



Universidad Autónoma Metropolitana
Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO DE SISTEMAS
DE CONTROL DE RESPUESTA SÍSMICA PARA
PUENTES CARRETEROS

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

RODRIGO ERNESTO GARAY MEDINA

DIRECTOR DE TESIS: **DR. AMADOR TERÁN GILMORE**

MÉXICO, D. F.

NOVIEMBRE DE 2014

*“Daría todo lo que sé
Por la mitad de lo que ignoro”.*

René Descartes.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios Todopoderoso, a nuestro Señor Jesucristo y a nuestra Buena Madre la Virgen María por haber permitido que esta oportunidad de realizar un sueño más se haya concretizado.

De forma muy especial a mi esposa, por su , su inmenso amor , apoyo incondicional, su espera y paciencia han sido pilares fundamentales que me han permitido soñar, desarrollarme y lograr una meta más en nuestra vida.

A mis padres, por haberme guiado desde mis inicios, por sus consejos, sus regaños y su ejemplo que sin duda han influenciado de gran manera en la persona que soy ahora. A mis hermanos, por ser fuente de inspiración, mis primeros amigos, mis primeros cómplices. A toda mi familia por su inmenso amor.

A la Universidad Autónoma Metropolitana por la educación brindada. Particularmente a mi asesor el Dr. Amador Terán Gilmore, por su invaluable acompañamiento durante todo este proceso, por su paciencia y por los conocimientos que transmitió en el salón de clases y en las sesiones de asesoría. A los sinodales, Dr. Manuel Ruiz Sandoval y Dr. David de León Escobedo, por el tiempo dedicado a revisar el presente documento y por sus valiosos comentarios y aportaciones. Al Dr. Arturo Tena Colunga, por su acompañamiento durante todo el proceso de post-grado, por la confianza depositada en mi persona y principalmente por su enorme apoyo durante la etapa final del mismo. Al Dr. Tiziano Perea Olvera por sus consejos, palabras de aliento y motivación.

A la gran familia FESSIC y su director presidente el Ing. Benjamín Trabanino Llobell, cuya confianza en mi persona permitió que pudiera desarrollarme profesionalmente en México y como consecuencia de esto fue posible tener la oportunidad de continuar mi formación académica.

A la empresa Euro Estudios México por recibirme de forma muy cordial, acompañarme en mi desarrollo profesional y permitirme el tiempo para continuar mis estudios.

A todos mis amigos, que siempre han acompañado las etapas importantes de mi vida.

RESUMEN

En años recientes se han utilizado ampliamente sistemas de control de la respuesta sísmica en estructuras ubicadas en zonas de alta sismicidad. Entre otras cosas, estos sistemas permiten limitar el daño estructural por medio de controlar las demandas de resistencia y desplazamiento y, en ocasiones, concentrarlo en fusibles estructurales que pueden ser reemplazados con facilidad.

Dentro de un contexto en que el uso de sistemas de control ofrece muchas ventajas en relación al uso de sistemas estructurales tradicionales, es necesario mencionar que el diseño de este tipo de dispositivos requiere de metodologías que implican varias iteraciones de diseño para establecer las propiedades estructurales definitivas de los dispositivos de control y el sistema estructural que los aloja. En ocasiones, la cantidad de cálculos involucrados y la complejidad de las metodologías de diseño desalientan el uso de sistemas de control en la práctica del diseño estructural. Es entonces importante desarrollar metodologías simples que, con base en los elementos básicos de la mecánica, permitan al ingeniero estructural concebir un sistema estructural innovador, y establecer de manera simple y razonable sus propiedades estructurales relevantes. El refinamiento en el análisis queda entonces destinado a optimizar el diseño preliminar que, si bien concebido, convergerá al diseño final en ninguna o pocas iteraciones.

Uno de los temas que mayores discusiones causa en la actualidad es la viabilidad económica de usar sistemas de control. Mientras que algunos ingenieros contienden que su uso implica una mayor inversión económica; estudios recientes indican que en ocasiones dicho incremento es marginal cuando se considera el costo inicial de construcción, y han demostrado que el costo se reduce considerablemente cuando se toman en cuenta los costos totales durante la vida útil del sistema estructural. En el caso particular de un puente, se ha llegado a mencionar que el incremento marginal del costo directo de construcción puede ser ampliamente justificado cuando se considera la reducción del daño en la subestructura y, por tanto, los costos de reparación después de la ocurrencia de eventos sísmicos intensos. No es de extrañar entonces que el uso de dispositivos de control en puentes quede enfocado a mantener los elementos estructurales de la subestructura dentro de su rango elástico de comportamiento

En el presente estudio se considera un sistema de dos grados de libertad, para el cual se plantean sus hipótesis y limitaciones. Se basan los cálculos en un planteamiento con dinámica no clásica bajo la cual se desarrollan los análisis dinámicos paso a paso de los sistemas de dos grados de libertad. Este resultado es comparado con los obtenidos por medio de una teoría lineal para sistemas aislados de puentes carreteros que desarrolla expresiones para estimar la demanda de desplazamientos tanto del tablero como de la pila, aplicados a un puente carretero en concreto reforzado ubicado en la república de El Salvador.

ABSTRACT

In recent years, systems have been widely used to control the seismic response of structures located in areas of high seismicity. Among other things, these systems allow limited structural damage through control of strength and displacement demands and sometimes concentrating it in structural fuses that can be replaced easily.

In a context in which the use of control systems offers many advantages over the use of traditional structural systems, it is necessary to mention that the design of these devices requires methodologies that involve multiple design iterations for the definitive structural properties control devices and structural system that accommodates them. Sometimes, the amount of computation involved and the complexity of the design methodologies discourage the use of control systems in the structural design practice. It is therefore important to develop simple methodologies that rely on the basics of mechanics, allow the structural engineer designing an innovative structural system, and establish simple and reasonable manner its relevant structural properties. Refinement in the analysis is then intended to optimize the preliminary design that although conceived, converges to the final design in no or few iterations.

One of the issues that further discussions is the economic feasibility of using control systems. While some engineers contend that its use implies a greater economic investment; recent studies indicate that in some cases the increase is marginal when you consider the initial cost of construction, and have shown that the cost is considerably reduced when the total costs are taken into account during the lifetime of a structural system. In the particular case of a bridge, it has come to be mentioned that the marginal increase in the direct cost of construction can be widely justified when considering the reduction of the damage in the substructure and thus repair costs after the occurrence of intense seismic events. It is not surprising then that the use of control devices on bridges remain focused on maintaining the structural elements of the substructure within its elastic range of behavior

This study considers a system of two degrees of freedom, for which their assumptions and limitations arise. The calculations are based on an approach to non-classical dynamics under which the time-history analyses of two degrees of freedom system are developed. This result is compared with those obtained by a linear theory for isolated highway bridges that develops expressions to estimate the demand for travel both board and battery systems, applied to a highway bridge in reinforced concrete located in the Republic of El Salvador.

INDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 OBJETIVO GENERAL	4
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
1.4 DISTRIBUCIÓN DEL DOCUMENTO DE TESIS	5
2. SISTEMAS DE CONTROL	7
2.1 VENTAJAS DE LOS SISTEMAS DE CONTROL DE LA RESPUESTA SÍSMICA	10
2.2 TIPOS DE SISTEMAS DE CONTROL DE RESPUESTA SÍSMICA	10
2.3 AMORTIGUADORES VISCOSOS LINEALES	10
2.4 AISLADORES DE NEOPRENO	13
3. MODELO DE DOS GRADOS DE LIBERTAD	17
3.1 INTRODUCCIÓN	17
4. DINÁMICA NO CLÁSICA	23
5. TEORÍA LINEAL	29
5.1 PERÍODOS Y FORMAS MODALES	29
5.2 MASAS EFECTIVAS	33
5.3 FACTORES DE PARTICIPACIÓN MODAL	34
5.4 AMORTIGUAMIENTOS MODALES	34
5.5 COMBINACIÓN MODAL Y RESPUESTA MÁXIMA	35
5.6 DISCUSIÓN	36
6. DEMANDA SÍSMICA	41
6.1 INTRODUCCIÓN	41
6.2 SISMO DE 1986	44
6.3 SISMO DE 2001	46
6.4 NORMATIVA SALVADOREÑA	46
6.5 DEMANDA SÍSMICA CONSIDERADA	47
7. EJEMPLO DE DISEÑO	53
7.1 ESTRUCTURA BAJO CONSIDERACIÓN	53
7.2 RIGIDEZ LATERAL DE LAS PILAS	57
7.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SISTEMA DE CONTROL	60
7.4 RESPUESTA DINÁMICA DEL SISTEMA	61
7.5 VALIDACIÓN DE RESULTADOS	65
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	69

8.1	CONCLUSIONES	69
8.2	RECOMENDACIONES.	70
9.	REFERENCIAS	73

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1.	Respuesta lateral de estructuras de puentes (adaptado de Buckle <i>et al</i> 2006): a) Sistema tradicional; b) Sistema aislado	1
Figura 2.1	Marco estructural: a) empotrado en la base; (b) empotrado con amortiguamiento suplementario; (c) aislado con amortiguamiento suplementario (Adaptado de Christopoulos y Filiatrault 2006)	8
Figura 2.2	Espectros de pseudo-aceleración y desplazamiento para acelerograma registrado durante el sismo de El Salvador (cortesía del Departamento de Mecánica Estructural, Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas")	9
Figura 2.3	Amortiguador Viscoso (ALGA S.p.A. 2010)	11
Figura 2.4	Uso de amortiguadores viscosos y fusible estructural en puente Rion-Antrion (Priestley <i>et al</i> 2007).	12
Figura 2.5	Apoyo de neopreno reforzado (ALGA S.p.A. 2010)	13
Figura 2.6	Arreglo constructivo que considera izaje de puente por medio de gatos para la sustitución de aisladores elastoméricos (SETRA 2007)	15
Figura 3.1	Diagrama de flujo para el análisis y diseño del sistema estructural de un puente (adaptado de Priestley <i>et al</i> 1996)	18
Figura 3.2	Modelo de uno y dos grados de libertad para sistema estructural de un puente (adaptado de Priestley <i>et al</i> 1996)	19
Figura 3.3	Modelo de dos grados de libertad adoptado para este trabajo (adaptado de Hwang y Tseng 2005)	20
Figura 3.4	Grados de libertad bajo consideración para el modelo de dos grados de libertad	20
Figura 3.5	Tipos de comportamiento transversal de un puente (adaptado de Priestley <i>et al</i> 2007).	21
Figura 5.1	Modelo de dos grados de libertad para puentes aislados	29
Figura 5.2	Cocientes de valores establecidos con las expresiones propuestas y análisis refinados para el primer modo de vibración	37
Figura 5.3	Cocientes de valores establecidos con las expresiones propuestas y análisis refinados para el segundo modo de vibración	38
Figura 5.4	Amortiguamiento del segundo modo para diferentes valores de γ , ε y ξ_b/ξ_p	40
Figura 6.1	Epicentros de eventos sísmicos que han tenido origen en la Cadena Volcánica (Salazar <i>et al.</i> 2013)	41

Figura 6.2	Epicentros de los eventos sísmicos que han tenido origen en la zona de subducción (Salazar et al. 2013)	42
Figura 6.3	Portadas del periódico <i>La Prensa Gráfica</i> para los sismos más destructores de los últimos años	43
Figura 6.4	Colapso de los dos pisos inferiores del antiguo Gran Hotel de San Salvador (Anderson 1987)	45
Figura 6.5	Colapso del nivel inferior del Edificio Dueñas (Anderson 1987)	45
Figura 6.6	Colapso de Edificio Rubén Darío (Anderson 1987)	46
Figura 6.7	Deslizamiento de talud, Residencial Las Colinas (Bommer 2001)	47
Figura 6.8	Zonificación Sísmica de El Salvador (adaptado de la Norma Técnica de Diseño por Sismo, SNET 2002)	48
Figura 6.9	Espectros de diseño según la Norma Técnica de Diseño por Sismo	48
Figura 6.10	Ubicación de aparatos que conforman la Red Nacional de Acelerógrafos (SNET 2002)	49
Figura 6.11	Espectros de pseudo-aceleración (PSA (cm/s ²) vs T (s) para acelerogramas bajo consideración)	50
Figura 6.12	Espectros de desplazamiento (PSD (cm) vs T(s) para acelerogramas bajo consideración)	51
Figura 7.1	Ubicación de puente sobre río Lempa, en Nuevo Edén de San Juan, El Salvador (Google Earth 2013)	53
Figura 7.2	Vista del puente desde el río Lempa, etapa de construcción	54
Figura 7.3	Vista del puente desde el río Lempa, en operación	54
Figura 7.4	Vista superior del puente, en operación	55
Figura 7.5	Geometría de sección típica del puente. (Unidades en cm).	55
Figura 7.6	Detalles generales de una pila del puente	56
Figura 7.7	Refuerzo de pila del puente	56
Figura 7.8	Diagrama momento-curvatura, real versus idealizado (CALTRANS 2010)	57
Figura 7.9	Curva esfuerzo-deformación unitaria para concreto	58
Figura 7.10	Curva esfuerzo-deformación unitaria para acero longitudinal	58
Figura 7.11	Diagramas momento-curvatura para las pilas	59
Figura 7.12	Desplazamientos modales en base a la respuesta obtenida por la teoría lineal para el primer modo (Tomado de gráfica 6.12)	63
Figura 7.13	Desplazamientos modales en base a la respuesta obtenida por la teoría lineal para el segundo modo (Toma ampliada de gráfica 6.12)	64
Figura 7.14	Desplazamientos máximos del cabezal de la pila	66
Figura 7.15	Desplazamientos máximos de tablero	67

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1	Sistemas de control de la respuesta sísmica (adaptado de Christopoulos y Filiatrault 2006)	11
Tabla 5.1	Valores y vectores característicos de sistema aislado de dos grados de libertad	33
Tabla 6.1	Detalles de los últimos cinco sismos relevantes de El Salvador	44
Tabla 7.1	Comparación de desplazamientos máximos del puente	67

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción

En años recientes se han utilizado ampliamente sistemas de control de la respuesta sísmica en estructuras ubicadas en zonas de alta sismicidad. Entre otras cosas, estos sistemas permiten limitar el daño estructural por medio de controlar las demandas de resistencia y desplazamiento y, en ocasiones, concentrarlo en fusibles estructurales que pueden ser reemplazados con facilidad.

La Figura 1.1.a muestra un sistema de puente típico, formado por un tablero y su subestructura. Para el caso particular de la estructura mostrada, el daño estructural en la subestructura es producto del desplazamiento lateral que exhibe como consecuencia de la fuerza lateral de inercia que desarrolla el tablero durante la excitación sísmica. En términos de un sistema de control, es posible desacoplar, como muestra la Figura 1.1b, el tablero de la subestructura por medio del uso de un sistema de control, de tal manera de reducir sustancialmente los efectos del movimiento del tablero en las demandas de deformación lateral de la subestructura.

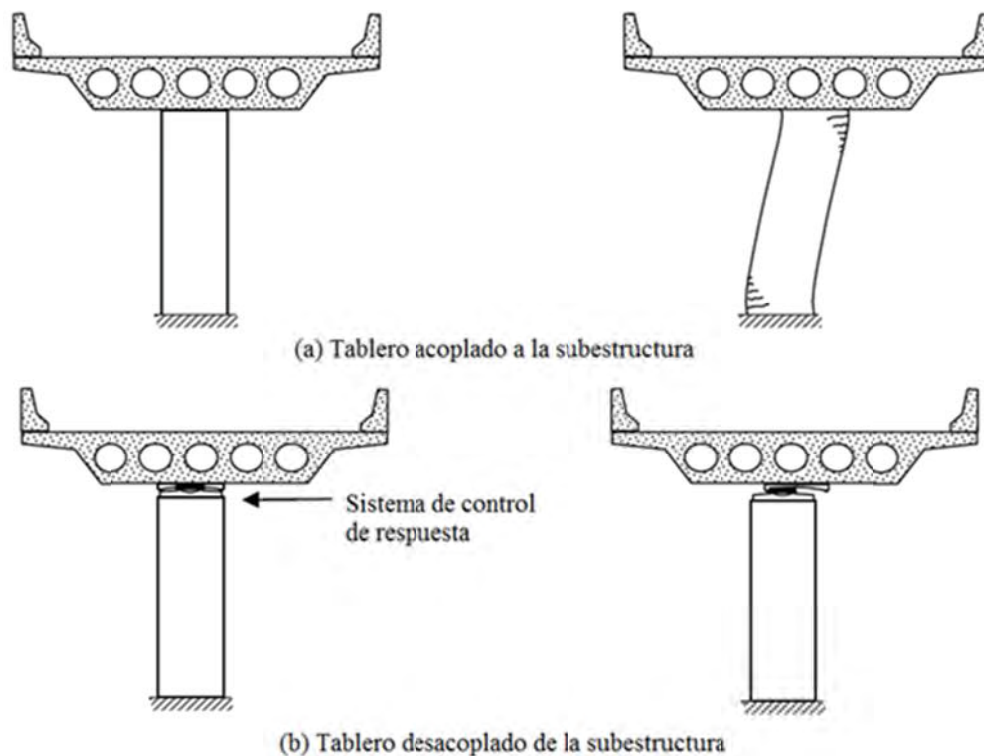


Figura 1.1 Respuesta lateral de estructuras de puentes (adaptado de Buckle *et al* 2006):
a) Sistema tradicional; b) Sistema aislado

Dentro de un contexto en que el uso de sistemas de control ofrece muchas ventajas en relación al uso de sistemas estructurales tradicionales, es necesario mencionar que el diseño de este tipo de dispositivos requiere de metodologías que implican varias iteraciones de diseño para establecer las propiedades estructurales definitivas de los dispositivos de control y el sistema estructural que los aloja. En ocasiones, la cantidad de cálculos involucrados y la complejidad de las metodologías de diseño desalientan el uso de sistemas de control en la práctica del diseño estructural. Es entonces importante desarrollar metodologías simples que, con base en los elementos básicos de la mecánica, permitan al ingeniero estructural concebir un sistema estructural innovador, y establecer de manera simple y razonable sus propiedades estructurales relevantes. El refinamiento en el análisis queda entonces destinado a refinar el diseño preliminar que, si bien concebido, convergerá al diseño final en ninguna o pocas iteraciones.

Uno de los temas que mayores discusiones causa en la actualidad es la viabilidad económica de usar sistemas de control. Mientras que algunos ingenieros contienden que su uso implica una mayor inversión económica; estudios recientes indican que en ocasiones dicho incremento es marginal cuando se considera el costo inicial de construcción, y han demostrado que el costo se reduce considerablemente cuando se toman en cuenta los costos totales durante la vida útil del sistema estructural. En el caso particular de un puente, se ha llegado a mencionar que el incremento marginal del costo directo de construcción puede ser ampliamente justificado cuando se considera la reducción del daño estructural en la subestructura y, por tanto, los costos de reparación después de la ocurrencia de eventos sísmicos intensos. No es de extrañar entonces que el uso de dispositivos de control en puentes quede enfocado a mantener los elementos estructurales de la subestructura dentro de su rango elástico de comportamiento.

El Salvador y sus áreas cercanas presentan una actividad sísmica intensa que resulta en la ocurrencia anual de aproximadamente 40 sismos con magnitud mayor o igual a 5.0 (Salazar *et al* 2013). En particular, los últimos sismos intensos, ocurridos en 1986 y 2001, generaron pérdidas combinadas por más de 4,000 millones de dólares (Bertero 1988, Bommer 2001); cantidad que aproximadamente representa el 17% del producto interno bruto de una nación cuyo crecimiento anual está cercano al 1.7%. Dada la necesidad de reducir el impacto que estas pérdidas representan para un país como El Salvador, resulta necesario que los ingenieros de la práctica accedan al uso de sistemas estructurales innovadores que les permitan concebir soluciones que minimicen las pérdidas por sismo.

A pesar de la alta sismicidad de El Salvador, la reglamentación y códigos locales se encuentran en un estado de obsolescencia. Tres años después del terremoto de 1986 se emitió el *Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico*, y a finales de 1996 se publicó en el Diario Oficial de la República el *Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones*. El primer artículo del último

cuerpo normativo indica: “*El presente Reglamento establece los requisitos mínimos para el diseño estructural, la ejecución, supervisión estructural y el uso de las construcciones con los objetivos siguientes: 1.- Garantizar las condiciones de seguridad estructural y de servicio en condiciones normales de operación y de eventos sísmicos moderados. 2.- Minimizar las posibilidades de colapso de las construcciones y la pérdida de vidas y lesiones a seres humanos en caso de un evento sísmico severo*”. En primer lugar, es de notar que el diseño para eventos sísmicos severos permite daño estructural de consideración en los sistemas estructurales. En segundo lugar, vale la pena mencionar que el cuerpo del reglamento actual es, en lo esencial, una traducción de los códigos de California de finales de la década de los ochenta del siglo XX. Debido a lo anterior, es común que los ingenieros de El Salvador recurran al uso códigos de diseño internacionales más recientes y, en algunos casos, a utilizar los criterios establecidos en la norma vigente (aunque la segunda práctica suele considerarse como poco conservadora).

Independientemente del camino que elijan, los ingenieros estructurales de El Salvador suelen terminar usando cuerpos normativos que se basan en un enfoque de *Diseño Basado en Fuerzas*. Esto implica la determinación de fuerzas laterales a través de la ordenada espectral de pseudo-aceleración correspondiente al período fundamental de la estructura. Con base en estas se determinan los elementos mecánicos de diseño para los diferentes miembros del sistema estructural; y se establecen desplazamientos laterales que deben satisfacer los límites de distorsión impuestos por el reglamento. Una vez que los miembros estructurales tienen una capacidad resistente tal que puedan acomodar los elementos mecánicos de diseño, y un tamaño suficiente para controlar las distorsiones laterales, se considera terminado el diseño. Una característica de muchos cuerpos normativos actuales es que sólo consideran un nivel sísmico de diseño, que normalmente queda asociado a eventos sísmicos de alta intensidad. Esto ha resultado en que muchos sistemas estructurales modernos no exhiban un desempeño estructural adecuado cuando quedan sujetos a la acción de sismos de diferente intensidad (Sánchez-Flores 2011).

En décadas recientes se ha observado que el daño que sufre un sistema estructural está cercanamente relacionado con sus deformaciones (Bertero y Bertero 2001), de tal manera que un diseño basado en fuerzas no es capaz de plantear un control explícito del daño estructural. Debido a esto, ha sido común observar que varios países han cambiado el enfoque de diseño para los puentes, y han transitado de un enfoque basado en fuerzas a uno basado en desplazamientos (Priestley *et al* 2007). Un buen ejemplo de las propuestas que se han hecho para incorporar de manera explícita y transparente el balance de demanda y capacidad de deformación lateral es el enfoque de *Diseño Basado en Desplazamientos*. Este consiste en determinar las deformaciones laterales de fluencia y máxima tolerable de la estructura propuesta. Luego, con la ayuda de un sistema equivalente de un grado de libertad y un espectro de desplazamientos definido para determinado nivel de amortiguamiento, se obtiene el período que la estructura debe tener para controlar su deformación lateral dentro de los límites de desplazamiento que puede acomodar.

Con base en esto, se determina la rigidez lateral efectiva del sistema estructural, con la que se establece el dimensionado de los elementos estructurales.

Si se considera la necesidad de controlar las pérdidas por sismo y el hecho de que los puentes son parte esencial de las líneas vitales de comunicación de un país, puede concluirse que será importante innovar para mantenerlos en operación después de la ocurrencia de sismos de alta intensidad. Dentro de un contexto así será necesario plantear metodologías basadas en desplazamientos para hacer una consideración explícita del daño estructural durante el proceso de diseño; y el uso de sistemas de control para limitar las demandas de deformación lateral de tal manera que sea posible satisfacer el nivel de desempeño de ocupación inmediata después de la ocurrencia del sismo de diseño. En términos cuantitativos, se considera que un sistema estructural cumple con el nivel de desempeño de ocupación inmediata si permanece elástico durante la ocurrencia del sismo. (FEMA 2000).

