Terrestres, 6, 10-12.

Isaković T., Fischinger. M. (2000), "Regularity Indices for Bridge Structures". 12° World Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda.

Isaković T., Fischinger. M. (2005), "Pushover Analysis of Irregular Bridges". 4° European Workshop on the Seismic Behavior of Irregular and Complex Structures, Documento N° 37, Grecia.

Isaković T., Fischinger. M. (2011), “Applicability of Pushover Methods to the Seismic Analyses of an RC Bridge, Experimentally Tested on Three Shake Tables”, *Journal of Earthquake Engineering*, 15, 303-320.

Kappos A. J., Paraskeva T.S., Sextos A. G. (2005), “Modal Pushover Analysis as a Means for the Seismic Assessment of Bridge Structures”. 4° European Workshop on the Seismic Behavior of Irregular and Complex Structures, Documento N° 49, Grecia.

Paz, M. (1992). “Dinámica estructural: teoría y cálculo”. Ed. Reverte. 3° ed. España.

Priestley, M. J. N., Park, R. (1987). “Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading”. *ACI Structural Journal*, 84(1), 61-76.

Priestley, M. J. N., Seible, F., Calvi, G. M. (1996). “Seismic design and retrofit of bridges”. Ed. John Wiley and Sons, Inc., 1° ed. Nueva York, Estados Unidos.

Salas, D., Gómez Soberón, C. (2009). “Influence of Irregularity of the Substructure on Seismic Behavior of Highway Bridges”. *International Association for Bridge and Structural Engineering*, 96(18), 58-65.

Sordo, E. (2013), “Análisis no lineal”. Notas de clase, Posgrado en Ingeniería Estructural, Trimestre 13-I, Universidad Autónoma Metropolitana - Azcapotzalco, México D.F.

Tonias D., Zhao J. (2007), “Bridge Engineering”. Ed. McGraw-Hill, 2° ed. Estados Unidos.