1.2 Objetivo General

Desarrollar una metodología de diseño basada en desempeño para la determinación de las propiedades de amortiguadores viscosos lineales y aisladores de neopreno, para controlar la respuesta dinámica de puentes carreteros durante excitaciones sísmicas intensas de tal manera que satisfagan el nivel de desempeño de ocupación inmediata.

1.3 Objetivos Específicos

- Desarrollar expresiones simplificadas para estimar la respuesta de un puente carretero que use sistemas de control de la respuesta sísmica. Se consideran puentes que puedan modelarse como un sistema de dos grados de libertad, y cuyos parámetros de diseño satisfagan las suposiciones que se hacen para plantear una teoría lineal para sistemas aislados.
- Estudiar la respuesta dinámica de puentes carreteros que utilicen amortiguadores viscosos lineales y aisladores de neopreno. Se consideran y comparan dos enfoques para estimar dicha respuesta: a) teoría dinámica no clásica; b) las expresiones simplificadas propuestas en esta tesis.
- Desarrollar un ejemplo que ilustre el uso de las expresiones como parte de una metodología de diseño basada en desplazamientos. Para ello, se considera el diseño de un puente carretero de concreto reforzado ubicado en la república de El Salvador.

1.4 Distribución del documento de tesis

El presente documento se reporta en ocho capítulos. El primero presenta la introducción y los objetivos del trabajo. El segundo describe las características principales de los sistemas de control bajo consideración en esta tesis.

El apartado tres presenta el sistema de dos grados de libertad propuesto y sus limitaciones. El capítulo cuatro describe los pormenores de la dinámica no clásica con que se desarrolla los análisis dinámicos paso a paso de los sistemas de dos grados de libertad. El quinto desarrolla la teoría lineal para sistemas aislados de puentes carreteros, y presenta expresiones para estimar su respuesta lateral máxima.

El capítulo seis define la representación del sismo de diseño considerado para desarrollar el ejemplo; y el séptimo las bases para una metodología de diseño basada en desplazamientos para la concepción y diseño preliminar de sistemas de control para puentes carreteros. Además, se desarrolla un ejemplo que considera el puente Nuevo Edén de San Juan, ubicado en el departamento de San Miguel en la República de El Salvador.

Finalmente, el octavo capítulo enumera las conclusiones y recomendaciones para estudios futuros.

2. SISTEMAS DE CONTROL

Tradicionalmente, las estructuras se han diseñado para el *nivel de desempeño de Seguridad de Vida*. De acuerdo a la explicación ofrecida por el documento FEMA 356, este nivel de desempeño implica, después de la ocurrencia del sismo, *daños de importancia en los componentes estructurales que a pesar de su severidad conservan para el sistema estructural un margen importante contra un colapso parcial o total*. Dentro de este contexto, el objetivo fundamental del diseño sísmico ha sido dimensionar y aportar resistencia a los componentes estructurales para evitar el colapso, aun a costa de que la estructura quede inutilizable momentánea o permanentemente después del evento sísmico.

Eventos sísmicos recientes han mostrado con claridad los problemas asociados a un diseño sísmico orientado a satisfacer el nivel de desempeño de *Seguridad de Vida*. Por un lado, los costos sociales, económicos y ambientales, consecuencia del daño por sismo han resultado inaceptablemente altos. Un ejemplo de lo anterior fueron los costos que para la sociedad Chilena tuvo el sismo de Maule. A pesar de que la cantidad de muertos estuvo alrededor de 300, las pérdidas sociales y económicas fueron enormes. En particular, uno de cada 8 chilenos salió afectado por el sismo, y su costo monetario se evaluó en una cantidad mayor que los 30 billones de dólares. Lo anterior no fue consecuencia exclusiva del daño sufrido por las estructuras de ocupación estándar, sino por las consecuencias del daño observado en estructuras esenciales. De particular interés resultaron las afectaciones importantes en los contenidos de instalaciones hospitalarias, lo que provocó la necesidad de montar con urgencia hospitales militares con el fin de atender toda aquella población que no encontró servicios en los hospitales civiles que sufrieron daño.

Si bien puede decirse que las estructuras concebidas en Chile cumplieron con el objetivo del diseño sísmico actual, la comunidad chilena y varios observadores internacionales concluyeron que los costos socio-económicos resultaron inaceptablemente altos. De hecho, y aunque no hay una disposición legal que obligue a ello, hoy en día el diseño de muchas de las estructuras esenciales en Chile incorpora el uso de sistemas de control. Esto es congruente con el hecho de que el costo total de una estructura diseñada para niveles de desempeño superiores resulta generalmente menor si se toman en consideración los costos asociados a la reparación, demolición y reconstrucción, y con aquellos asociados a la pérdida de operación (Christopoulos y Filiatrault 2006).

En años recientes, se ha incrementado el uso de dispositivos de control para modificar la respuesta de las estructuras sometidas a sismos, de tal manera que sea posible dar lugar a comportamientos que lleven a niveles de daño más acordes a las necesidades socio-económicas de

las sociedades que se desarrollan en un entorno industrializado y globalizado. Dos de las técnicas más utilizadas son el aislamiento sísmico y la adición de amortiguamiento suplementario. Entre otras cosas, la reducción en las sollicitaciones dinámicas que resulta del uso de estas técnicas resulta en un menor consumo de materiales estructurales, y por tanto, en una disminución del costo de los miembros estructurales tradicionales y del impacto ambiental de una obra.

En años anteriores, se llegó a considerar que el costo de los sistemas de control de la respuesta sísmica era tan alto que esto se constituía en un factor decisivo en términos de la decisión de incluirlos o no. Sin embargo, el uso extendido que se ha dado a estas tecnologías en algunos países, y por tanto, la disminución de su costo de manufactura ha resultado en que hoy en día, su incorporación a proyectos reales resulte en una reducción del costo total de la estructura en el mediano y largo plazo, y en algunos casos, en el costo directo de construcción.

Las Figuras 2.1 y 2.2 ilustran el efecto de la adición de amortiguamiento suplementario y aislamiento sísmico en un sistema estructural. Considere que el periodo (T) del marco mostrado en la Figura 2.1a es de $0.8 s$, y que posee un porcentaje de amortiguamiento crítico (ζ) de 5%. Conforme muestra la Figura 2.2, esta estructura desarrollaría una pseudo-aceleración de $0.9g$ y un desplazamiento de $14 cm$ si permaneciera elástica durante el sismo. Si se añade amortiguamiento suplementario por medio de un dispositivo como el mostrado en la Figura 2.1b, de tal manera que se alcance un ζ de 20%, la estructura exhibiría demandas de pseudo-aceleración y desplazamiento de $0.41g$ y $8 cm$, respectivamente. Si conforme a lo considerado en la Figura 2.1c, además del amortiguamiento suplementario se añadiera un sistema de aislamiento que incrementara el valor de T a $2.2 s$, se conseguiría disminuir la aceleración espectral a $0.21g$ (aunque esto vendría acompañado con un desplazamiento a $28 cm$). Nótese que si bien el sistema de aislamiento resulta en un aumento del desplazamiento lateral, es precisamente este sistema el que absorbe la mayor parte de dicho desplazamiento, de tal manera que el marco tiende a desplazarse lateralmente como cuerpo rígido.

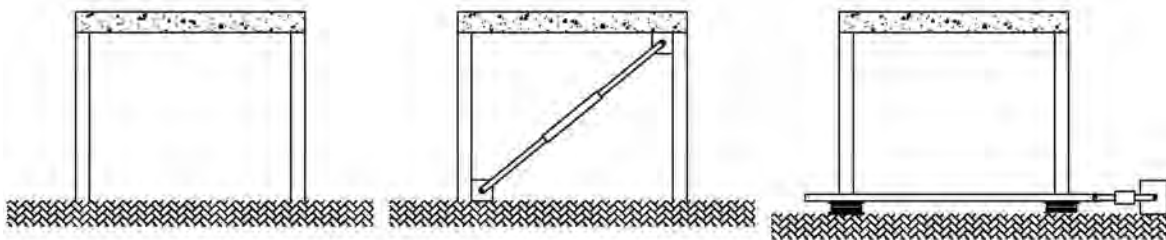


Figura 2.1 Marco estructural: a) empotrado en la base; (b) empotrado con amortiguamiento suplementario; (c) aislado con amortiguamiento suplementario (Adaptado de Christopoulos y Filiatrault 2006)

Es común que el amortiguamiento suplementario sea aportado por dispositivos histeréticos (fluencia y fricción) o disipadores viscosos. En cuanto al aislamiento sísmico, suelen usarse

apoyos de neopreno (simples o con núcleo de plomo) o sistemas de fricción. Tanto los amortiguadores como los aisladores pueden exhibir una respuesta lineal o no lineal. En muchos casos, la naturaleza de su respuesta dinámica depende de manera importante de las demandas de desplazamiento, de tal manera que es conveniente usar metodologías basadas en desplazamientos para su concepción y diseño sísmico (Priestley *et al* 2007).

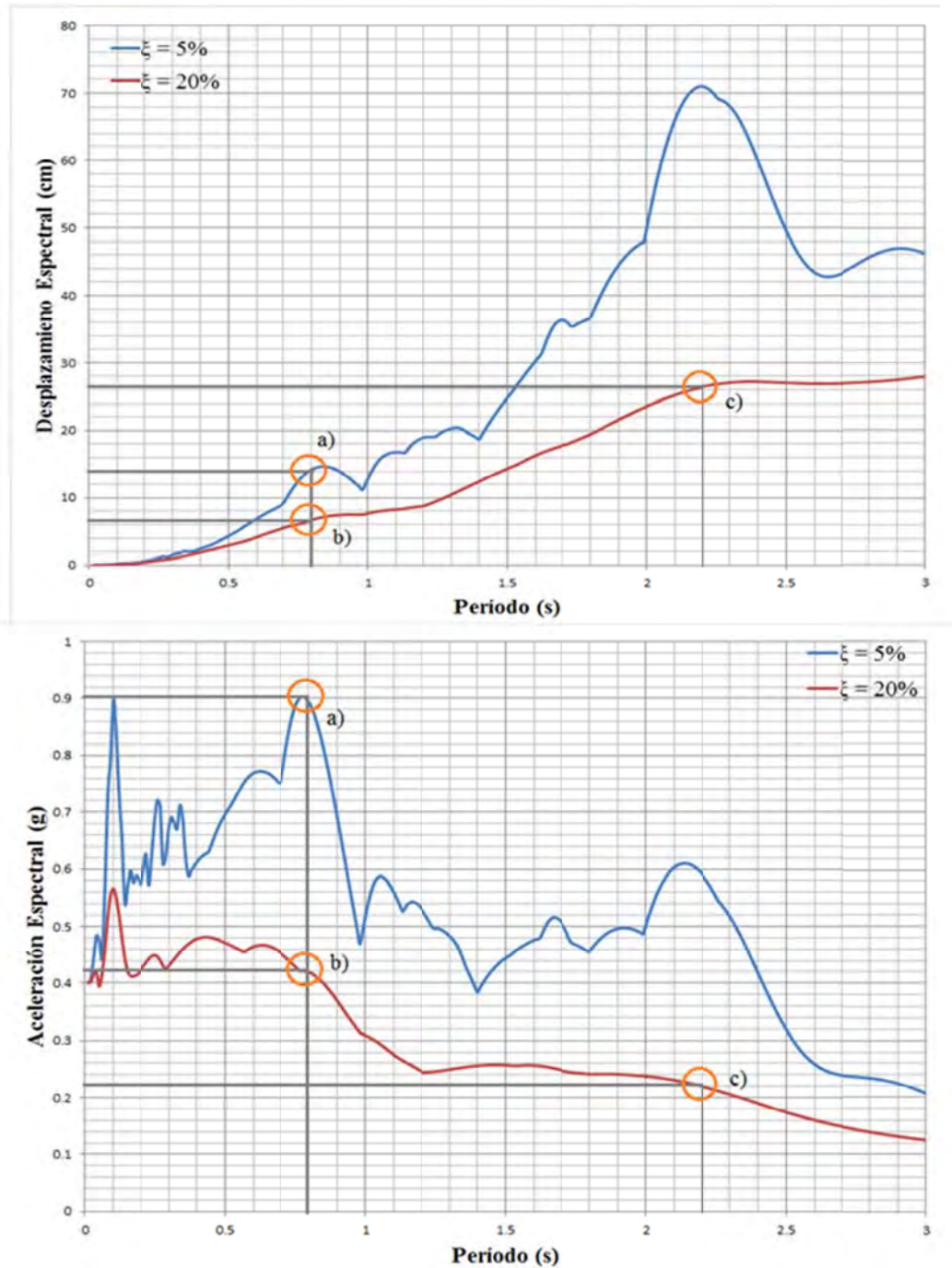


Figura 2.2 Espectros de pseudo-aceleración y desplazamiento para acelerograma registrado durante el sismo de El Salvador (cortesía del Departamento de Mecánica Estructural, Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas")

2.1 Ventajas de los sistemas de control de la respuesta sísmica

Con base en lo discutido en párrafos anteriores, pueden enumerarse algunos aspectos relevantes del uso de sistemas de control:

- Uso de rigidez efectiva con el propósito de cambiar el período fundamental de vibración del sistema estructural y, con base en ello, reducir sus demandas de aceleración y desplazamiento lateral.
- Incremento del amortiguamiento y capacidad de disipación de energía con el propósito de reducir las demandas de desplazamiento lateral.
- Uso de fusibles estructurales para concentrar el daño por sismo y hacer posible una respuesta elástica de los miembros estructurales tradicionales.
- Manejo de diferentes rigideces en los sub-sistemas estructurales para controlar el nivel de carga que llega a ellos.

2.2 Tipos de sistemas de control de respuesta sísmica

Los sistemas de control de la respuesta sísmica pueden agruparse en diferentes categorías. La principal clasificación normalmente los agrupa de acuerdo al tipo de control que aportan a la estructura, sea esto por medio de amortiguamiento o de aislamiento. Una segunda manera de clasificarlos es a partir del mecanismo con que desarrollan su función. Con base en esto, la Tabla 2.1 resume los sistemas de control de mayor uso en zonas de alta sismicidad. Para el estudio que aquí se presenta, se considera el uso de apoyos de neopreno complementados con amortiguadores viscosos, ambos con comportamiento lineal, para controlar la respuesta lateral de subestructuras de puentes.

2.3 Amortiguadores viscosos lineales

Un amortiguador viscoso es un dispositivo que disipa energía a través de las velocidades relativas que se desarrollan entre sus puntos de conexión (Christopoulos y Filiatrault 2006). El comportamiento del flujo del amortiguador es tal que da lugar a una alta disipación de energía por medio de empujar líquido de silicón a través de una serie de orificios especialmente diseñados. La fuerza desarrollada se da fuera de fase (ortogonal) con respecto a las fuerzas internas desarrolladas por los miembros estructurales del sistema estructural tradicional. La Figura 2.3

muestra un disipador viscoso. Vale la pena mencionar que la fuerza viscosa axial que desarrolla el dispositivo se da debido al diferencial de presiones que exhibe el líquido a ambos lados del cabezal del pistón.

Tabla 2.1 Sistemas de control de la respuesta sísmica
(adaptado de Christopoulos y Filiatrault 2006)

Sistemas de Amortiguamiento Suplementario		Sistemas de Aislamiento
Pasivo	Activo	
Metálico	Arriostamiento	Elastomérico
Fricción	Masa 'Sintonizada'	Neopreno con Núcleo de Plomo
Viscoelástico	Rigidez Variable	Neopreno de Alto Amortiguamiento
Viscoso	Amortiguamiento Variable	Metálico
Masa 'Sintonizada'	Piezoeléctrico	Extrusión de Plomo
Autocentrables	Reológico	Péndulo de Fricción

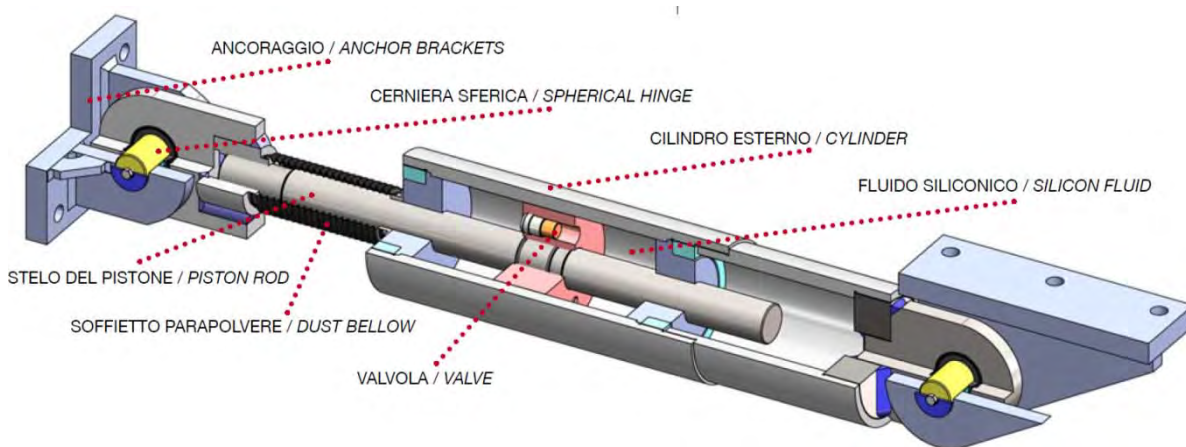


Figura 2.3 Amortiguador Viscoso (ALGA S.p.A. 2010)

La fuerza desarrollada por un dispositivo viscoso puede caracterizarse desde un punto de vista analítico mediante la siguiente expresión (Christopoulos y Filiatrault 2006):

$$F_d = C_d |\dot{u}|^\alpha \text{sgn}(\dot{u}) \quad (2.1)$$

donde C_d representa la constante de amortiguamiento propia del dispositivo, \dot{u} la velocidad relativa entre los extremos del dispositivo, y $\text{sgn}(\dot{u})$ una función que da sentido (dirección) a la fuerza. De manera similar a lo que sucede con la constante de amortiguamiento, el valor de α es propio de cada dispositivo. Un α de 1 implica un dispositivo lineal. A medida que el valor de α se reduce ($\alpha \leq 0.1$), la fuerza en el dispositivo tiende al valor de C_d (Priestley *et al* 2007).

En términos prácticos, puede decirse que un amortiguador viscoso no exhibe limitación en cuanto a su capacidad de desplazamiento (esta queda acotada por la longitud del pistón). Sin embargo, un incremento en la longitud del pistón reduce la eficiencia del amortiguador debido a que aumenta el potencial de pandeo.

La Figura 2.4 muestra un tablero del puente *Rion-Antrion*. Pueden apreciarse cuatro amortiguadores en cada pila; y un quinto dispositivo (resaltado con el círculo) colocado para restringir el movimiento durante solicitaciones de baja intensidad (i.e., cargas de frenado y viento). En caso de la ocurrencia de un sismo, existe un fusible diseñado para fallar de tal manera que la resistencia a sismo quede aportada por los otros cuatro dispositivos (Priestley *et al* 2007). Es común que se use este tipo de fusibles para darle capacidad de auto-centrado a sistemas estructurales con disipadores viscosos.



Figura 2.4 Uso de amortiguadores viscosos y fusible estructural en puente Rion-Antrion (Priestley *et al* 2007).

2.4 Aisladores de Neopreno

Conforme muestra la Figura 2.5, un apoyo de neopreno consiste en un bloque de elastómero vulcanizado, reforzado con láminas de acero adheridas químicamente durante la vulcanización. El elastómero es un material macromolecular que recupera su forma y dimensiones originales una vez que se descarga después de que se le somete a una deformación provocada por una variación en sus esfuerzos internos (SETRA 2007).

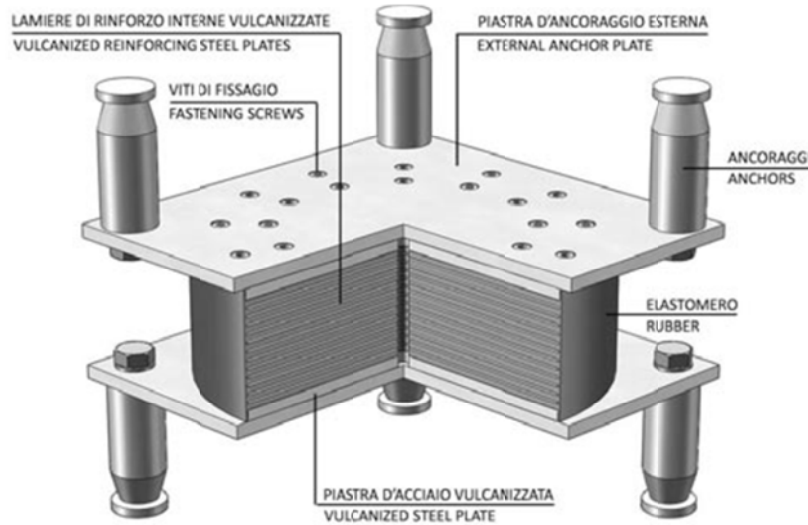


Figura 2.5 Apoyo de neopreno reforzado (ALGA S.p.A. 2010)

El apoyo de neopreno flexibiliza la base de la estructura, lo que provoca un aumento significativo de su período natural. Las propiedades del apoyo de neopreno deben determinarse de tal forma que el incremento en el período fundamental de vibración de la estructura aislada sea compatible con las demandas de aceleración y desplazamiento que hagan posible un desempeño adecuado de la misma. En el caso del sistema estructural de un puente, el uso de apoyos de neopreno conduce a un decremento importante en las demandas sísmicas impuestas a la subestructura por el tablero, pero resulta en un incremento importante en los desplazamientos de la superestructura. Este fenómeno hace necesario el uso de juntas de calzada más robustas y con mayores capacidades de deformación, y el aumento de las longitudes de los apoyos. Para calcular la rigidez lateral del apoyo de neopreno, normalmente se utiliza la siguiente expresión (SETRA 2007):

$$k_{neop} = \frac{GA}{t_{elast}} \quad (2.1)$$

donde G es el módulo de cortante; A , el área en planta del aislador; y t_{elast} , el espesor total de las láminas de neopreno. En cuanto a la deformación vertical, es usual considerar que la rigidez en esta dirección es infinita. (SETRA 2007).

Una de las principales características de un aislador de neopreno es su capacidad de desplazamiento lateral. Adicionalmente, su rigidez lateral secante es de mucha importancia, ya que para determinada demanda de desplazamiento, este parámetro determina en gran medida el período resultante del sistema. Aunque en condiciones normales el neopreno ofrece un bajo nivel de amortiguamiento viscoso, en ocasiones es posible tratarlo para incrementar de manera sustancial su porcentaje de amortiguamiento crítico.

Los principales factores que se consideran para el dimensionado de apoyos de neopreno son (MCEER 2006):

- Carga axial y lateral a la que serán sometidos.
- Espacio horizontal disponible (al incrementarse el período, se incrementan los desplazamientos del sistema, lo que da lugar a la necesidad de juntas de dilatación más grandes).
- Espacio vertical disponible (especialmente importante para casos de rehabilitación).
- Confiabilidad (se refiere a la capacidad de un apoyo de mantener constantes sus características mecánicas ante largos períodos de tiempo y situaciones ambientales variables).

La capacidad resistente ante cargas verticales de este tipo de apoyos suele ser muy alta, principalmente por la presencia de las placas metálicas vulcanizadas con el material elastomérico. Sin embargo, los efectos de esbeltez pueden reducir sustancialmente esta capacidad, particularmente a medida que aumenta la demanda de desplazamiento lateral. Este aspecto debe considerarse cuidadosamente durante el dimensionado de los aisladores.

Si se considera que los aisladores son fusibles estructurales que previenen el daño en los demás componente estructurales, es posible entender que en ocasiones su diseño y ubicación debe considerar la posibilidad de sustituirlos. Esto se ejemplifica para el caso de un puente por medio de la Figura 2.6.

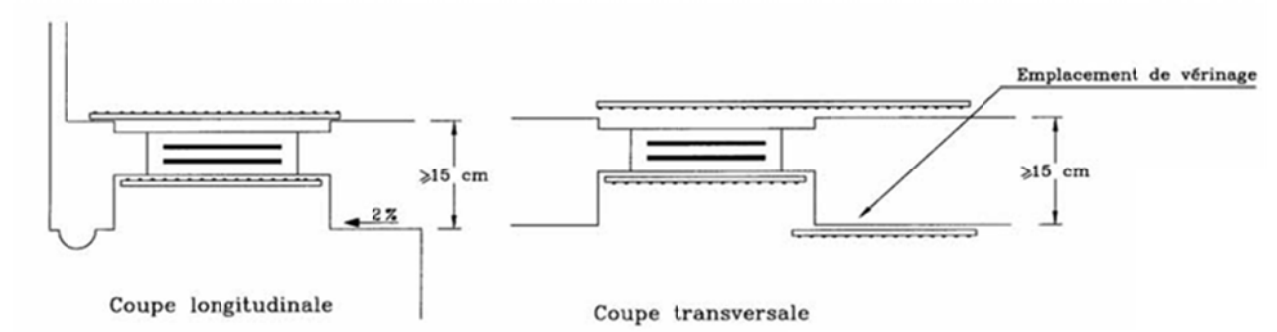


Figura 2.6 Arreglo constructivo que considera izaje de puente por medio de gatos para la sustitución de aisladores elastoméricos (SETRA 2007)

3. MODELO DE DOS GRADOS DE LIBERTAD

3.1 Introducción

Una parte muy importante del proceso de concepción y diseño estructural de un sistema de control, es el planteamiento de un modelo matemático simple que represente de forma razonable el comportamiento esperado de la estructura cuando se le sujeta a la excitación sísmica de diseño. El modelo debe prestarse a ser aplicado en la práctica profesional, debe dar estimaciones razonables de las demandas sísmicas en el sistema estructural de interés, y proveer elementos que permitan entender las acciones que deben tomarse para controlar la respuesta del sistema en términos de desplazamiento. Con base en lo anterior puede decirse que a pesar de su posible simpleza, un modelo debe incluir suficiente detalle para ser útil durante las etapas tempranas del diseño, donde deben tomarse decisiones que afectaran significativamente el resultado final del proceso de diseño.

Aunque hoy en día existen herramientas computacionales poderosas que hacen posible el planteamiento práctico de metodologías basadas en desplazamientos para sistemas de control, es importante que el ingeniero estructural tenga un base conceptual sólida que le permita interpretar adecuadamente los resultados analíticos, y le permita tomar decisiones racionales que lleven a diseños eficientes y seguros. Al final de cuentas, el responsable directo de la propuesta final es el ingeniero estructural, de tal manera que este debe entender claramente las limitaciones de las metodologías innovadoras y del uso de sistemas de control, y usar las herramientas avanzadas de modelado y análisis para que conduzcan a mejoras tangibles en términos del desempeño sísmico de las estructuras. Dentro de este contexto, vale la pena mencionar que es muy importante comprender a cabalidad las complejidades que involucran el análisis y diseño de la estructura de un puente.

Dada su naturaleza, los sistemas estructurales usados para los puentes tienen poca redundancia estructural (pocos componentes estructurales de apoyo). Los elementos de la subestructura tienden a ser esbeltos y en ocasiones salvan alturas importantes. La superestructura, principalmente el tablero y los cabezales de las pilas, tienden a acumular el peso total de la estructura. Aunque relativamente simple, el modelado del sistema estructural de un puente conlleva grandes incertidumbres, tanto en términos de la excitación sísmica (magnitud y dirección de las excitaciones sísmicas, y diferencias del movimiento del terreno en la base de las diferentes pilas), como de interacción suelo-estructura y del comportamiento de los diferentes componentes del sistema estructural (estribos, materiales, interacción flexión/cortante, etc.).

La Figura 3.1 resume, de forma general, el proceso de análisis y dimensionado de la estructura de un puente. Más que tratar de indicar un camino concreto hacia el diseño estructural de un puente, se ha añadido la figura con el fin de ilustrar la complejidad del proceso de diseño de este tipo de estructuras, y las consideraciones que deben hacerse durante dicho proceso.

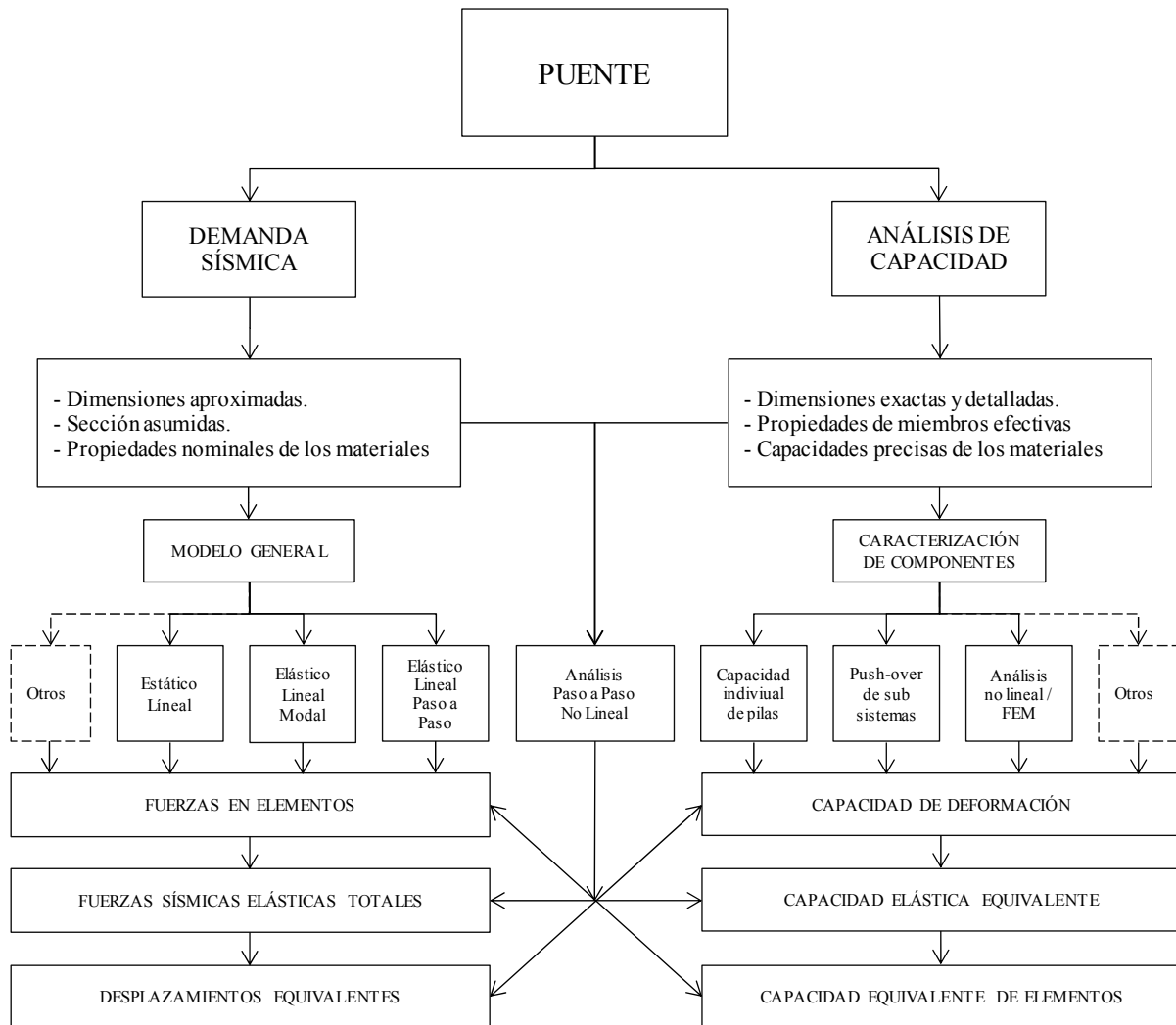


Figura 3.1 Diagrama de flujo para el análisis y diseño del sistema estructural de un puente (adaptado de Priestley *et al* 1996)

Conforme muestra la Figura 3.1, el proceso de diseño suele involucrar modelos diferentes. Mientras que algunos modelos buscan modelar el comportamiento global de la estructura con el fin de estimar demandas sísmicas (parte izquierda del diagrama de flujo); otros modelos buscan evaluar la capacidad, tanto a nivel local como a nivel global, del sistema estructural con el fin de establecer si el sistema es capaz de acomodar de manera adecuada los efectos de la excitación sísmica de diseño. Vale la pena mencionar que en términos de establecer las capacidades se

pueden plantear diferentes tipos de modelos. Por ejemplo, puede llegar a usarse un análisis estático no lineal para estudiar la acumulación de daño en un pila específica, y estudiar cómo esta transita de niveles bajos de daño hacia el colapso; o se puede plantear un análisis para evaluar el comportamiento de materiales y componentes específicos, como puede ser el análisis de las propiedades dependientes del tiempo del concreto para dimensionar el sistema de presfuerzo del tablero.

Al final de cuentas, existe cierto consenso en cuanto a la naturaleza general del modelo que debe usarse para establecer las demandas sísmicas a nivel global, y dentro de este contexto, es común modelar la estructura de los puentes por medio de modelos de uno o dos grados de libertad de acuerdo a la condición de apoyo que se da entre la superestructura y la subestructura. Cuando se tiene una condición de empotramiento (continuidad) entre estos componentes suele usarse un sistema de un grado de libertad. Conforme a lo mostrado en la Figura 3.2, en caso de que la superestructura quede soportada sobre un arreglo de apoyos independientes, suele recurrirse a un modelo de dos grados de libertad. Por ejemplo, para el caso de un sistema soportado sobre apoyos de neopreno y amortiguadores viscosos, Hwang y Tseng (2005) plantean el modelo ilustrado en la Figura 3.3. De hecho, este modelo de dos grados de libertad será el usado en esta tesis para deducir las expresiones de diseño en que se basa la metodología aquí propuesta. En la Figura 3.3, m_d es la masa tributaria del tablero (*deck*); k_b , la rigidez lateral de los apoyos de neopreno (*bearing*); ζ_d , el porcentaje de amortiguamiento crítico aportado por el disipador viscoso (*damper*); y m_p , k_p y ζ_p , la masa, rigidez lateral y porcentaje de amortiguamiento crítico, respectivamente, de la subestructura (*pier*).

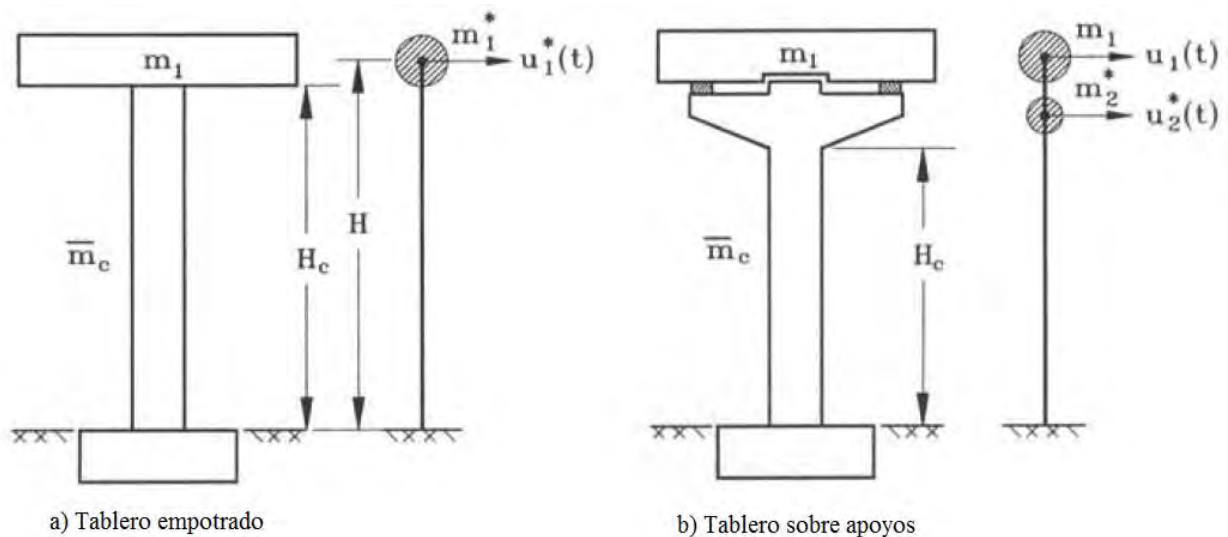


Figura 3.2 Modelo de uno y dos grados de libertad para sistema estructural de un puente (adaptado de Priestley *et al* 1996)

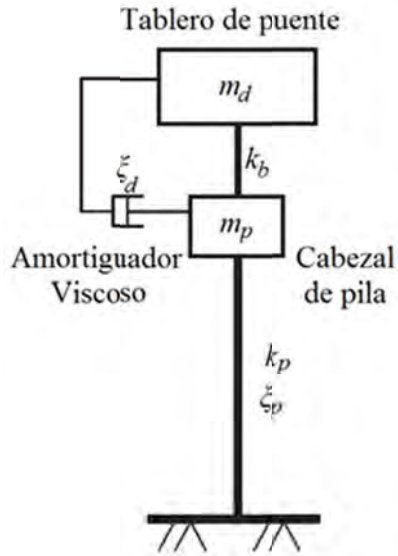


Figura 3.3 Modelo de dos grados de libertad adoptado para este trabajo (adaptado de Hwang y Tseng 2005)

Una de las limitaciones del modelo propuesto es que no estima de manera directa el giro en el cabezal de la pila, ni el giro impuesto a los aisladores de neopreno. Sin embargo, estos parámetros solo suelen aportar información importante para el diseño local de los amortiguadores viscosos, y no afectan de manera significativa la respuesta lateral de la pila, que es el parámetro que se busca controlar en el presente estudio. Dentro de este contexto y tal como se ilustra en la Figura 3.4, lo que se busca con el uso del modelo de dos grados de libertad es tener una estimación directa de los desplazamientos laterales del tablero y la pila de tal manera de establecer de manera rápida que combinaciones de propiedades estructurales para el sistema de aislamiento y los amortiguadores viscosos, son capaces de controlar las demandas de desplazamiento de tal manera de mantener a la subestructura en su rango elástico de comportamiento y controlar las deformaciones laterales en los apoyos de neopreno dentro de límites aceptables.

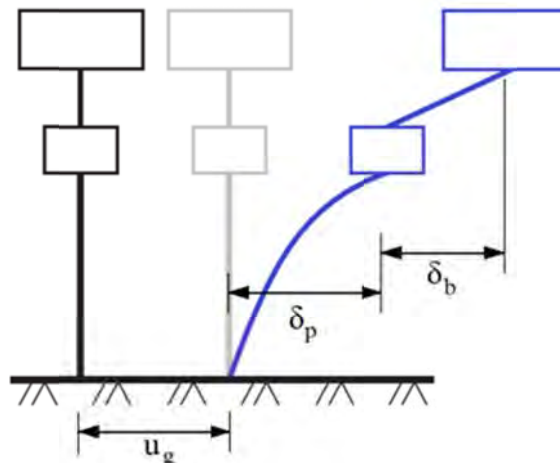


Figura 3.4 Grados de libertad bajo consideración para el modelo de dos grados de libertad

Cabe mencionar que el modelo de dos grados de libertad no siempre resultará adecuado para el modelado del sistema estructural de un puente. En particular, el modelo aplica bien a la dirección longitudinal, en la cual no se esperan giros de importancia. En el caso de la dirección transversal, la aplicabilidad del modelo depende de las particularidades del sistema estructural. En particular, el uso del modelo daría resultados cuestionables para tableros flexibles. En el caso de tableros rígidos, sería posible obtener, por medio de un diseño adecuado de las rigideces laterales relativas de las componentes del sistema, un comportamiento similar al implicado por el modelo de dos grados de libertad. Lo anterior implicaría liberar el desplazamiento lateral del tablero en los estribos, práctica poco usual en Latinoamérica (esto crearía la necesidad de tomar esto en cuenta durante el diseño de la junta de dilatación). La Figura 3.5 ilustra la variación de la respuesta transversal de un puente en función de la rigidez del tablero, su condición de apoyo en los estribos, y la existencia y ubicación de juntas. Note que el modelo propuesto aquí aplicaría a una respuesta similar a la ilustrada en la Figura 3.5a.

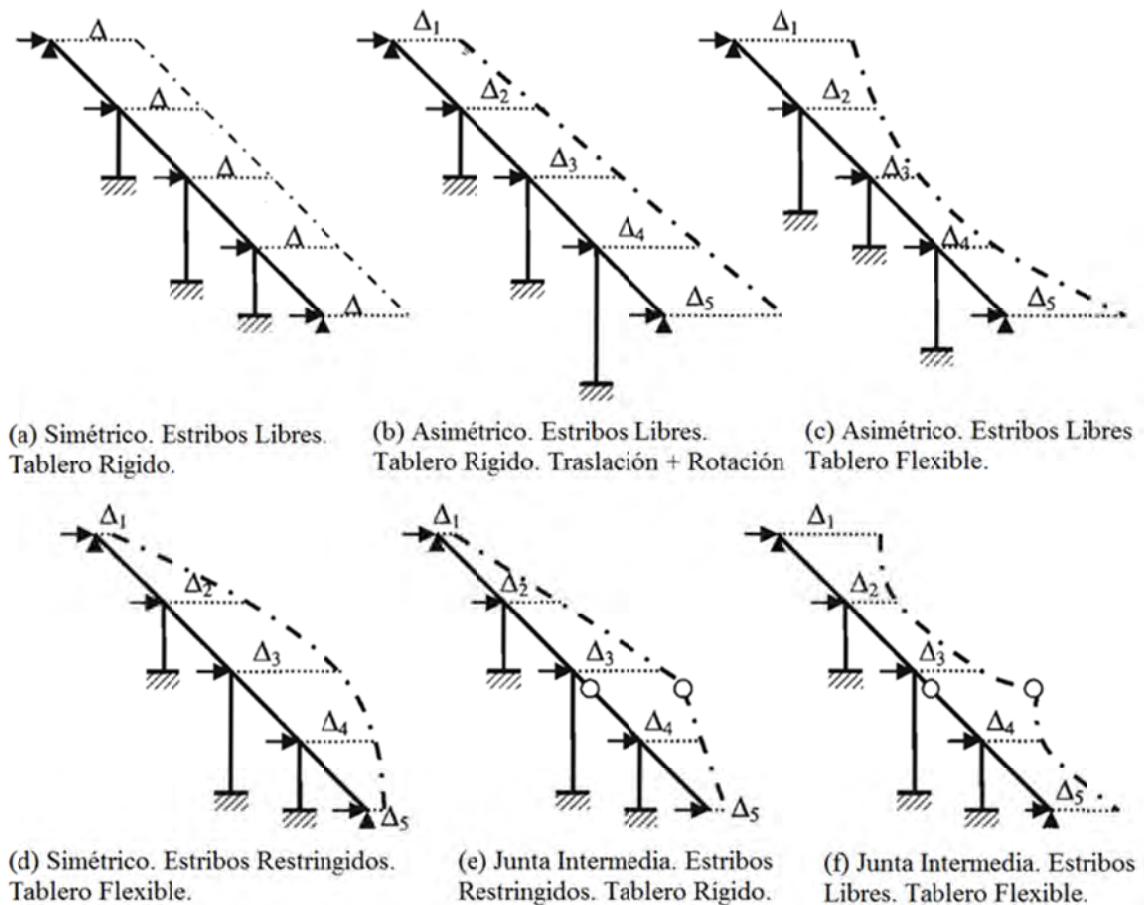


Figura 3.5 Tipos de comportamiento transversal de un puente (adaptado de Priestley *et al* 2007).

4. DINÁMICA NO CLÁSICA

La ecuación de movimiento de un sistema de N grados de libertad laterales en vibración libre puede expresarse como:

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = 0 \quad (4.1)$$

donde M , C y K son matrices de masa, amortiguamiento y rigidez lateral respectivamente. Todas estas matrices tienen dimensiones de $N \times N$. Para el caso de vibración libre sin amortiguamiento ($C = 0_{N \times N}$) con condiciones iniciales $\dot{x}(0) = 0_N$ y $\ddot{x}(0) = 0_N$, la respuesta dinámica evolucionará con el tiempo conforme a lo siguiente:

$$x(t) = \varphi \text{sen}(\omega t) \quad (4.2)$$

donde φ es un vector de formas modales y tiene dimensiones $N \times I$; y ω , un arreglo de frecuencias angulares asociadas a los diferentes modos de vibrar. Al sustituir la Ecuación 4.2 en la 4.1, se obtiene:

$$\ddot{x}(t) = -\omega^2 \varphi \text{sen}(\omega t) \quad (4.3)$$

$$-\omega^2 \varphi M \text{sen}(\omega t) + \varphi K \text{sen}(\omega t) = 0 \quad (4.4)$$

$$[-\omega^2 M + K] \varphi = 0 \quad (4.5)$$

La Ecuación 4.5 plantea un problema de valores característicos que definen la respuesta modal del sistema. Es posible usar el cociente de Rayleigh para estimar las frecuencias asociadas a los diferentes modos de vibrar (Chopra 2011):

$$\frac{\varphi^T K \varphi}{\varphi^T M \varphi} = \begin{bmatrix} \omega_1 & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & \omega_n \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

El concepto de amortiguamiento clásico, propuesto por Caughey y O’Kelly, plantea lo siguiente (Liang 1991):

$$CM^{-1}K = KM^{-1}M \quad (4.7)$$

En sistemas con amortiguamiento clásico, la matriz C es diagonal:

$$\frac{\varphi^T C \varphi}{\varphi^T M \varphi} = \begin{bmatrix} c_1^*/m_1^* & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & c_n^*/m_n^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2\xi_1\omega_1 & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & 2\xi_n\omega_n \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

de tal manera que es posible desacoplar la ecuación matricial de movimiento y representarla como una serie de N ecuaciones diferenciales escalares independientes (Chopra 2011):

$$\ddot{q}_n(t) + 2\xi_n\omega_n\dot{q}_n(t) + \omega_n^2q_n(t) = 0 \quad (4.9)$$

La solución de cada una de estas ecuaciones queda dada por:

$$q(t) = e^{-\xi\omega_n t} [\cos(\omega_d t) + \text{sen}(\omega_d t)] \quad (4.10)$$

donde ω_n es la frecuencia natural no amortiguada del modo en cuestión; ω_d , la correspondiente frecuencia natural amortiguada; y ξ el porcentaje de amortiguamiento crítico del modo. Los desplazamientos del sistema, $x(t)$, se obtienen al superponer (combinación lineal) la aportación de los diferentes modos de vibrar (Chopra 2011):

$$x(t) = \sum_{n=1}^N \varphi_n q_n(t) = \varphi_1 q_1(t) + \varphi_2 q_2(t) + \cdots + \varphi_n q_n(t) \quad (4.11)$$

Cuando la matriz de amortiguamiento no satisface el criterio impuesto por la Ecuación 4.7, se dice que el sistema exhibe amortiguamiento no clásico. En el último caso, conviene hacer una transformación de variables para replantear la Ecuación 4.1 (Liang 1991):

$$v(t) = \dot{x}(t) \quad (4.12)$$

$$\ddot{x}(t) = \dot{v}(t) \quad (4.13)$$

La Ecuación 4.1 puede reescribirse de la siguiente forma:

$$\ddot{x}(t) = -M^{-1}Kx(t) - M^{-1}C\dot{x}(t) = \dot{v}(t) \quad (4.14)$$

Al sustituir las Ecuaciones 4.12 y 4.13 en la 4.14 se obtiene lo siguiente:

$$\begin{Bmatrix} \dot{x}(t) \\ \dot{v}(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [0]_{N \times N} & [I]_{N \times N} \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x(t) \\ v(t) \end{Bmatrix} \quad (4.15)$$

Las fuerzas de amortiguamiento y elásticas (desarrolladas en los miembros estructurales del sistema tradicional) quedan desfasadas debido al desfase existente entre las velocidades y desplazamientos del sistema estructural. Debido a esto, los modos de vibrar usan una representación de matemática compleja para considerar explícitamente la existencia de estos dos tipos de fuerza y su desfase (Liang 1991):

$$\varphi = \varphi_r + \varphi_i \quad (4.16)$$

$$q(t) = q_r(t) + iq_i(t) = e^{-\xi\omega_n t} [\cos(\omega_d t) + i \operatorname{sen}(\omega_d t)] \quad (4.17)$$

Al considerar las relaciones de Euler, la Ecuación 4.17 resulta en:

$$q(t) = e^{-\xi\omega_n t} [e^{\xi\omega_d t}] \quad (4.18)$$

$$q(t) = e^{\lambda t} \quad (4.19)$$

Bajo consideración de la solución propuesta por Liang (1991):

$$x(t) = \varphi q(t) + \varphi^* p^*(t) \quad (4.19)$$

$$x(t) = \varphi e^{\lambda t} + \varphi^* e^{\lambda^* t} \quad (4.20)$$

$$\dot{x}(t) = \varphi \lambda e^{\lambda t} + \varphi^* \lambda^* e^{\lambda^* t} \quad (4.20)$$

En términos de los modos de vibrar:

$$\begin{Bmatrix} x(t) \\ v(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \varphi & \varphi^* \\ \varphi\lambda & \varphi^*\lambda^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e^{\lambda t} \\ e^{\lambda^* t} \end{Bmatrix} \quad (4.21)$$

$$\begin{Bmatrix} \dot{x}(t) \\ \dot{v}(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \varphi & \varphi^* \\ \varphi\lambda & \varphi^*\lambda^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \lambda & 0 \\ 0 & \lambda^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e^{\lambda t} \\ e^{\lambda^* t} \end{Bmatrix} \quad (4.22)$$

Sustituyendo las Ecuaciones 4.21 y 4.22 en la 4.15, se tiene que:

$$\begin{bmatrix} \varphi & \varphi^* \\ \varphi\lambda & \varphi^*\lambda^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \lambda & 0 \\ 0 & \lambda^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e^{\lambda t} \\ e^{\lambda^* t} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [0]_{NxN} & [I]_{NxN} \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varphi & \varphi^* \\ \varphi\lambda & \varphi^*\lambda^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e^{\lambda t} \\ e^{\lambda^* t} \end{Bmatrix} \quad (4.23)$$

El manejo algebraico de la expresión 4.23 lleva a dos ecuaciones que representan los valores y vectores característicos del problema:

$$\begin{bmatrix} [0]_{NxN} & [I]_{NxN} \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varphi \\ \lambda\varphi \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \lambda\varphi \\ \lambda^2\varphi \end{Bmatrix} \quad (4.24)$$

$$\begin{bmatrix} [0]_{NxN} & [I]_{NxN} \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varphi^* \\ \lambda^*\varphi^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \lambda^*\varphi^* \\ \lambda^{*2}\varphi^* \end{Bmatrix} \quad (4.25)$$

La solución de uno de estos problemas de valores característicos implica la resolución del otro. La obtención de los valores característicos de un sistema no amortiguado por medio de las Ecuaciones 4.5 y 4.24 arroja:

$$\det \left(\begin{bmatrix} -\lambda[I]_{NxN} & [I]_{NxN} \\ -M^{-1}K & -\lambda[I]_{NxN} \end{bmatrix} \right) = \det(\lambda^2[I]_{NxN} + M^{-1}K) = 0 \quad (4.26)$$

Los valores característicos quedan dados como $\lambda^2 = -\omega^2$ o bien $\lambda = \pm i\omega_n$. Para el sistema sin amortiguamiento, la parte real de λ es igual a cero y la imaginaria establece las frecuencias naturales del sistema. De manera congruente, la parte real de φ es igual a cero, y la imaginaria establece las formas modales del sistema no amortiguado. Dichas formas modales contienen nodos o puntos estacionarios (Liang 1991). En el caso general de la Ecuación 4.26, tanto la parte real como la imaginaria ayudan a establecer las propiedades dinámicas del sistema. En el caso particular de las frecuencias, la parte real de λ es igual a $-\zeta\omega_n$, y la imaginaria a $\omega_n(|\zeta^2 - 1|)^{1/2}$. De manera congruente, las formas modales contienen tanto la parte real como la imaginaria, y a diferencia de lo que se observa en sistemas no amortiguados, en las formas modales complejas no existen puntos estacionarios.

Para el caso de una estructura aislada sometida a una aceleración aleatoria del terreno, la Ecuación 4.1 puede reescribirse conforme a lo siguiente (Naeim 1999):

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = -Mr\ddot{u}_g \quad (4.27)$$

donde r es un vector que acopla los grados de libertad de la estructura y la aceleración del terreno (\ddot{u}_g), y las demás variables representan las características del sistema aislado.

Para resolver la Ecuación 4.27 y obtener la respuesta en términos de aceleraciones, velocidades y desplazamientos del sistema aislado, puede utilizarse el método planteado por Willems (1983) para la representación de estados de sistemas invariantes finitos y lineales. Si se reformula la Ecuación 4.15 y se considera el movimiento del terreno se tiene:

$$\begin{Bmatrix} \dot{x}(t) \\ \dot{v}(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [0] & [I] \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x(t) \\ v(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [0] \\ [I]\{r\} \end{bmatrix} \ddot{u}_g \quad (4.28)$$

Renombrando los diferentes términos de la Ecuación 4.28:

$$\{\dot{X}\} = \begin{Bmatrix} \dot{x}(t) \\ \dot{v}(t) \end{Bmatrix} \quad (4.29)$$

$$[A] = \begin{bmatrix} [0] & [I] \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix} \quad (4.30)$$

$$\{X\} = \begin{Bmatrix} x(t) \\ v(t) \end{Bmatrix} \quad (4.31)$$

$$[B] = \begin{bmatrix} [0] \\ [I]\{r\} \end{bmatrix} \quad (4.32)$$

$$\{u\} = \ddot{u}_g \quad (4.33)$$

es posible reescribir dicha ecuación:

$$\{\dot{X}\} = [A]\{X\} + [B]\{u\} \quad (4.34)$$

Y de forma similar a como se planteó la Ecuación 4.15, es posible establecer que:

$$\begin{Bmatrix} \{x_i(t)\} \\ \{\dot{x}_i(t)\} \\ \{\ddot{x}_i(t)\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [I] & [0] \\ [0] & [I] \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{x_i(t)\} \\ \{\dot{x}_i(t)\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \{0\} \\ \{0\} \\ \{0\} \end{bmatrix} \ddot{u}_g \quad (4.35)$$

Renombrando los diferentes términos de la Ecuación 4.35:

$$\{Y\} = \begin{Bmatrix} \{x_i(t)\} \\ \{\dot{x}_i(t)\} \\ \{\ddot{x}_i(t)\} \end{Bmatrix} \quad (4.36)$$

$$[C] = \begin{bmatrix} [I] & [0] \\ [0] & [I] \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix} \quad (4.37)$$

$$[D] = \begin{bmatrix} \{0\} \\ \{0\} \\ \{0\} \end{bmatrix} \quad (4.38)$$

es posible reescribir dicha ecuación:

$$\{Y\} = [C]\{X\} + [B]\{u\} \quad (4.39)$$

Las Ecuaciones 4.34 y 4.39 representan las ecuaciones de estado del sistema. Mientras la primera define la ecuación de entrada, la segunda establece la salida o respuesta del sistema. La solución a estas ecuaciones fue programada por Zúñiga y Terán (2012); y ha sido modificada para usarse en el presente trabajo para sistemas aislados de puentes carreteros. Esto se discute en detalle en el Capítulo 5 de este trabajo.

5. TEORÍA LINEAL

Este capítulo desarrolla una teoría lineal para estimar la respuesta lateral, en términos de demandas de desplazamiento, de un sistema estructural que pueda modelarse de acuerdo al sistema de dos grados de libertad presentado en el Capítulo 3 de este documento. El sistema de dos grados de libertad se ilustra en la Figura 5.1. En la figura m_d y m_p son las masas del tablero y la pila del puente, respectivamente; k_b y k_p , las rigideces laterales del sistema de aislamiento y la subestructura del puente, respectivamente; y c_b y c_p las constantes de amortiguamiento del sistema de aislamiento y la subestructura, respectivamente. u_g representa el movimiento del terreno. El enfoque presentado a continuación se basa en el desarrollado por Naiem et. al (1999) para sistemas aislados de dos grados de libertad.

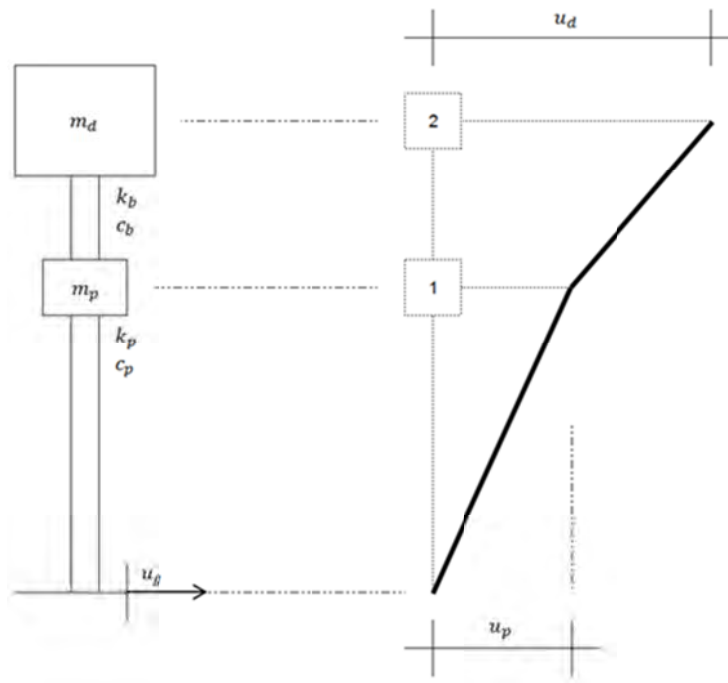


Figura 5.1 Modelo de dos grados de libertad para puentes aislados

5.1 Períodos y formas modales

La forma matricial de las ecuaciones de movimiento para el sistema de dos grados de libertad puede plantearse como:

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} m_d & 0 \\ 0 & m_p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_d \\ \ddot{v}_p \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & -c_b \\ -c_b & c_b + c_p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_d \\ \dot{v}_p \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_p & -k_b \\ -k_b & k_p + k_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_d \\ v_p \end{Bmatrix} \\ = - \begin{bmatrix} m_d & 0 \\ 0 & m_p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \end{aligned} \quad (5.1)$$

En forma compacta:

$$[M]\ddot{V} + [C]\dot{V} + [K]V = -M\{R\}\ddot{u}_g \quad (5.2)$$

Considere la frecuencia natural del sistema bajo la consideración de una superestructura que exhiba continuidad respecto a la pila (no hay sistema de aislamiento y k_b es infinita):

$$\omega_p^2 = \frac{k_p}{m_d + m_p} \quad (5.3)$$

Ahora considere la frecuencia natural del sistema bajo la consideración de un tablero aislado sobre una pila infinitamente rígida (k_p es infinita):

$$\omega_d^2 = \frac{k_b}{m_d} \quad (5.3)$$

Se define el parámetro γ como el siguiente cociente de masas:

$$\gamma = \frac{m_d}{m_d + m_p} \quad (5.5)$$

Bajo la consideración de que la masa de los tableros suele ser considerablemente mayor a aquella de la subestructura, puede decirse que el valor de γ normalmente oscila entre 0.80 y 0.95 (cercano a la unidad).

Se define además el parámetro ε como el siguiente cociente de frecuencias:

$$\varepsilon = \frac{\omega_p^2}{\omega_d^2} = \frac{k_p}{k_b} \frac{m_d}{m_d + m_p} \quad (5.6)$$

Bajo la consideración de que la rigidez de la pila es mucho mayor que la correspondiente al sistema de aislamiento, puede decirse que el valor de ε normalmente será igual o mayor que 10 (mucho mayor que la unidad).

Si m denota la masa total del sistema (m_d+m_p), el problema de valores característicos para el sistema de dos grados de libertad puede plantearse como:

$$\begin{vmatrix} k_p - \omega^2 m_d & -k_b \\ -k_b & (k_b + k_p) - \omega^2 m_p \end{vmatrix} = 0 \quad (5.7)$$

Al dividir la primera fila del determinante por m_d , y la segunda fila por m_d+m_p se tiene:

$$\begin{vmatrix} \omega_d^2 - \omega^2 & -\omega_d^2 \\ -\gamma \omega_d^2 & (\gamma \omega_d^2 + \omega_p^2) - (1 - \gamma)\omega^2 \end{vmatrix} = 0 \quad (5.8)$$

El desarrollo del determinante lleva a que:

$$(\omega_d^2 - \omega^2)[(\gamma \omega_d^2 + \omega_p^2) - (1 - \gamma)\omega^2] - \gamma \omega_d^4 = 0 \quad (5.9a)$$

$$(1 - \gamma)\omega^4 - (\omega_d^2 + \omega_p^2)\omega^2 + \omega_d^2 \omega_p^2 = 0 \quad (5.9b)$$

Y los valores característicos del sistema pueden estimarse como:

$$\omega^2 = \frac{(\omega_d^2 + \omega_p^2) \pm \sqrt{(\omega_d^2 + \omega_p^2)^2 - 4(1 - \gamma)(\omega_d^2 \omega_p^2)}}{2(1 - \gamma)} \quad (5.10a)$$

$$2(1 - \gamma)\omega^2 = (\omega_d^2 + \omega_p^2) \pm (\omega_d^2 - \omega_p^2) \sqrt{1 + \frac{4\gamma \omega_d^2 \omega_p^2}{(\omega_d^2 - \omega_p^2)^2}} \quad (5.10b)$$

El argumento del radical contemplado en las Ecuaciones 5.10 puede expandirse conforme a lo siguiente:

$$(1 + x)^n = 1 + nx + n(n - 1) \frac{x^2}{2!} + n(n - 1)(n - 2) \frac{x^3}{3!} + \dots \quad (5.11)$$

De acuerdo a la Ecuación 5.11, la Ecuación 5.10b puede expresarse como:

$$2(1 - \gamma)\omega^2 = (\omega_d^2 + \omega_p^2) \pm (\omega_d^2 - \omega_p^2) \left[1 + \frac{1}{2} \frac{4\gamma \omega_d^2 \omega_p^2}{(\omega_d^2 - \omega_p^2)^2} - \frac{1}{8} \frac{16\gamma^2 \omega_d^4 \omega_p^4}{(\omega_d^2 - \omega_p^2)^4} + \dots \right] \quad (5.12)$$

$$2(1 - \gamma)\omega^2 = (\omega_d^2 + \omega_p^2) \pm \left[(\omega_d^2 - \omega_p^2) + \frac{2\gamma \omega_d^2 \omega_p^2}{(\omega_d^2 - \omega_p^2)} - \frac{2\gamma^2 \omega_d^4 \omega_p^4}{(\omega_d^2 - \omega_p^2)^3} + \dots \right] \quad (5.13)$$

Mientras que la mayor raíz de la Ecuación 5.13 se estima como:

$$2(1 - \gamma)\omega_1^2 = \omega_d^2 + \omega_p^2 + \omega_d^2 - \omega_p^2 + \frac{2\gamma\omega_d^2\omega_p^2}{(\omega_d^2 - \omega_p^2)} - \frac{2\gamma^2\omega_d^4\omega_p^4}{(\omega_d^2 - \omega_p^2)^3} \quad (5.14)$$

$$2(1 - \gamma)\omega_1^2 = 2\omega_d^2 + \frac{\frac{2\gamma\omega_d^2\omega_p^2}{\omega_p^2}}{\frac{(\omega_d^2 - \omega_p^2)}{\omega_p^2}} - \frac{\frac{2\gamma^2\omega_d^4\omega_p^4}{\omega_p^6}}{\frac{(\omega_d^2 - \omega_p^2)^3}{\omega_p^6}} \quad (5.15)$$

$$2(1 - \gamma)\omega_1^2 = 2\omega_d^2 - \frac{2\gamma\omega_d^2}{\left(1 - \frac{1}{\varepsilon}\right)} + \frac{2\gamma^2}{\left(1 - \frac{1}{\varepsilon}\right)^3} \quad (5.16)$$

$$2(1 - \gamma)\omega_1^2 \approx 2\omega_d^2 - 2\gamma\omega_d^2 \quad (5.17)$$

$$\omega_1^2 \approx \omega_d^2 \quad (5.18)$$

la menor se estima como:

$$2(1 - \gamma)\omega_2^2 = \omega_d^2 + \omega_p^2 - \omega_d^2 + \omega_p^2 - \frac{2\gamma\omega_d^2\omega_p^2}{(\omega_d^2 - \omega_p^2)} + \frac{2\gamma^2\omega_d^4\omega_p^4}{(\omega_d^2 - \omega_p^2)^3} \quad (5.19)$$

$$2(1 - \gamma)\omega_2^2 = 2\omega_p^2 - \frac{2\omega_p^2}{(1 - \varepsilon)} + \frac{2\gamma^2\omega_p^2}{\omega_d^2(1 - \varepsilon)^3} \quad (5.20)$$

$$\omega_2^2 \approx \frac{\omega_p^2}{1 - \gamma} \quad (5.21)$$

Con los valores estimados para las frecuencias a partir de las Ecuaciones 5.18 y 5.21, puede plantearse el problema de vectores característicos:

$$|[K] - \omega^2[M]|\{\varphi\} = 0 \quad (5.22)$$

$$\begin{vmatrix} \omega_d^2 - \omega^2 & -\omega_d^2 \\ -\gamma\omega_d^2 & (\gamma\omega_d^2 + \omega_p^2) - (1 - \gamma)\omega^2 \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} \varphi^d \\ \varphi^p \end{Bmatrix} = 0 \quad (5.23)$$

Para el modo fundamental de vibración, se tiene que:

$$\begin{vmatrix} \omega_d^2 - \omega^2 & -\omega_d^2 \\ -\gamma\omega_d^2 & (\gamma\omega_d^2 + \omega_p^2) - (1 - \gamma)\omega^2 \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} \varphi^d \\ \varphi^p \end{Bmatrix} = 0 \quad (5.24)$$

Para $\varphi^p = 1$, la Ecuación 5.24 resulta en que:

$$-\gamma\omega_d^2\varphi^d + (2\gamma + \varepsilon - 1)\omega_d^2 = 0 \quad (5.25)$$

$$\varphi^d = \left(\frac{2\gamma}{\gamma} + \frac{\varepsilon}{\gamma} - \frac{1}{\gamma}\right) \approx \frac{\varepsilon}{\gamma} \quad (5.26)$$

De manera similar, es posible establecer que para $\varphi^p = 1$ el segundo modo resulta en que:

$$\varphi^d = -\frac{1 - \gamma}{\varepsilon + \gamma - 1} \quad (5.27)$$

La Tabla 5.1 resume las aproximaciones para los valores y vectores característicos que según la teoría lineal corresponden al sistema de dos grados de libertad.

Tabla 5.1 Valores y vectores característicos de sistema aislado de dos grados de libertad

MODO	VALORES	VECTORES
1	$\omega_1 = \omega_d$	$\varphi_1 = \begin{Bmatrix} \varepsilon/\gamma \\ 1 \end{Bmatrix}$
2	$\omega_2 = \frac{\omega_p}{\sqrt{1-\gamma}}$	$\varphi_2 = \begin{Bmatrix} -\frac{1-\gamma}{\varepsilon} \\ 1 \end{Bmatrix}$

5.2 Masas efectivas

Bajo la consideración de los mismos supuestos hechos para establecer las frecuencias y modos de vibrar para los dos modos de vibrar del sistema, a continuación se estiman las masas efectivas de cada modo:

$$M_i^* = \varphi_i^T MR \quad (5.28)$$

$$R = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (5.29)$$

$$M_1^* = \begin{Bmatrix} \varepsilon/\gamma \\ 1 \end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} m_d & 0 \\ 0 & m_p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} = m_p + \frac{\varepsilon m_d}{\gamma} \approx \frac{\varepsilon m_d}{\gamma} \quad (5.30)$$

$$M_2^* = \begin{Bmatrix} -\frac{1-\gamma}{\varepsilon} \\ 1 \end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} m_d & 0 \\ 0 & m_p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} = m_p + \frac{m_d(1-\gamma)}{(\varepsilon + \gamma - 1)} \approx m_p \quad (5.31)$$

$$m_i^* = \varphi_i^T M \varphi_i \quad (5.32)$$

$$m_1^* = \begin{Bmatrix} \varepsilon/\gamma \\ 1 \end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} m_d & 0 \\ 0 & m_p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon/\gamma \\ 1 \end{Bmatrix} = m_p + \frac{\varepsilon^2 m_d}{\gamma^2} \approx \frac{\varepsilon^2 m_d}{\gamma^2} \quad (5.33)$$

$$m_2^* = \begin{Bmatrix} -\frac{1-\gamma}{\varepsilon} \\ 1 \end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} m_d & 0 \\ 0 & m_p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -\frac{1-\gamma}{\varepsilon} \\ 1 \end{Bmatrix} = m_p + \frac{m_d(1-\gamma)^2}{(\varepsilon + \gamma - 1)^2} \approx m_p \quad (5.34)$$

5.3 Factores de participación modal

Bajo la consideración de los mismos supuestos hechos para establecer las frecuencias y modos de vibrar para los dos modos de vibrar del sistema, a continuación se estiman los factores de participación modal:

$$\beta_i = \frac{M_i^*}{m_i^*} \quad (5.35)$$

$$\beta_1 = \frac{\frac{\varepsilon m_d}{\gamma}}{\frac{\varepsilon^2 m_d}{\gamma^2}} = \frac{\gamma}{\varepsilon} \quad (5.36)$$

$$\beta_2 = \frac{m_p}{m_p} = 1 \quad (5.37)$$

5.4 Amortiguamientos modales

Bajo la consideración de los mismos supuestos hechos para establecer las frecuencias y modos de vibrar para los dos modos de vibrar del sistema, a continuación se estiman los porcentajes de amortiguamiento crítico correspondientes a los dos modos:

$$C_i^* = \varphi_i^T C \varphi_i \quad (5.38)$$

$$C_1^* = \left\{ \begin{matrix} \varepsilon/\gamma \\ 1 \end{matrix} \right\}^T \begin{bmatrix} c_b & -c_b \\ -c_b & c_b + c_p \end{bmatrix} \left\{ \begin{matrix} \varepsilon/\gamma \\ 1 \end{matrix} \right\} = \left(\frac{\varepsilon}{\gamma} \right)^2 c_b \quad (5.39)$$

$$C_2^* = \left\{ -\frac{1-\gamma}{\varepsilon} \right\}^T \begin{bmatrix} c_b & -c_b \\ -c_b & c_b + c_p \end{bmatrix} \left\{ -\frac{1-\gamma}{\varepsilon} \right\} = \left(\frac{\varepsilon}{\gamma + \varepsilon - 1} \right)^2 (c_b + c_p) \approx c_b + c_p \quad (5.40)$$

$$\xi_i = \frac{C_i^*}{2m_i\omega_i} \quad (5.41)$$

$$\xi_1 = \frac{\left(\frac{\varepsilon}{\gamma} \right)^2 c_b}{2 \frac{\varepsilon^2 m_d}{\gamma^2} \omega_d} = \frac{c_b}{2m_d \omega_d} \quad (5.42)$$

$$c_b = 2m_d \xi_b \omega_d \quad (5.43)$$

$$\xi_1 = \xi_b \quad (5.44)$$

$$\xi_2 = \frac{c_b + c_p}{2m_p \frac{\omega_d}{\sqrt{1-\gamma}}} \quad (5.45)$$

$$c_p = 2(m_d + m_p) \xi_p \omega_p \quad (5.46)$$

$$\xi_2 = \frac{1}{\sqrt{1-\gamma}} \left[\xi_p + \frac{\gamma}{\sqrt{\varepsilon}} \xi_b \right] \quad (5.47)$$

5.5 Combinación modal y respuesta máxima

La respuesta dinámica de sistemas estructurales con periodos de vibrar que se encuentren lo suficientemente separados (como sucede en el caso del sistema de dos grados de libertad), puede estimarse al combinar las respuestas modales por medio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados:

$$R_{max}^n = \sqrt{\sum (\beta_i \varphi_i^n R_i)^2} \quad (5.48)$$

Bajo estas circunstancias y para el caso del tablero, la demanda de desplazamiento se estima como:

$$\delta_{max}^d = \sqrt{(\beta_1 \varphi_1^d SD_1)_{\xi_1}^2 + (\beta_2 \varphi_2^d SD_2)_{\xi_2}^2} \quad (5.49)$$

$$\delta_{max}^d = \sqrt{(SD_1)_{\xi_1}^2 + \left(\frac{1-\gamma}{\varepsilon} SD_2\right)_{\xi_2}^2} = (SD_1)_{\xi_1} \quad (5.50)$$

Y la del cabezal como:

$$\delta_{max}^p = \sqrt{(\beta_1 \varphi_1^p SD_1)_{\xi_1}^2 + (\beta_2 \varphi_2^p SD_2)_{\xi_2}^2} \quad (5.51)$$

$$\delta_{max}^p = \sqrt{\left(\frac{\gamma}{\varepsilon} SD_1\right)_{\xi_1}^2 + (SD_2)_{\xi_2}^2} \quad (5.52)$$

5.6 Discusión

Con base en las expresiones desarrolladas dentro del contexto de la teoría lineal, es posible discutir e interpretar algunos aspectos relevantes de la respuesta dinámica de un puente aislado. La Figura 5.2 muestra relaciones entre los valores obtenidos para las propiedades de puentes aislados a partir de las expresiones aquí desarrolladas y de análisis dinámicos refinados. Se consideran amplios intervalos de valores para ε y γ . Es posible apreciar con claridad que los cocientes de los valores estimados y los *exactos* se encuentran cercanos a uno, y que los errores que se cometen en la estimación de periodos, modos de vibrar y amortiguamientos modales se incrementa conforme se reduce el valor de ε . Una vez que el valor de ε se incrementa por encima del valor de 20, las estimaciones hechas con las expresiones propuestas están muy cerca de los valores *exactos*. Dentro del rango de valores considerados para γ , este parámetro no tiene un efecto discernible sobre el error que se comete al usar las expresiones propuestas; situación que resulta muy conveniente dado que dentro de un contexto de diseño no suele tenerse control del valor de este parámetro (normalmente no se altera el valor de la masa de un sistema estructural con fines de controlar su respuesta dinámica). Nótese además que dentro del rango de valores considerados para ε y γ (valores que representan aquellos que podrían manejarse dentro de un contexto práctico), los máximos errores que se cometen en la estimación de las propiedades dinámicas suelen ser menores al 10%.

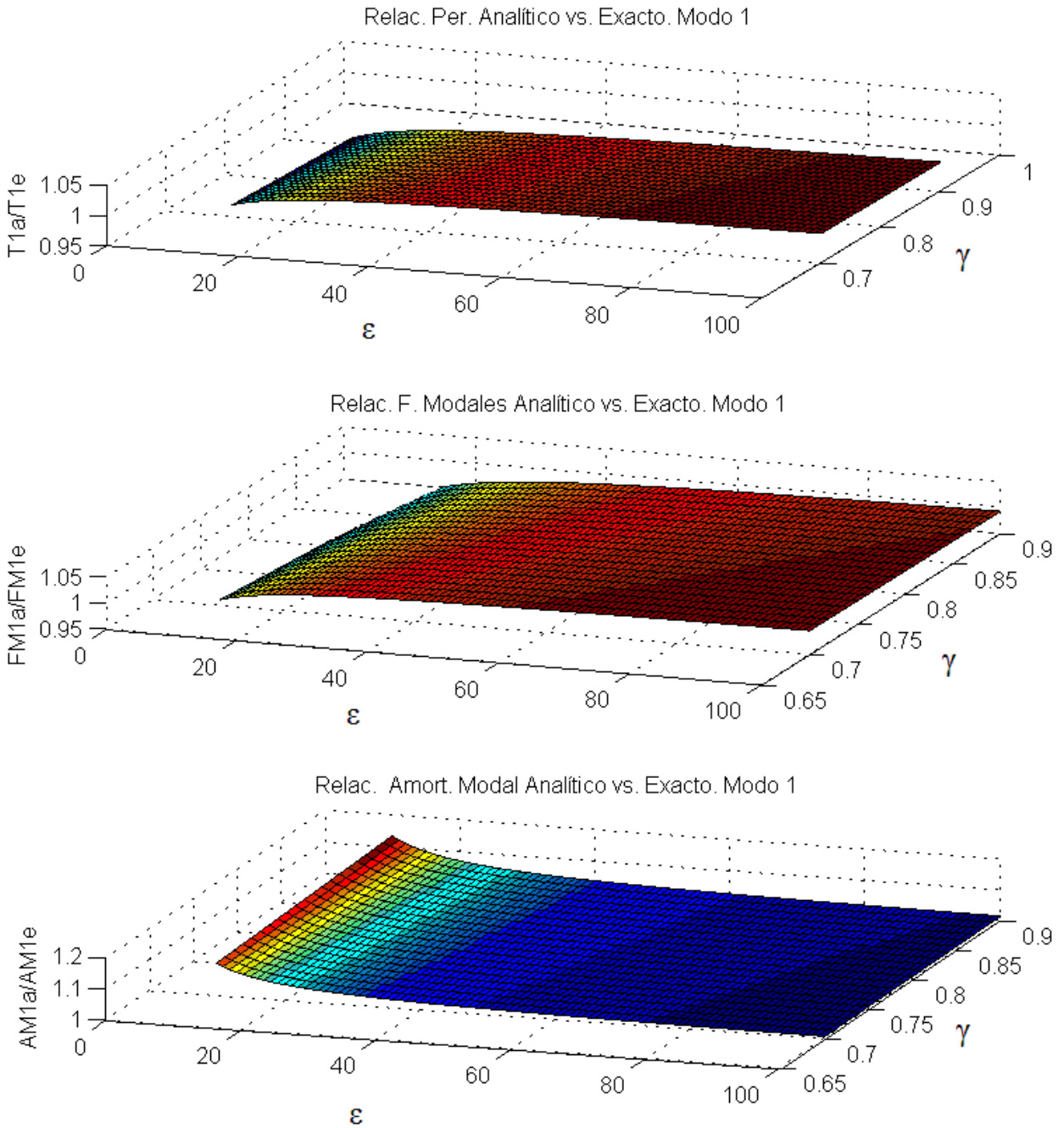


Figura 5.2 Cocientes de valores establecidos con las expresiones propuestas y análisis refinados para el primer modo de vibración

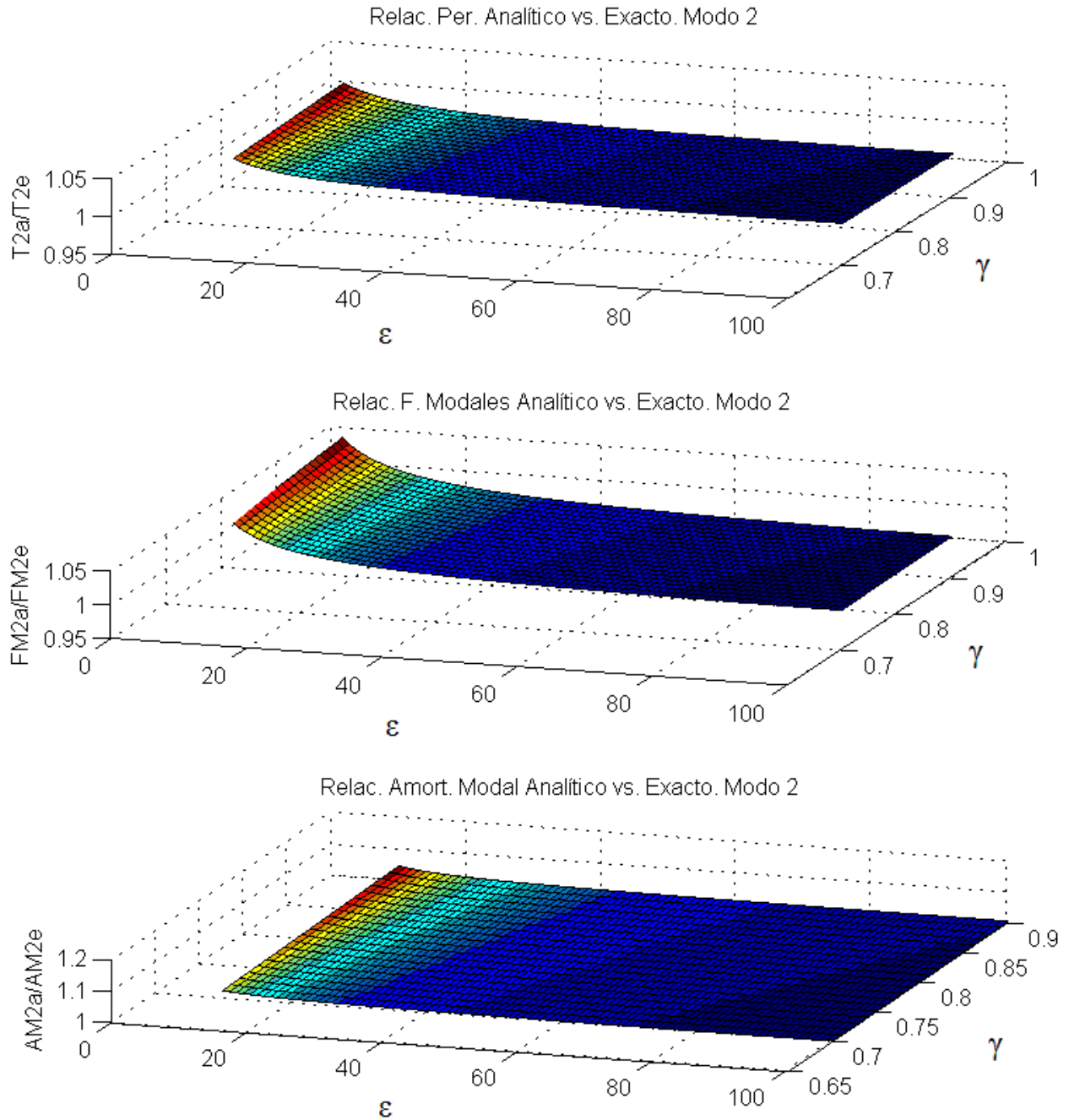


Figura 5.3 Cocientes de valores establecidos con las expresiones propuestas y análisis refinados para el segundo modo de vibración

En cuanto al valor de las frecuencias modales, es interesante notar que la frecuencia y amortiguamiento del primer modo del puente aislado son prácticamente iguales a los valores que corresponden al sistema de aislamiento. En términos de las formas modales, es posible apreciar que aislar la superestructura con respecto a la subestructura resulta en que la respuesta del primer modo de vibrar quede gobernada por el desplazamiento del tablero (esto puede observarse con claridad a partir de lo planteado en la Ecuación 5.50).

Es posible decir además que las demandas en la subestructura quedan definidas en lo esencial por la contribución del segundo modo de vibrar del puente aislado. El periodo de este segundo modo es ligeramente menor que el periodo de la pila.

El parámetro que muestra una mayor variación dentro del intervalo de valores considerados para ε y γ es el amortiguamiento modal correspondiente al segundo modo de vibrar. De hecho, resulta relativamente complejo establecer como varía el valor de este amortiguamiento en función de las propiedades estructurales de los diferentes componentes estructurales del puente aislado (esto resulta claro al ver la Ecuación 5.47). La Figura 5.3 muestra la influencia del parámetro γ y la relación de amortiguamientos del sistema de control y de la pila, en el amortiguamiento del segundo modo (se considera que el porcentaje de amortiguamiento crítico de la pila es de 5%, valor comúnmente asociado a elementos de concreto que desarrollan una deformación cercana a la de la fluencia). Vale la pena mencionar que debido a que el desplazamiento lateral de la pila (que es uno de los parámetros de respuesta que se pretende controlar en este trabajo) depende mayoritariamente de la contribución del segundo modo, resulta de mucho interés entender que combinación de propiedades de los miembros estructurales del puente aislado resulta en un incremento importante del amortiguamiento para este modo. Independientemente del valor de γ bajo consideración, el valor de ξ_2 se incrementa de manera importante conforme se reduce el valor de ε y se incrementa el porcentaje de amortiguamiento crítico del sistema de aislamiento. Note que la reducción del valor de ε queda acotada por el hecho de que para que el uso de los aisladores resulte efectivo, es recomendable que este parámetro exhiba un valor igual o mayor que 10.

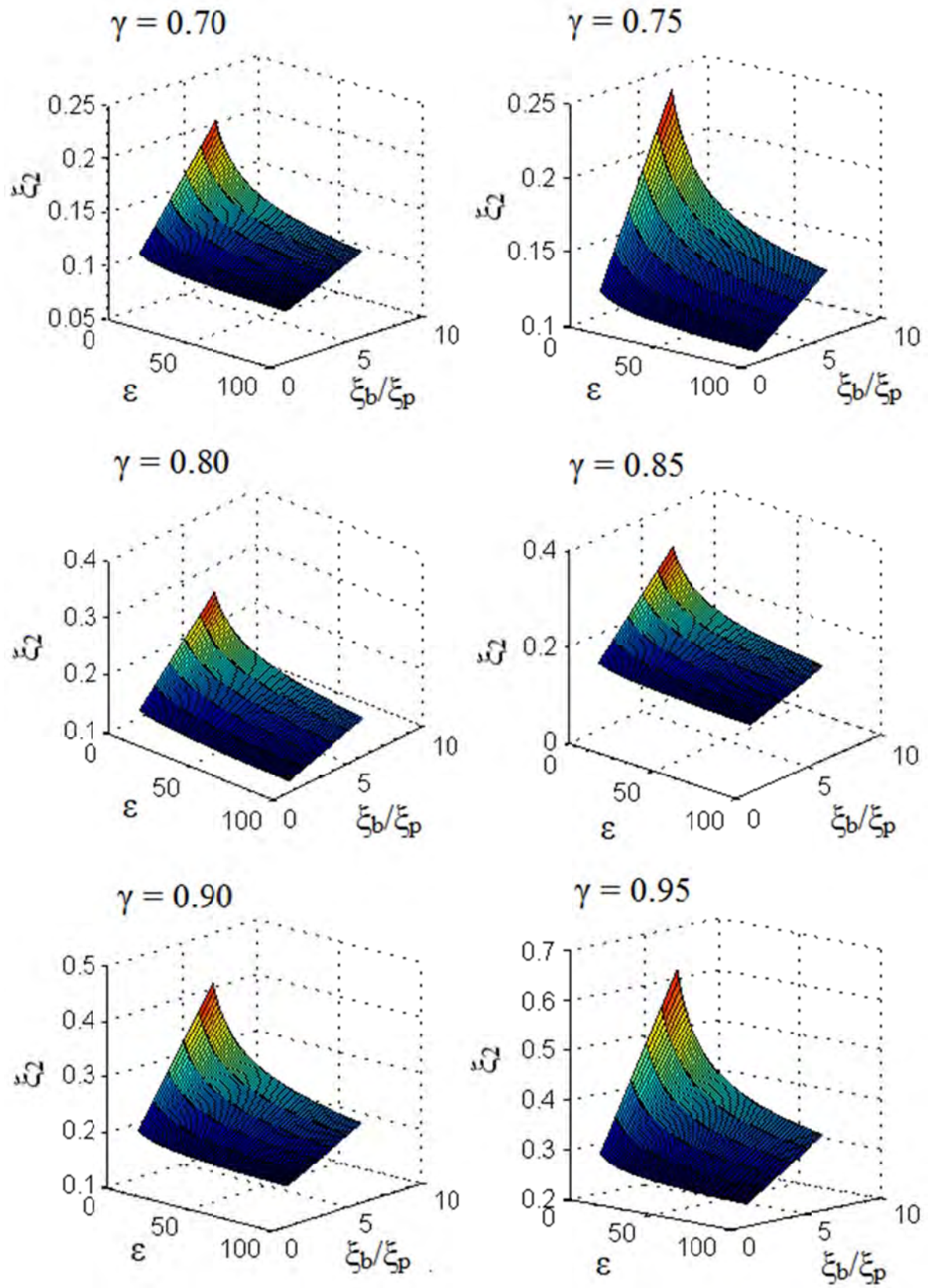


Figura 5.4 Amortiguamiento del segundo modo para diferentes valores de γ , ε y ξ_b/ξ_p

6. DEMANDA SÍSMICA

6.1 Introducción

El Salvador y sus áreas cercanas son zonas de alta sismicidad que en conjunto generan anualmente cerca de 40 sismos con magnitudes iguales o mayores que 5.0 (Salazar *et al* 2013). Entre las fuentes sismogénicas más importantes pueden mencionarse la cadena volcánica, la interface de subducción y la cresta exterior. Si se atiende el dicho del Dr. Nicholas Ambraseys del Imperial College de Londres, en cuanto a que *la naturaleza dio los terremotos a los ingenieros civiles para mantenerlos humildes* (Bommer 1994); es posible decir que en El Salvador existen *varias fuentes de humildad*.

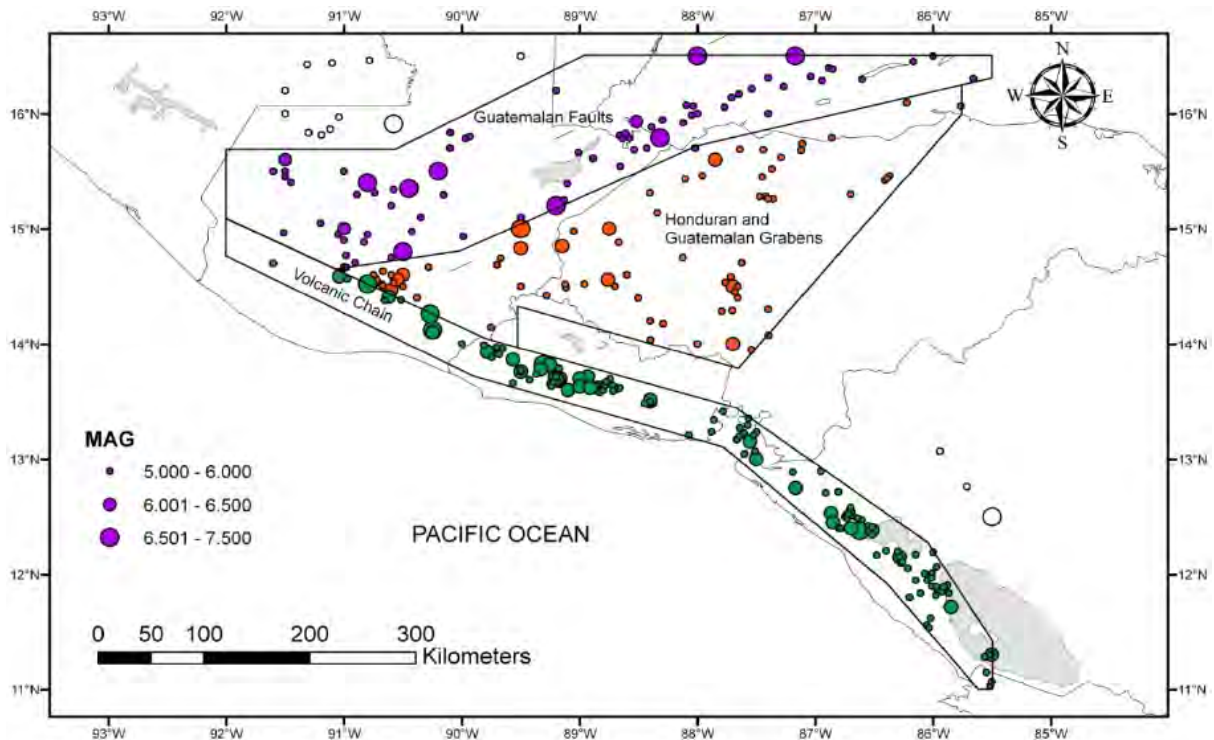


Figura 6.1 Epicentros de eventos sísmicos que han tenido origen en la Cadena Volcánica (Salazar *et al.* 2013)

La Figura 6.1 muestra con círculos verdes la ubicación de epicentros asociados a eventos sísmicos generados en la Cadena Volcánica. Estos sismos son de magnitud moderada y alcanzan magnitudes (M_w) de 6.9. Esta fuente se caracteriza por la presencia de muchas fallas de poca longitud dentro del cinturón volcánico debido al alto grado de fragilidad de la corteza de Centro

América (White *et al* 1993). Uno de los sismos más importantes de la era reciente (10 de octubre de 1986) tuvo su origen en esta fuente.

Conforme a lo mostrado en la Figura 6.2, los sismos de subducción tienen origen en la interface donde la placa de Cocos se sumerge por debajo de la placa de El Caribe. La convergencia de estas placas es de 7 a 8 *cm* al año, lo que resulta en que los eventos generados en esta fuente puedan alcanzar magnitudes de hasta 8.1 (Salazar *et al* 2013). Los eventos registrados han tenido profundidades focales que van de los 60 a los 120 *km* de profundidad. El último sismo importante registrado en esta fuente ocurrió el 13 enero de 2001.

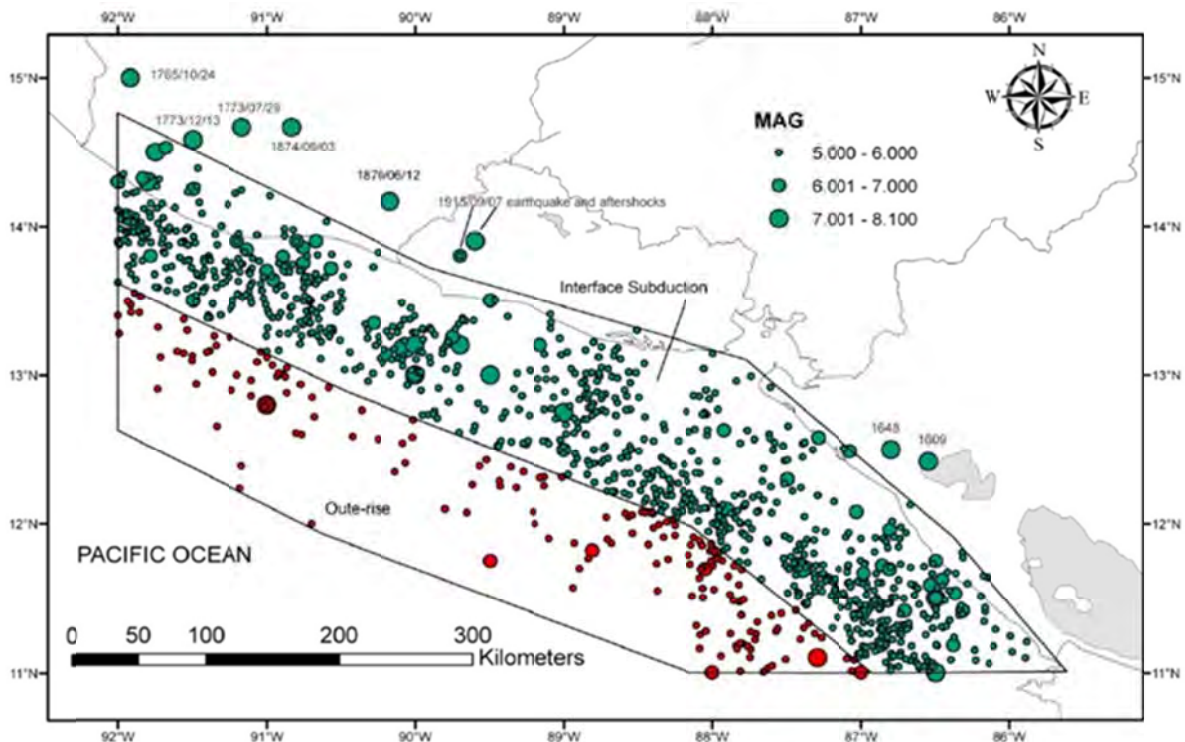


Figura 6.2 Epicentros de los eventos sísmicos que han tenido origen en la zona de subducción (Salazar *et al* 2013)

La Tabla 6.1 resume información relevante de los 5 terremotos más destructores ocurridos de 1951 a 2001. De estos, los más importantes son los que ocurrieron en octubre de 1986 y enero de 2001. La Figura 6.3 ilustra, a través de las portadas de periódicos salvadoreños importantes, la forma en que El Salvador ha vivido estos eventos.



Figura 6.3 Portadas del periódico *La Prensa Gráfica* para los sismos más destructores de los últimos años

Tabla 6.1 Detalles de los últimos cinco sismos relevantes de El Salvador

Terremoto	Fecha	Epicentro	Magnitud	Escala Mercalli
Terremoto Febrero 2001	13/02/2001	Cadena Volcánica	6.6	VIII
Terremoto Enero 2001	13/01/2013	Subducción	8	IX
Terremoto de 1986	10/10/1986	Cadena Volcánica	5.7	IX
Terremoto de 1982	19/06/1982	Subducción	7.3	VIII
Terremoto de 1965	03/05/1965	Subducción	6.5	VIII

En el ámbito de la Ingeniería Sísmica, el riesgo sísmico se evalúa conforme a lo siguiente:

$$Riesgo\ Sísmico = Peligro\ Sísmico \times Vulnerabilidad \quad (6.1)$$

El peligro sísmico establece la probabilidad de que ocurra un evento sísmico con determinada intensidad en un período de tiempo y región determinada; de tal manera que se constituye en un medio ambiente natural que puede evaluarse pero sobre el cual no se tiene control. La vulnerabilidad represente la susceptibilidad que tiene una estructura a exhibir determinado nivel de daño y pérdida cuando se le somete a un movimiento con determinada intensidad. Es posible decir que reducir la vulnerabilidad sísmica del medio construido a niveles que resulten aceptables para una sociedad humana constituye un reto para la ingeniería estructural. Dentro de este contexto, es muy importante considerar que las pérdidas que resultan del daño por sismo pueden ir mucho más allá del costo directo asociado a ese daño, sino que pueden involucrar enormes pérdidas sociales y económicas que resultan de la pérdida de operación de instalaciones necesarias para el quehacer diario y el progreso de una sociedad.

6.2 Sismo de 1986

El mediodía del 10 de octubre de 1986, un sismo de magnitud *moderada* ($M_s = 5.6$) sacudió la ciudad de San Salvador, capital de El Salvador. El epicentro se ubicó en esta ciudad, y tuvo una profundidad focal estimada en 7.3 km. Este evento cobró la vida de 1,500 personas, y más de 10,000 personas resultaron heridas. En términos monetarios, este evento resulto en pérdidas de

850 millones de dólares (1.95 billones de dólares a valor actual). Una gran cantidad de muertes y lesiones fueron consecuencia del colapso de los edificios Rubén Darío, Hotel Gran San Salvador, Edificio Dueñas y el Ministerio de Planificación (Olson 1987). Las Figuras 6.4 a 6.6 ilustran el estado de varios de estos edificios después del evento de 1986. Gran tristeza y enojo produce saber que varias de estas estructuras habían sido decretadas inhabitables después de la ocurrencia del sismo de 1965.



Figura 6.4 Colapso de los dos pisos inferiores del antiguo Gran Hotel de San Salvador (Anderson 1987)



Figura 6.5 Colapso del nivel inferior del Edificio Dueñas (Anderson 1987)



Figura 6.6 Colapso de Edificio Rubén Darío (Anderson 1987)

6.3 Sismo de 2001

Bajo este nombre se conoce a los sismos sucesivos que tuvieron lugar el 13 de enero y 13 de febrero de 2001. El primero aconteció a las 11:30 AM dentro de la zona de subducción. La profundidad focal se estimó entre 40 y 60 km, y la magnitud (M_w) en 7.7. Es importante mencionar que dicha magnitud ubica este evento como el más intenso del siglo XX para El Salvador (Ambraseys 2001). El evento principal fue precedido por una serie de réplicas, con magnitudes superiores a 5, que fueron disminuyendo en frecuencia e intensidad durante el mes posterior (Bommer 2001). Este sismo resultó en la pérdida de 944 vidas y 5,565 heridos; y en términos económicos, en pérdidas que en valor actual alcanzan los 2.2 billones de dólares. La mayoría de pérdidas humanas se debió al deslizamiento *Las Colinas*, nombrado así por haber arrasado la residencial del mismo nombre. Se estimó una magnitud (M_w) de 6.6 para el segundo sismo, y su epicentro se ubicó al sureste de la capital con una profundidad de 10 km. Este segundo evento cobró 315 vidas.

6.4 Normativa Salvadoreña

En 1996 se publicó en el *Diario Oficial* de la República de El Salvador el *Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones*. El artículo 1 establece: “*El presente Reglamento establece los requisitos mínimos para el diseño estructural, la ejecución, supervisión estructural y el uso de las construcciones con los objetivos siguientes: 1.- Garantizar las condiciones de seguridad estructural y de servicio en condiciones normales de operación y de eventos sísmicos*

moderados. 2.- Minimizar las posibilidades de colapso de las construcciones y la pérdida de vidas y lesiones a seres humanos en caso de un evento sísmico severo...”. Este reglamento contempla la Norma Técnica de Diseño por Sismo y sus comentarios, la cual define criterios para establecer la acción sísmica de diseño para las dos zonas sísmicas de El Salvador (ver Figura 6.8).



Figura 6.7 Deslizamiento de talud, Residencial Las Colinas (Bommer 2001)

La Figura 6.9 muestra los espectros elásticos de diseño para las dos zonas sísmicas. La documentación de la norma no aclara las consideraciones hechas para establecer estos espectros; y falta información relevante, tal como sería el período de retorno bajo consideración.

6.5 Demanda sísmica considerada

Para el presente estudio se utilizaron historias de aceleración del terreno registradas por la red de acelerógrafos de El Salvador. La Figura 6.10 muestra la ubicación de los diferentes aparatos que constituyen la red. Se consideran en particular acelerogramas correspondientes a los eventos de octubre de 1986, y de enero y febrero 2001. Los registros fueron proporcionados por el Departamento de Mecánica Estructural de la Universidad Centroamericana *José Simeón Cañas*; y

se escalaron de tal manera que su aceleración máxima fuera igual a $0.4g$, que es el valor de diseño que conforme a la norma corresponde a la Zona I.



Figura 6.8 Zonificación Sísmica de El Salvador (adaptado de la *Norma Técnica de Diseño por Sismo*, SNET 2002)

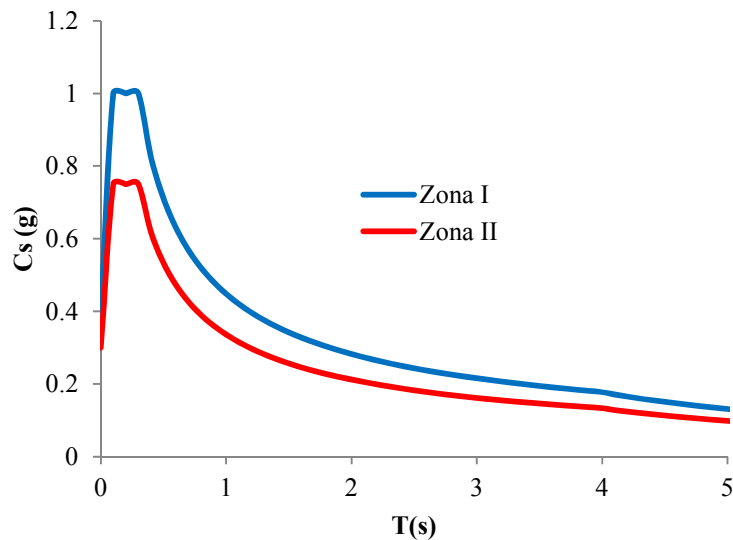


Figura 6.9 Espectros de diseño según la *Norma Técnica de Diseño por Sismo*

En términos del ejemplo por desarrollarse en el capítulo siguiente, es posible considerar diferentes valores de porcentaje de amortiguamiento crítico para el sistema de aislamiento. Debido a esto, se establecieron espectros de pseudo-aceleración y desplazamiento para diferentes valores de amortiguamiento. Dichos espectros se presentan en las Figuras 6.11 y 6.12, respectivamente. Note

que los espectros mostrados reflejan las características de movimientos del terreno generados en terrenos rocosos o firmes, y que en conjunto son una buena representación numérica para el sismo de diseño especificado por la norma salvadoreña para la Zona I. Estos espectros presentados es la envolvente de todos los espectros generados a partir de los registros considerados.

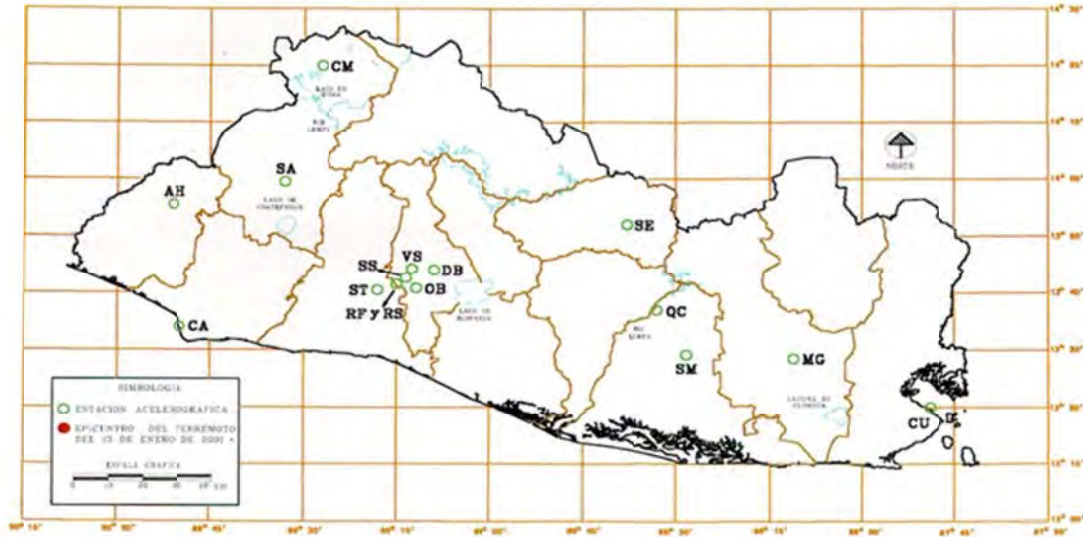


Figura 6.10 Ubicación de aparatos que conforman la Red Nacional de Acelerógrafos (SNET 2002)

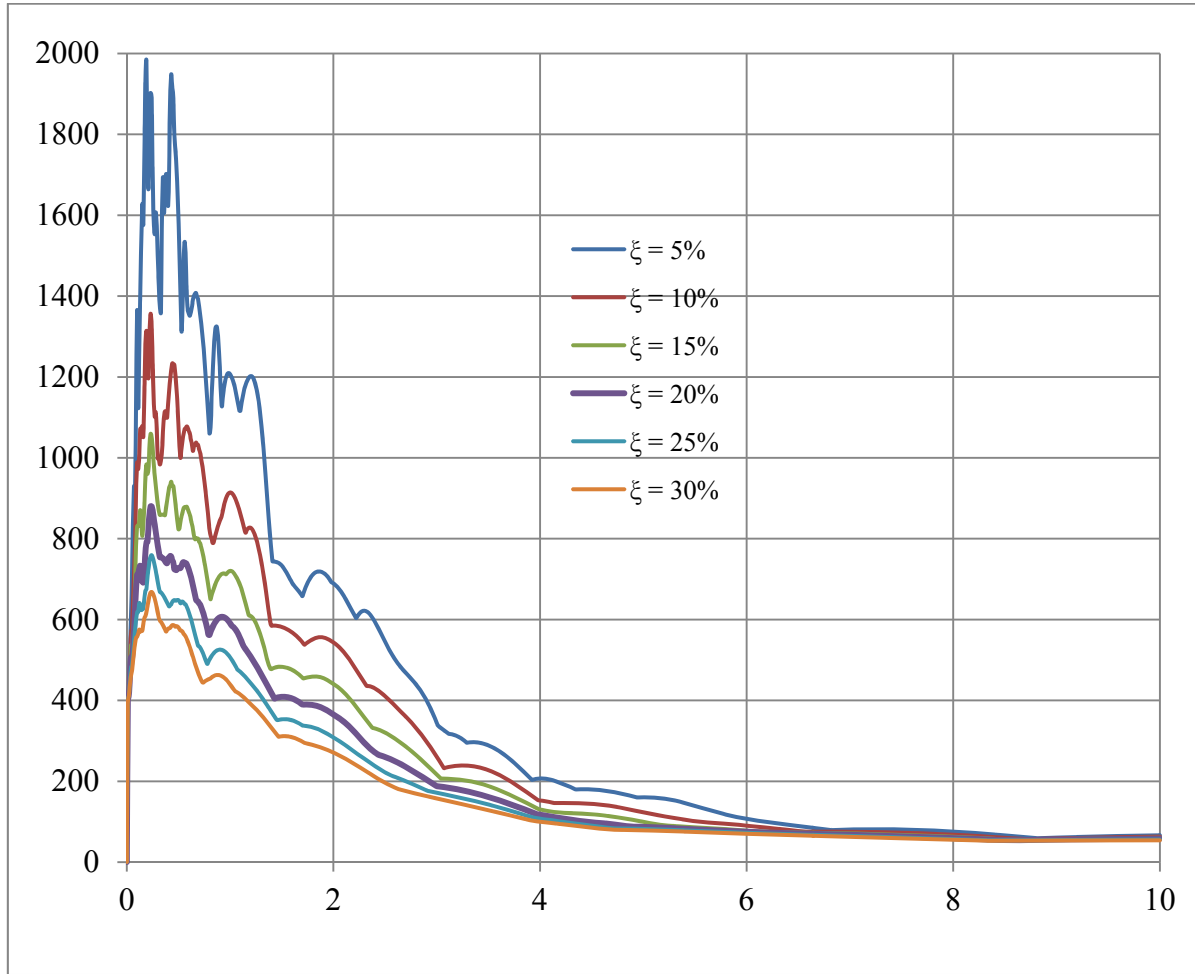


Figura 6.11 Espectros de pseudo-aceleración (PSA (cm/s²) vs T (s) para acelerogramas bajo consideración)

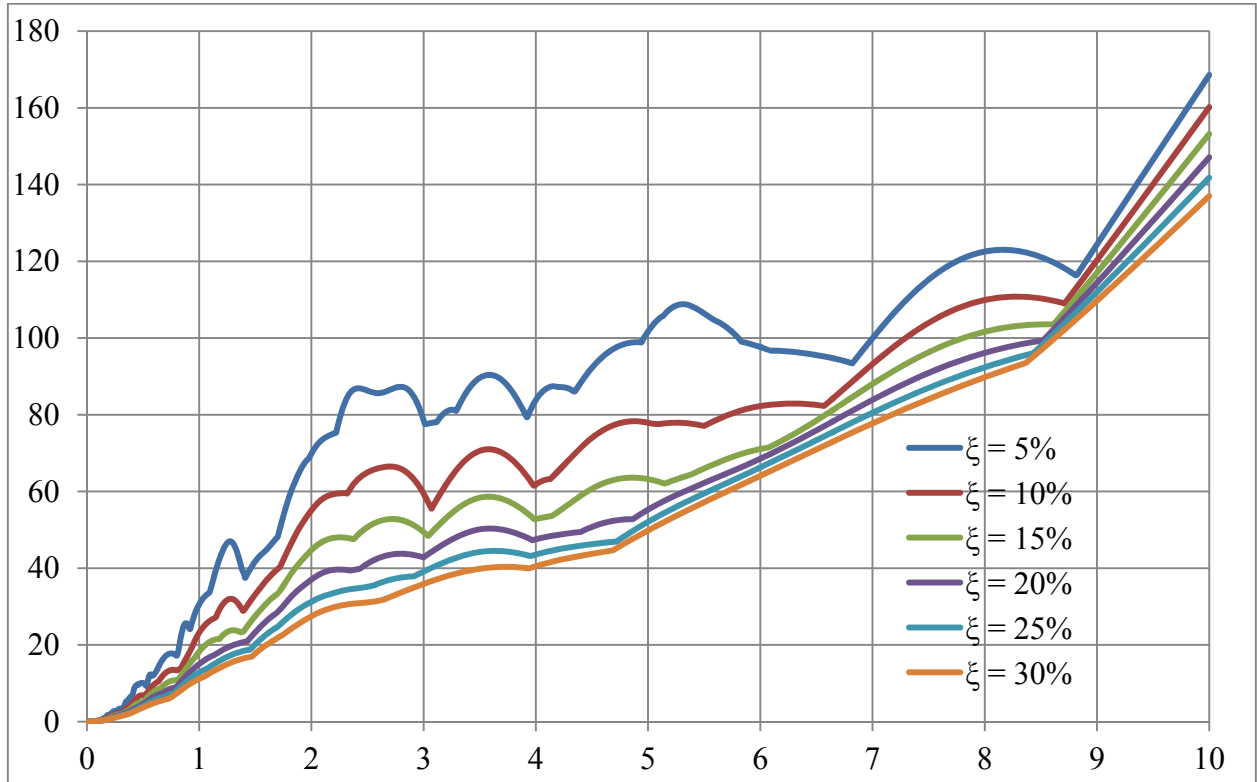


Figura 6.12. Espectros de desplazamiento (PSD (cm) vs T(s) para acelerogramas bajo consideración

7. EJEMPLO DE DISEÑO

7.1 Estructura bajo consideración

Para el presente estudio se escogió el puente que cruza el río Lempa, a la altura de Nuevo Edén de San Juan, departamento de San Miguel. Este puente se encuentra ubicado en la Republica de El Salvador. La Figura 7.1 muestra una vista aérea del sitio donde se ubica el puente.

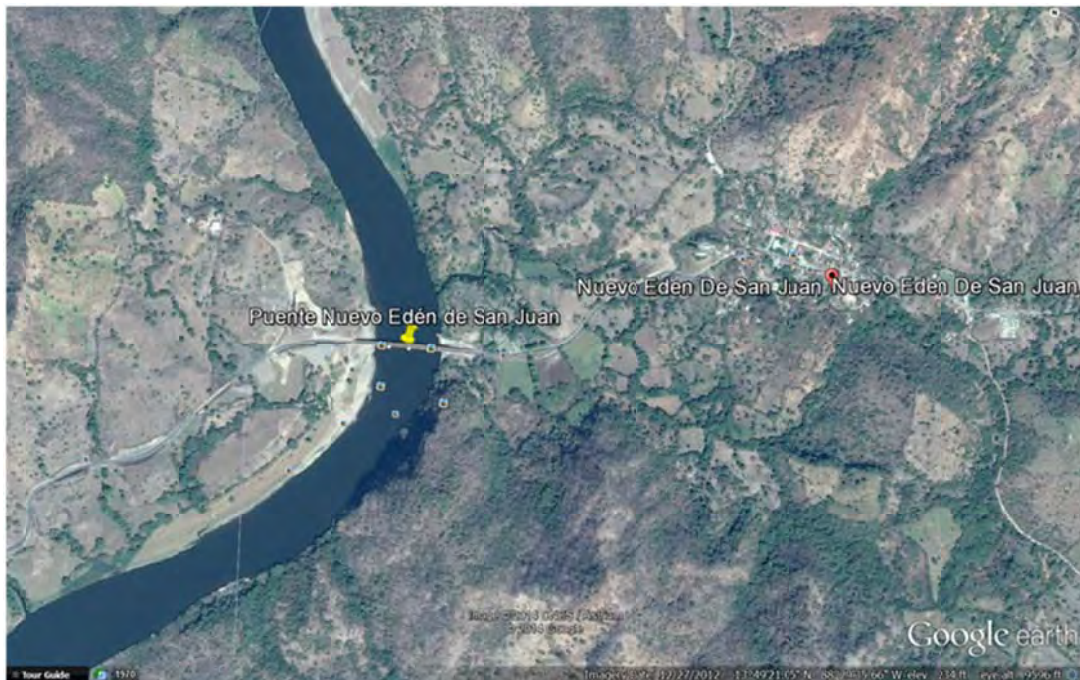


Figura 7.1 Ubicación de puente sobre río Lempa, en Nuevo Edén de San Juan, El Salvador (Google Earth 2013)

Las Figuras 7.2 a 7.4 muestran vistas del puente. La estructura propuesta tiene 330 *m* de longitud y consta de 6 claros (mientras que los de aproximación tienen 45 *m* de longitud; aquella de los 4 centrales es de 60 *m*). El tablero está formado por un cajón presforzado con 3 *m* de peralte y una sección transversal de 6.62 *m*² (ver detalles en la Figura 7.5). El puente aloja dos carriles de circulación (uno por sentido), cada uno con 3.6 *m* de ancho. La subestructura está formada por pilas rectangulares huecas de concreto reforzado que en el sentido transversal tienen una dimensión de 7 *m*, y en el sentido longitudinal, de 2.65 *m*. El espesor de la pared de las pilas es de 50 *cm*, y la altura promedio es de 11 *m*. El concreto del tablero tiene un f'_c de 350 *kg/cm*², y el de las pilas es de 280 *kg/cm*².



Figura 7.2 Vista del puente desde el río Lempa, etapa de construcción



Figura 7.3 Vista del puente desde el río Lempa, en operación

El peso del tablero es de 17.5 ton/m, y cada pila pesa 260 ton. Existen dos apoyos de neopreno reforzado de sección circular por pila, y la rigidez lateral efectiva de cada uno de estos apoyos es de 250 ton/m. Las Figuras 7.6 y 7.7 muestran vistas detalladas, tanto en elevación como en planta, de una de las pilas del puente.



Figura 7.4 Vista superior del puente, en operación

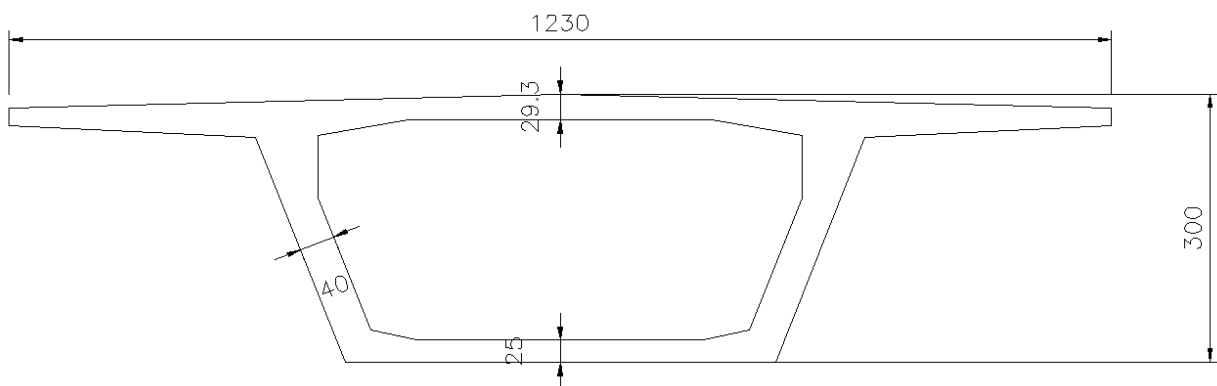


Figura 7.5 Geometría de sección típica del puente. (Unidades en cm).

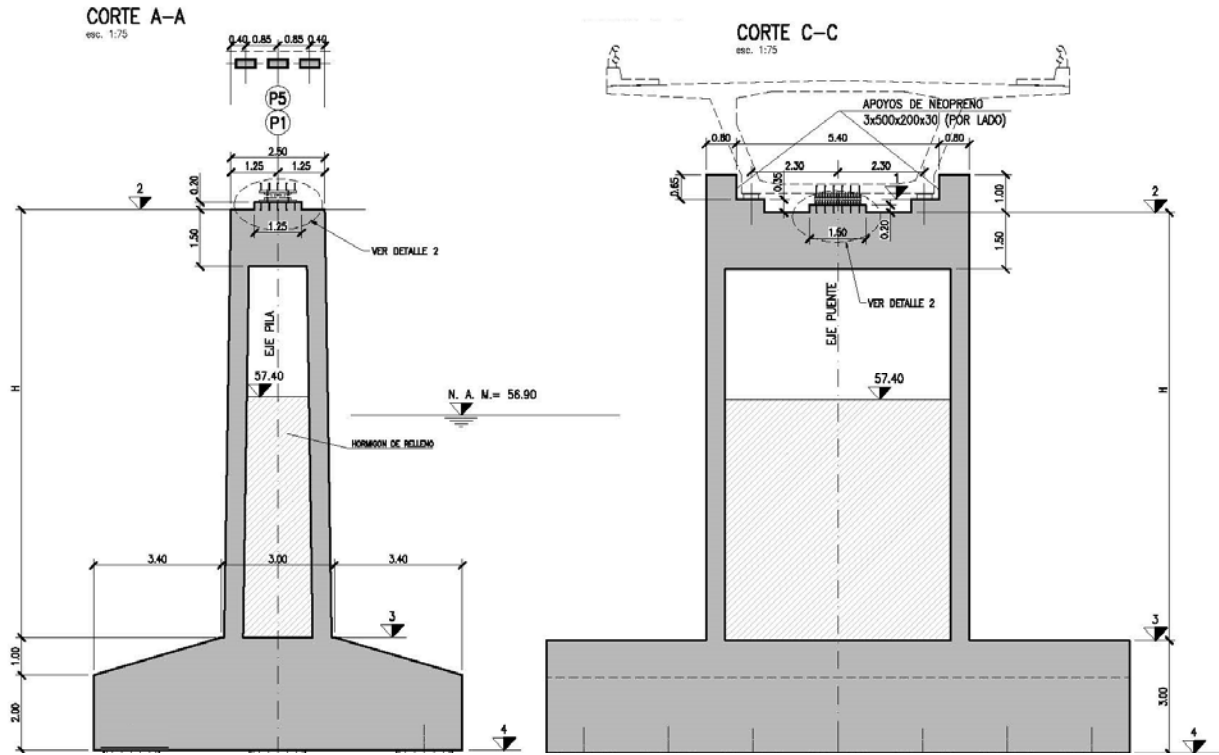


Figura 7.6 Detalles generales de una pila del puente

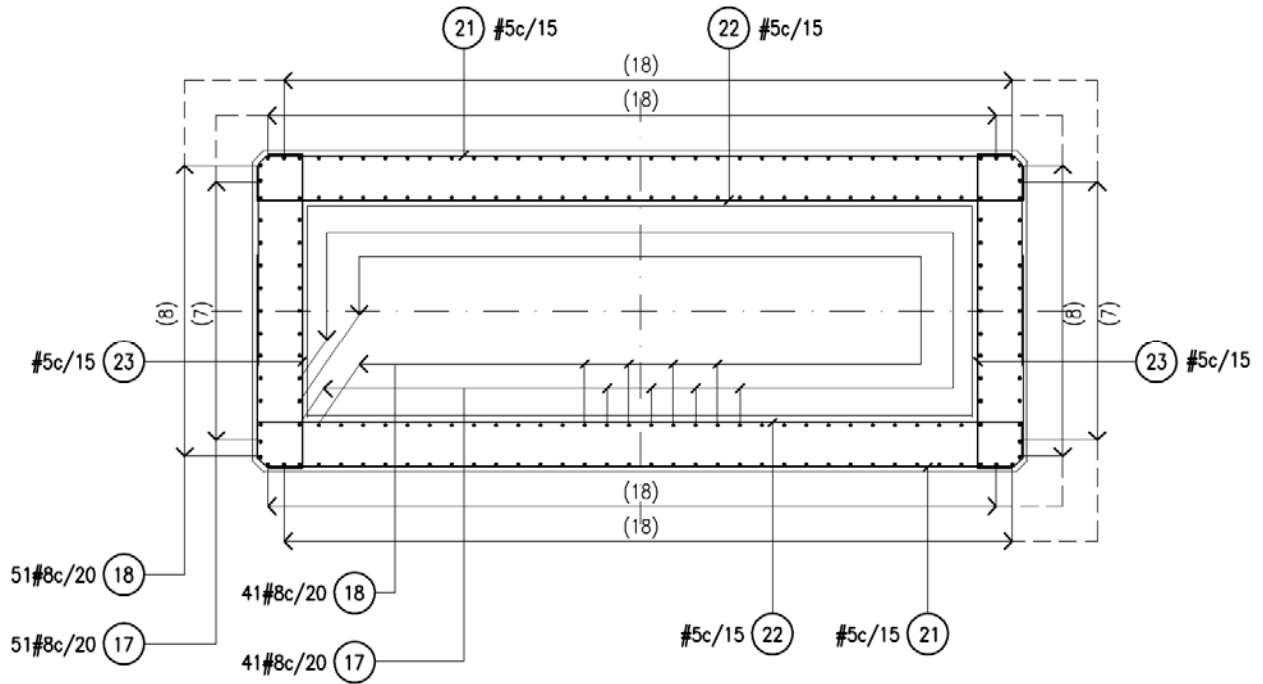


Figura 7.7 Refuerzo de pila del puente

7.2 Rigidez lateral de las pilas

Para utilizar la metodología propuesta y estimar el comportamiento del puente, deben calcularse primero las características mecánicas de la pila. En términos de una pila de concreto cuyo comportamiento queda dominado por flexión, estas características pueden establecerse a partir del diagrama momento-curvatura correspondiente a la carga axial gravitacional establecida para la pila con el valor esperado de las cargas verticales. Con este fin, el diagrama momento-curvatura se idealiza con una curva bilineal, lo que considera un comportamiento elástico-plástico perfecto (CALTRANS 2010). Para ello, suele considerarse que la porción elástica de la curva debe pasar por el punto que corresponde a la primera fluencia de cualquiera de las barras de refuerzo contenidas en la sección transversal ubicada en la base de la pila. La porción plástica se define de tal forma que el área bajo la curva idealizada momento-curvatura sea igual, cuando se alcanza la curvatura última, al área correspondiente al diagrama real. La idealización bilineal se muestra esquemáticamente en la figura 7.8.

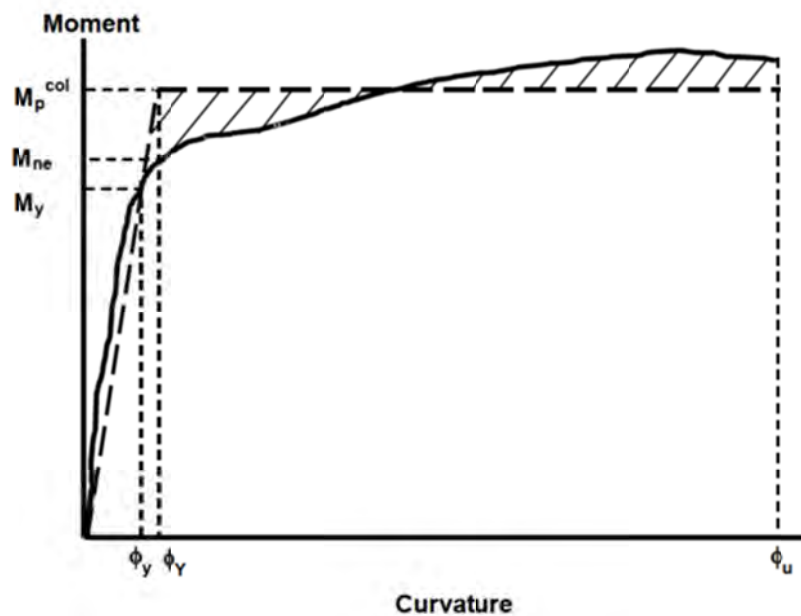


Figura 7.8 Diagrama momento-curvatura, real versus idealizado (CALTRANS 2010).

Para establecer el diagrama momento-curvatura, suele recurrirse al uso de modelos de fibras. Esta opción está disponible en el programa SAP2000, el cual fue utilizado para obtener, conforme a las indicaciones de CALTRANS, el diagrama momento-curvatura para la sección transversal de las pilas. Las Figuras 7.9 y 7.10 muestran las curvas *esfuerzo-deformación unitaria* usadas para las fibras de concreto y acero, respectivamente. Para el concreto se usó el modelo constitutivo de Mander, que permite tomar en cuenta el confinamiento provisto por el refuerzo transversal. El modelo del acero de refuerzo consideró endurecimiento por deformación.

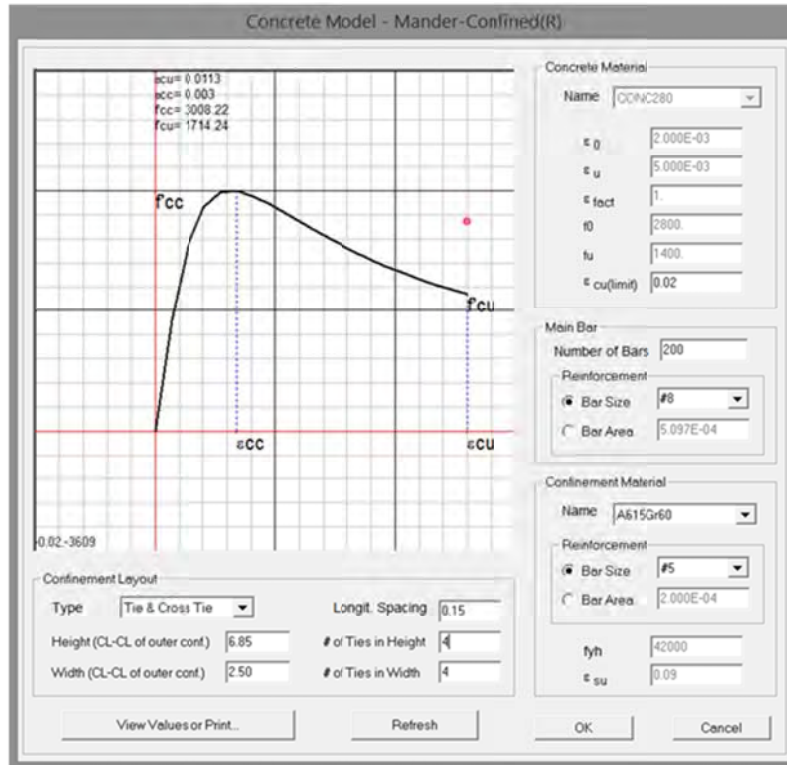


Figura 7.9 Curva *esfuerzo-deformación unitaria* para concreto

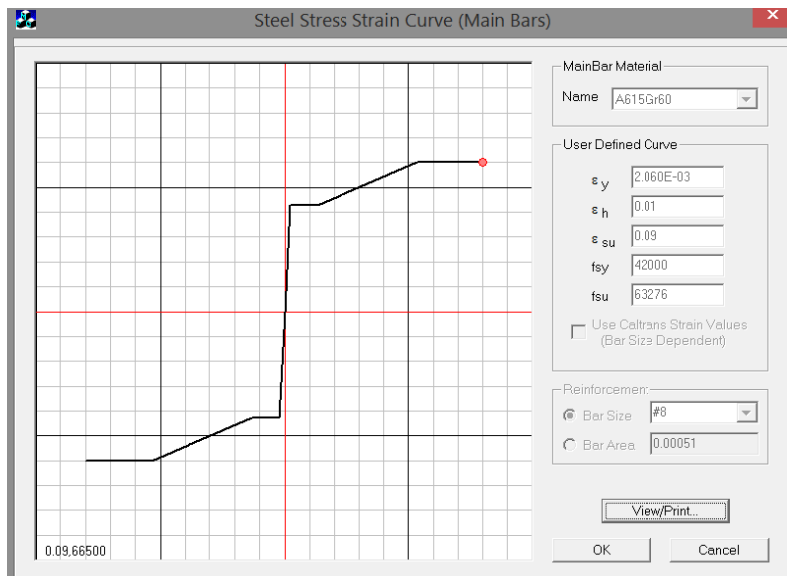


Figura 7.10 Curva *esfuerzo-deformación unitaria* para acero longitudinal

La Figura 7.11 muestra y compara dos diagramas momento-curvatura; el primero obtenido con el programa SAP2000, y segundo idealizado con una curva bilineal para establecer las propiedades mecánicas de la pila. Vale la pena mencionar que los diagramas mostrados corresponden a una carga axial de 1300 ton, que corresponde a la suma del peso tributario del tablero y el peso propio de la pila. Con base a la Figura 7.11, es posible establecer una rigidez a flexión para la pila (EI) de 5'330,188 ton-m² y un momento plástico cercano a los 8,250 ton-m.

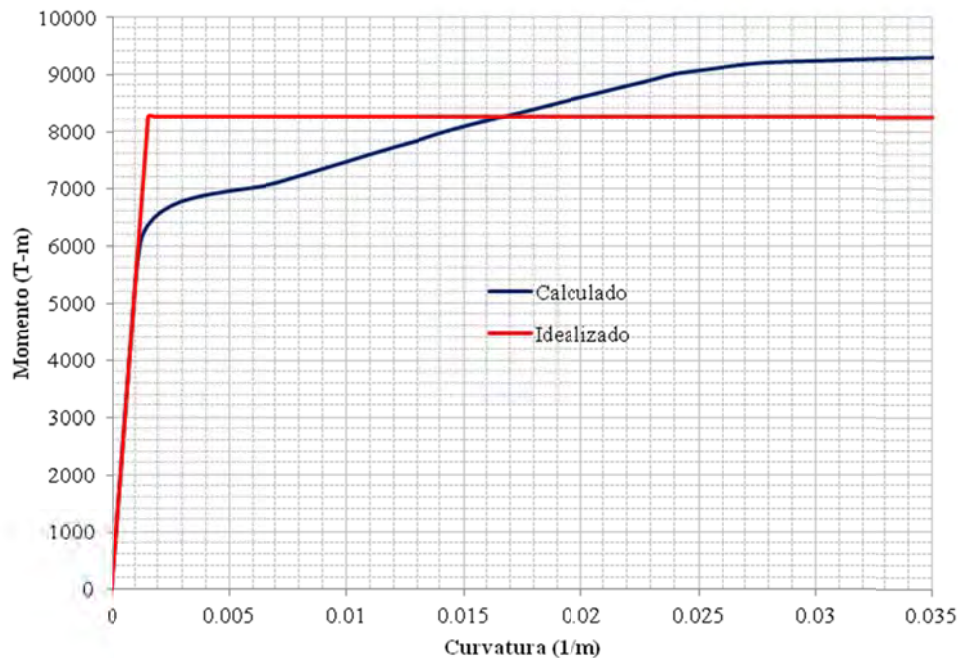


Figura 7.11 Diagramas *momento-curvatura* para las pilas

Conforme a lo discutido con anterioridad, los puentes forman parte esencial de líneas vitales de comunicación y transporte, de tal manera que es importante que permanezcan operables después de eventos naturales extraordinarios. Adicionalmente, son estructuras que involucran fuertes inversiones económicas, de tal manera que deben concebirse y diseñarse para proteger estos recursos en el tiempo (esto es particularmente cierto en países que cuentan con pocos recursos para invertir). Con base en estas ideas, esta tesis considera que el planteamiento económico que pueda hacerse para incorporar sistemas de control a un puente debe valorar el desempeño sísmico a través de toda su vida útil, y esto implica mantenerle operable a pesar de la ocurrencia del sismo de diseño. En términos cuantitativos, esto implica mantener a la pila en su rango elástico de comportamiento cuando el puente se vea sujeto a la acción del sismo de diseño. Dentro de un contexto así, la evaluación de la pertinencia económica de usar sistemas de control debe considerar el costo total del puente sin sistemas de control, lo que incluye posibles costos de reparación o refuerzo, y los costos indirectos asociados a la pérdida de operación.

Una metodología basada en desplazamientos establece de manera explícita un balance entre el desplazamiento máximo que el sismo demanda del sistema estructural, y la capacidad que tiene este para acomodar esta demanda bajo la consideración de un nivel de desempeño. Para ello, es necesario establecer primero el desplazamiento elástico máximo que puede alcanzar la pila, para luego establecer propiedades de diseño para el sistema de control que permitan controlar la demanda de desplazamiento durante el sismo de diseño de tal manera que no exceda el desplazamiento máximo permisible. La curvatura de fluencia que corresponde al diagrama idealizado momento-curvatura puede usarse para establecer el desplazamiento elástico máximo bajo la consideración de que la pila se comporta como una viga en voladizo (Park y Paulay 1975):

$$\text{Giro de fluencia:} \quad \varphi_y = 0.001549 \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

$$\text{Momento de fluencia:} \quad M_y = 8256.46 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\text{Desplazamiento de fluencia:} \quad \delta_{py} = \frac{\varphi_y \cdot H_{\text{pila}}^2}{3} = 0.062 \text{ m}$$

7.3 Propiedades mecánicas del sistema de control

Para obtener las propiedades mecánicas del sistema, se considera la rigidez lateral de la pila y la rigidez lateral requerida por el sistema del aislamiento. En el caso de los estribos, la rigidez lateral queda aportada únicamente por los aisladores. En cada eje del puente se consideran dos apoyos iguales.

Para iniciar el diseño preliminar del sistema de control, se escoge un valor para el porcentaje de amortiguamiento crítico de este sistema. En este ejemplo se considera inicialmente ζ_b de 0.2. Si se considera que la subestructura de concreto reforzado tiene ζ_p de 0.05, el cociente de amortiguamientos, ζ_b/ζ_p , es igual a 4.

La distribución de pesos en la estructura (tablero y pilas) resulta en una relación de masas, γ , cercana a 0.80. En términos de las rigideces relativas de la pila y el sistema de aislamiento, se considera ε de 10. De acuerdo con la Ecuación 5.6 y los valores de k_p y γ disponibles, es posible establecer que k_b debe ser igual a 4,805 ton/m. Si se considera que existen 7 ejes (5 pilas intermedias y 2 estribos), y que cada eje contaría con 2 aisladores elastoméricos; es posible

establecer que la rigidez de cada uno de estos dispositivos debe estar cercana a 343.3 ton/m. Con base a lo anterior se obtienen las rigideces para el análisis de la siguiente forma:

Tablero:	$\omega_d = 17.5 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$	$L_d = 330 \cdot \text{m}$	$W_d = \omega_d \cdot L_d = 5775 \cdot \text{ton}$
Pila:	$w_p = 260 \cdot \text{ton}$	$H_p = 11.00 \cdot \text{m}$	Se consideran $n_p = 5$
	$El_p = 5330188 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}^2$	$W_p = w_p \cdot n_p$	$k_p = \frac{3 \cdot El_p}{H_p^3} = 12013.947 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$
	$K_p = n_p \cdot k_p = 60069737.04 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$		
Neopreno:	$k_b = 343.5 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$	$n_b = 14$	$K_b = k_b \cdot n_b = 4809 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$

En donde:

- w_d : Peso lineal de tablero.
- L_d : Longitud de tablero.
- W_d : Peso de tablero.
- w_p : Peso de una pila.
- W_p : Peso total de pilas.
- H_p : Altura de pilas.
- El_p : Factor de rigidez de una pila.
- k_p : Rigidez de una pila.
- K_p : Rigidez la subestructura del puente
- k_b : Rigidez del sistema de aislamiento en una pila.
- K_b : Rigidez del sistema de aislamiento del puente.

7.4 Respuesta dinámica del sistema

Con base en las expresiones derivadas a partir de la teoría lineal en el Capítulo 5 de esta tesis, a continuación se calculan las propiedades dinámicas del puente y se establecen los valores para los parámetros que determinan su respuesta lateral:

Frecuencia acoplada:
$$\omega_p = \sqrt{\frac{g \cdot K_p}{W_d + W_p}} = 9.491 \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Frecuencia del Aislador
$$\omega_b = \sqrt{\frac{g \cdot (K_b)}{W_d}} = 3 \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Relación de masas:
$$\gamma = \frac{W_d}{W_p + W_d} = 0.801$$

Relación de frecuencias al cuadrado:
$$\varepsilon = \frac{\omega_p^2}{\omega_b^2} = 10.008$$

Amortiguamientos intrínsecos:
$$\xi_p = 5\% \quad \xi_b = 20\%$$

Una vez establecidos los valores de los parámetros de diseño, es posible establecer las frecuencias de vibración y las formas modales del puente:

Respuesta del primer modo:
$$\omega_1 = \omega_b = 3 \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}} \quad T_1 = \frac{2 \cdot \pi}{\omega_1} = 2.094 \text{ s}$$

$$\varphi_1 = \begin{pmatrix} \varepsilon \\ \gamma \\ 1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 12.491 \\ 1 \end{pmatrix} \quad \xi_1 = \xi_b = 20\%$$

Respuesta del segundo modo:
$$\omega_2 = \frac{\omega_p}{\sqrt{1 - \gamma}} = 21.287 \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}} \quad T_2 = \frac{2 \cdot \pi}{\omega_2} = 0.295 \text{ s}$$

$$\varphi_2 = \begin{pmatrix} \gamma - 1 \\ \varepsilon \\ 1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -0.02 \\ 1 \end{pmatrix} \quad \xi_2 = \frac{1}{\sqrt{1 - \gamma}} \cdot \left(\xi_p + \frac{\gamma}{\sqrt{\varepsilon}} \xi_b \right) = 22.574\%$$

Con los valores y vectores característicos, es posible estimar las demandas de desplazamiento en los dos grados de libertad del puente. Considerando el período de cada forma modal y su

amortiguamiento calculado, se obtienen de la figura 6.12 los desplazamientos modales, en base a la siguiente figura:

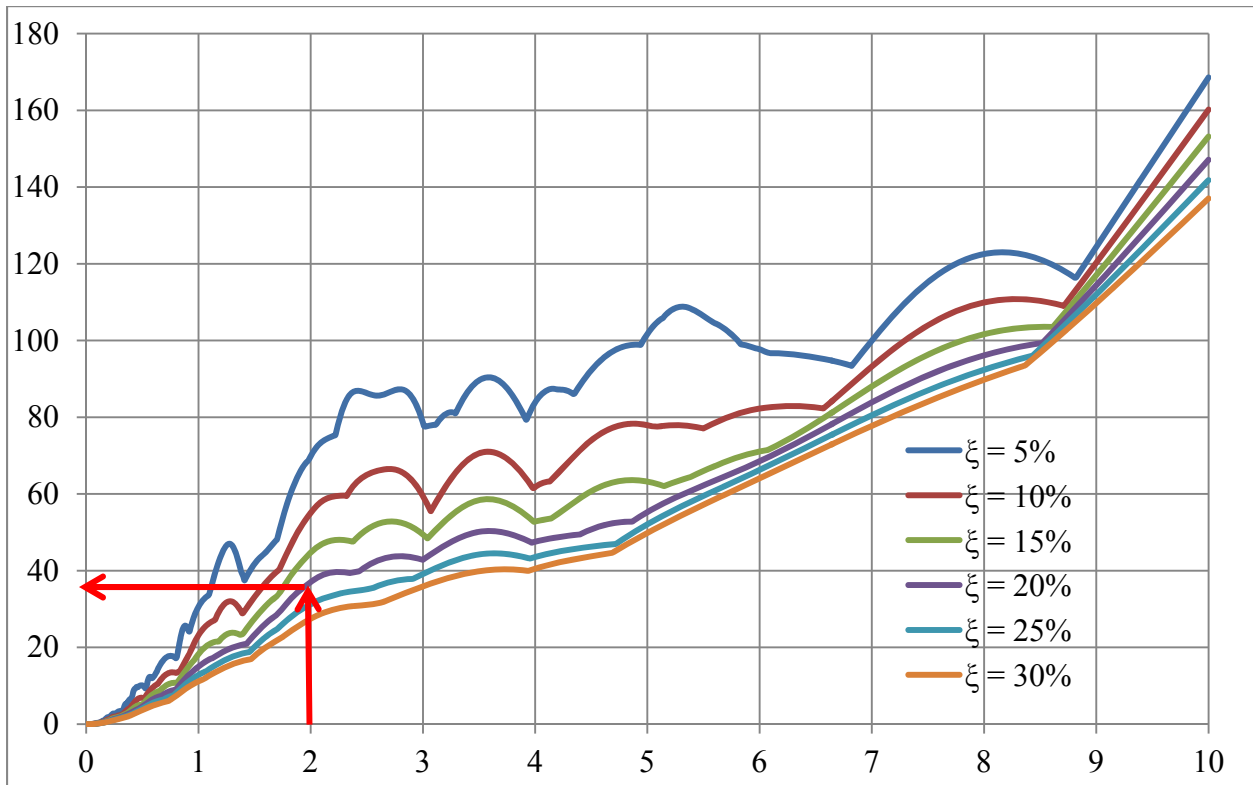


Figura 7.12. Desplazamientos modales en base a la respuesta obtenida por la teoría lineal para el primer modo (Tomado de gráfica 6.12)

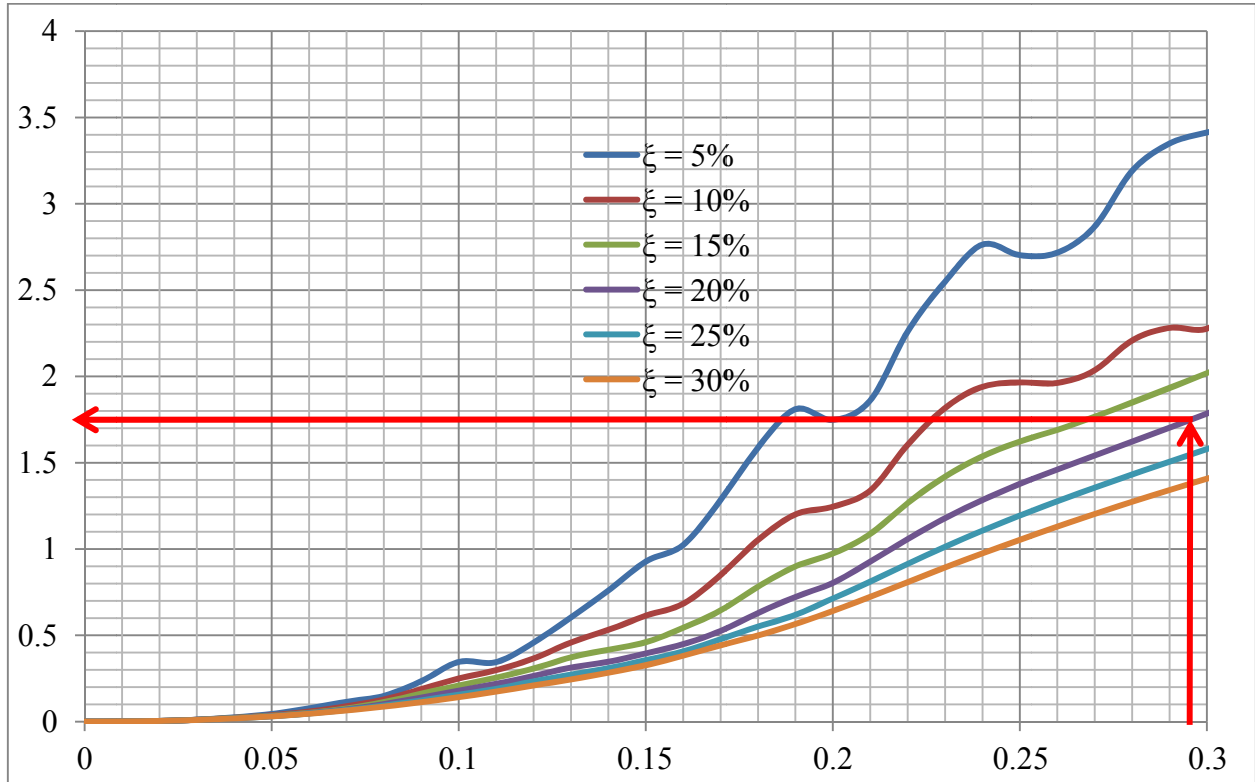


Figura 7.13. Desplazamientos modales en base a la respuesta obtenida por la teoría lineal para el segundo modo (Toma ampliada de gráfica 6.12)

Desplazamientos modales: $SD_1 = 38.72\text{-cm}$ $SD_2 = 1.74\text{-cm}$ (Según figura 6.12)

Respuesta máxima del sistema:

$$\delta_{dtl} = \sqrt{SD_1^2 + \left(\frac{1-\gamma}{\epsilon} \cdot SD_2\right)^2} = 38.72 \text{ cm}$$

$$\delta_{ptl} = \sqrt{\left(\frac{\gamma}{\epsilon} \cdot SD_1\right)^2 + (SD_2)^2} = 3.555 \text{ cm}$$

Nótese que la demanda de desplazamiento calculada para la pila es de 3.56 *cm*, valor que es menor que el límite elástico de 6.2 *cm* obtenido antes. Puede decirse entonces que el uso de un sistema de control con las propiedades que se han planteado para él ha dado lugar a un puente que será capaz de mantenerse en operación después de la excitación sísmica de diseño. Dado que las expresiones derivadas de la teoría lineal son simples, es posible estudiar una gran cantidad de casos con el fin de optimizar el diseño del puente, particularmente en lo que se refiere a la rigidez

lateral de la pila, y la rigidez lateral y porcentaje de amortiguamiento crítico requeridos por el sistema de control.

7.5 Validación de Resultados

Es posible usar los conceptos de dinámica no clásica presentados en el Capítulo 4 de esta tesis, para llevar a cabo un análisis dinámico paso a paso del puente. Para ello, se generó una rutina en MATLAB. La rutina, originalmente desarrollada por Zúñiga y Terán (2012) para el caso de edificios, se adaptó para determinar la respuesta dinámica del sistema de dos grados de libertad bajo consideración en esta tesis.

Con esta rutina se obtuvo la respuesta máxima del sistema de dos grados de libertad en cuanto a desplazamientos de pila y tablero relativo a la pila en base a la demanda impuesta por cada uno de los 53 registros de aceleración empleados.

La respuesta dinámica se reporta a continuación, en las Figuras 7.12 y 7.13, en términos de desplazamientos laterales, tanto del tablero como de la pila. Es importante mencionar que en todo caso, los resultados obtenidos consideran un comportamiento elástico de la pila. Note que el desplazamiento máximo que acomoda la pila en su rango elástico es de 6.2 cm, y que los desplazamientos máximos reportados en la Figura 7.12 no exceden este umbral en la gran mayoría de los casos. Nótese que los desplazamientos se presentan en función de cocientes de rigidez lateral y de amortiguamiento. En total, las figuras consideran los resultados obtenidos a partir de 53 registros.

Para el puente bajo consideración (ξ_b/ξ_p de 4 y K_b/K_p de 0.08), la Figura 7.12 establece un desplazamiento lateral para la pila de 3.69 cm. La Figura 7.13 indica que el desplazamiento lateral del tablero con respecto al terreno es de 40.82 cm, de tal manera que la deformación relativa del tablero es de $40.82 - 3.69 = 37.13$ cm.

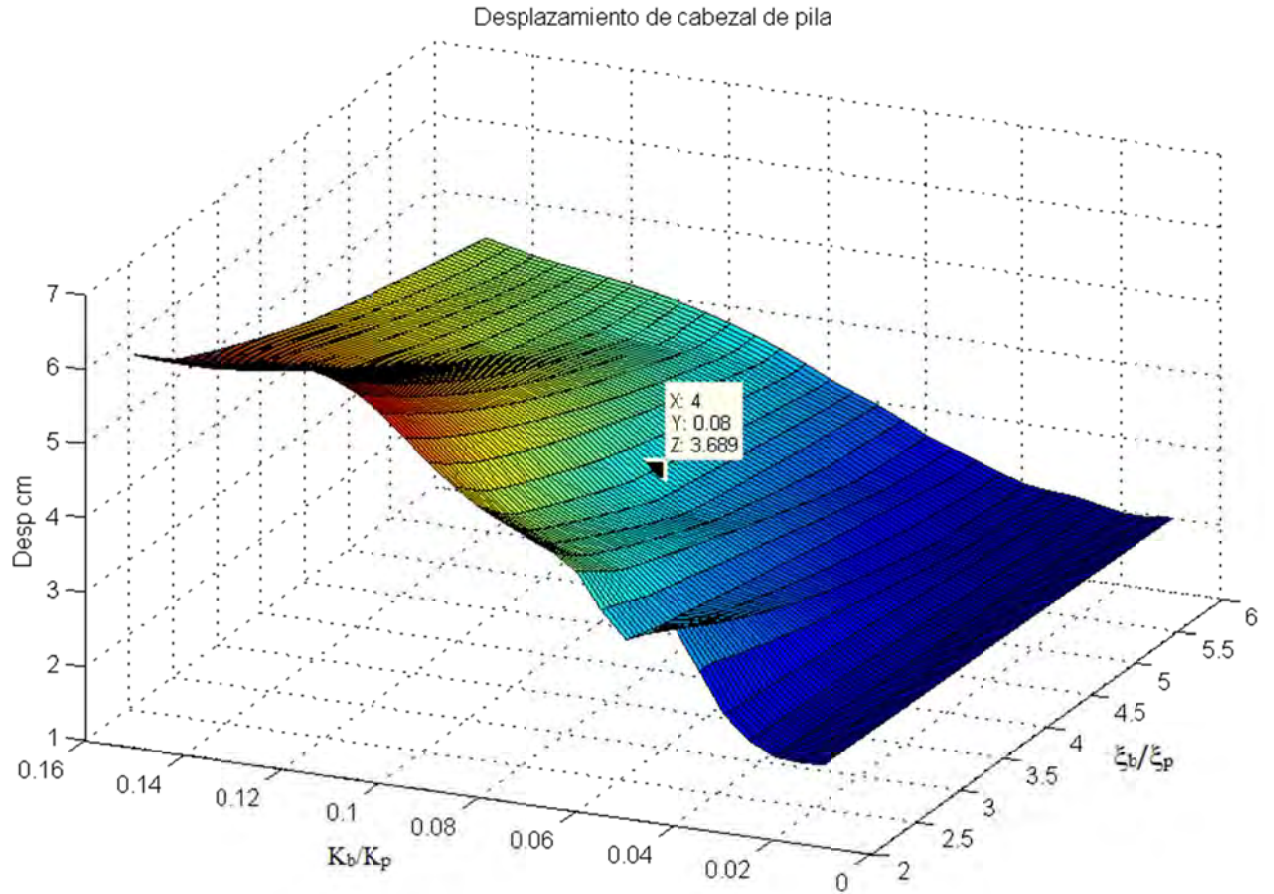


Figura 7.14 Desplazamientos máximos del cabezal de la pila

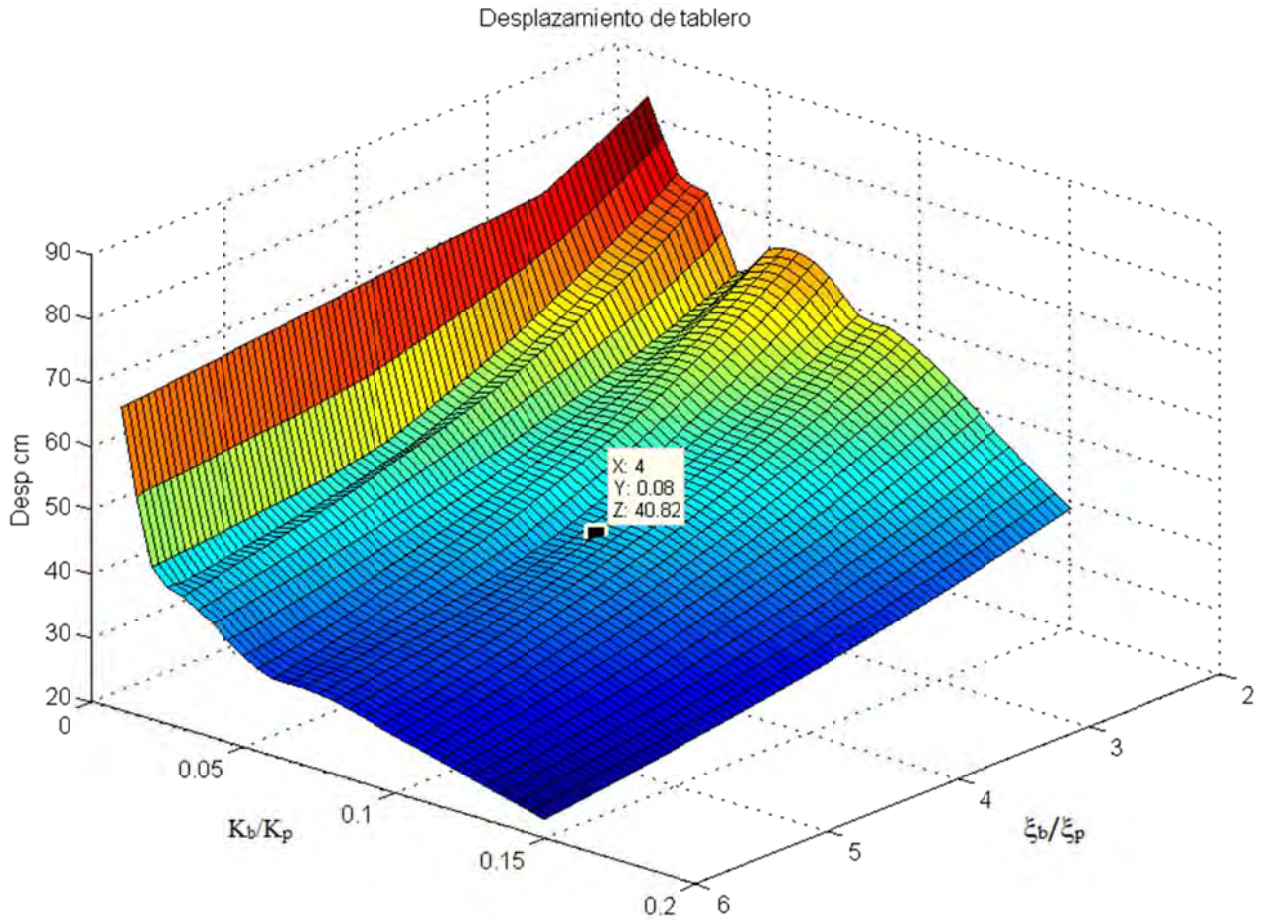


Figura 7.15 Desplazamientos máximos de tablero

La Tabla 7.1 presenta las demandas de desplazamiento obtenidas a partir de la teoría lineal con aquellos establecidos a partir de los análisis dinámicos paso a paso que consideran los conceptos de la dinámica no clásica.

Tabla 7.1. Comparación de desplazamientos máximos del puente

Respuesta	Teoría Lineal	Dinámica No Clásica	Diferencia
Desplazamiento de la pila	3.56 cm	3.69 cm	3.52%
Desplazamiento del Tablero	38.72 cm	37.13 cm	4.28%

En base a los resultados mostrados en la tabla 7.1 se puede observar como por medio de unas sencillas expresiones producto de la teoría lineal desarrollada en el capítulo 5, puede determinarse de forma bastante precisa la demanda de desplazamientos para una estructura de puente para la que el modelo propuesto resulte aplicable. Este procedimiento resulta bastante útil para predimensionar los diferentes componentes del modelo para reducir considerablemente los tiempos de cálculo en la práctica profesional

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 Conclusiones

En la normativa vigente de diseño de puentes de uso frecuente en la región (i.e. AASHTO, CALTRANS), el uso de los elementos de control de respuesta sísmica se encuentra enfocado principalmente al uso de dispositivos aisladores, sin considerar el efecto de amortiguamiento suplementario adicional.

Mucha de la bibliografía referenciada en este estudio, muestra las técnicas de análisis de sistemas estructurales incluyendo tanto aislamiento como amortiguamiento suplementario, utilizando análisis exhaustivos tanto en términos analíticos, como en consumo de tiempo para los mismos.

El utilizar sistemas de control de respuesta sísmica, representa un incremento sensible en términos de inversión inicial, sin embargo si estos sistemas son adecuadamente concebidos, pueden minimizar en gran medida el daño a los sistemas principales después de un evento sísmico lo que reduce significativamente el costo final de la estructura.

Reglamentos como AASHTO permiten utilizar factores de modificación de respuesta de hasta 2.5 cuando se utilizan análisis espectrales. Sin embargo, es de la opinión en el presente trabajo que una de las ventajas de los sistemas de control radica en que puede mantenerse el sistema de la subestructura de forma lineal. Esto debido a que los sistemas de puentes, generalmente tienen que superar obstáculos orográficos importantes, que limitan el acceso a esta zona del puente, por lo que al lograr minimizar o eliminar el daño de las mismas se consiguen ahorros importantes en la inversión de esta infraestructura.

El Salvador, es catalogado como un “país en vías de desarrollo” cuyas pérdidas económicas en los últimos eventos sísmicos han representado pérdidas económicas (cada uno) de aproximadamente el 10% del PIB (a valor actual), considerando un crecimiento anual del 1.7%, las pérdidas por sismo son un fuerte golpe a la economía, por lo que, el concebir estructuras eficientes y de bajo costo debe de ser tomado como un reto primordial para los ingenieros.

Para el presente estudio se considera la utilización de aparatos de apoyo y de amortiguadores viscosos, ambos de comportamiento lineal.

Se estudia el comportamiento de una estructura de puente como un sistema de dos grados de libertad asociadas a la masa del tablero y la masa puntual de la subestructura. Tanto la masa como el sistema de control de respuesta, se consideran concentrados en el cabezal de la misma y se

obtienen expresiones sencillas que permiten, con aceptable grado de precisión, la respuesta máxima del sistema en términos de desplazamientos.

Se estudian los parámetros de relación de frecuencias al cuadrado entre un sistema acoplado y el del sistema del aislamiento ε y la relación de masa del tablero respecto a la masa total γ , para obtener las expresiones mencionadas. En base a la gráfica 5.2 se puede observar que la relación de masas no afecta la precisión de la respuesta dinámica del modelo y que para valores de entre 5 y 100 para ε , las expresiones arrojan una precisión de +/- 5% en los resultados.

De las expresiones desarrolladas se puede concluir que la respuesta del tablero viene asociada directamente a la frecuencia del sistema de aislamiento y el amortiguamiento suplementario aportado por el mismo.

En cuanto a la respuesta del tablero, la respuesta se ve altamente influenciada por el amortiguamiento modal del segundo modo. La combinación de la relación de amortiguamiento suplementario y amortiguamiento de sistema de subestructura, ξ_b/ξ_p y la relación ε determinan en gran medida la amplificación del amortiguamiento suplementario en el segundo modo. En la figura 5.3 se observa que, a medida que el valor de ε se reduce, el incremento del amortiguamiento del segundo modo crece de manera sensible, sobre todo a valores menores de 20.

Se realizaron análisis tiempo historia utilizando la teoría de la dinámica no clásica presentada en el capítulo 4 para una serie de relaciones de ε y ξ_b/ξ_p y se obtiene la respuesta máxima en términos de desplazamiento de la estructura propuesta. La diferencia de resultados entre la obtenida por la teoría lineal desarrollada en el capítulo 5 y la obtenida por medio de la dinámica no clásica resultan aceptablemente similares, por lo que, para efectos de diseño conceptual de la estructura, la teoría lineal resulta sumamente útil para una amplia variedad de tipologías de puente comunes.

8.2 Recomendaciones.

Para el presente estudio se consideró únicamente el uso de amortiguadores lineales y de apoyos de neopreno, de comportamiento lineal. Resultaría interesante observar las diferencias de comportamiento del sistema de 2 grados de libertad propuesto considerando diferentes valores de la constante α para los amortiguadores descritas en el capítulo 2 y considerar el comportamiento histerético de los apoyos de neoprenos, incluso aquellos reforzados con núcleo de plomo.

Se recomienda además, desarrollar expresiones para otro tipo de amortiguamiento diferente al viscoso, (i.e. amortiguadores de fricción y/o de fluencia) así como también otros dispositivos de apoyo (tipo pot) o dispositivos autocentrables como péndulos de fricción y/o presfuerzo externo.

En cuanto a estructuras de puente, la combinación más común de sistemas de control de respuesta sísmica es en base a amortiguadores viscosos y apoyos tipo LRB (Neopreno reforzado con plomo), o bien, amortiguadores viscosos y apoyos de péndulo de fricción.

Sería de sumo interés conocer el comportamiento no lineal de estos sistemas, realizando análisis tiempo historia no lineales utilizando programas académicos (i.e. RUAUMOKO) y utilizando programas comerciales (i.e. Midas CIVIL, CSi Bridge), y observar la diferencia entre los mismos.

Por otra parte, sería interesante conocer la influencia de considerar la interacción dinámica suelo estructura, ya que muchas veces los puentes necesitan salvar obstáculos generados por ríos que presentan condiciones de suelo sumamente adversas.

9. REFERENCIAS

- AASHTO. (2009). *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*. Washington D.C., USA. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO. (2010). *Guide Specifications for Seismic Isolation Design*. 3rd edition. Washington, D.C., USA. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO. (2010). *LRFD Bridge Design Specifications*. 5th edition. Washington, D.C., USA. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Alga S.p.A. (2010). *Fluid Viscous Dampers Product. Catalog*. Milan, Italy.
- Alga S.p.A. (2010). *High Damping Rubber Bearings and Lead Rubber Bearings Catalog*. Milan, Italy.
- Ambraseys, N.N. (2001) *Preliminary Observations on the El Salvador Earthquakes of January 13 and February 13, 2001*. EERI Special Earthquake Report.
- Anderson, R. W. (1987). *The San Salvador Earthquake of October 10, 1986. Review of Building Damage*. Earthquake Spectra. Vol. 3 No. 3. Pp. 491-496. USA.
- Bertero, R.D, Bertero, V.V. (2001). *Performance-Based Seismic Engineering: The Need for a Reliable Conceptual Comprehensive Approach*. vol. 31, no 3, p. 627-652. Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
- Bertero V.V. (1988). *The San Salvador Earthquake of October 10, 1986*. EERI Annual Meeting Seminar. Arizona. USA.
- Bommer, J.J., (1994). *Sismología para Ingenieros*. Papeles Técnicos. Serie Fundamentos F93001. Universidad Centroamericana “José Simeón Cañas”. El Salvador.
- Bommer, J.J., et. al. (2001). *Preliminary Observations on the El Salvador Earthquakes of January 13 and February 13, 2001*. EERI Special Earthquake Report.
- Bommer, J.J., et. al. (2002). *The El Salvador Earthquakes of January and February 2001: Context, Characteristics and Implications for Seismic Risk*. Vol. 22, no. 5, p. 389-418. Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
- Buckle, I. G., Constantinou, M. C., Dicleli, M., & Ghasemi, H. (2006). *Seismic Isolation of Highway Bridges*. No. MCEER-06-SP-07. New York, USA.
- CALTRANS (2010). *Seismic Design Criteria*. California , USA.
- Chopra, A. (2011). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. 4th. Edition. Prentice Hall. New Jersey. USA.
- Christopoulos, C., Filiatrault, A. (2006). *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*. Pavia, Italy. IUSS Press.
- Federal Emergency Management Agency. (2000). *FEMA 356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C., USA.
- Hwang, J.-S., Tseng, Y.-S. (2005). *Design Formulations for supplemental viscous dampers to Highway Bridges*. vol. 34, no. 13, p. 1627 – 1642. Earthquake Engineering and Structural Dynamics.

- Liang, Z; Lee, G. C. (1991). *Damping of Structures – Part 1: Theory of Complex Damping*. Technical Report NCEER-91-004. New York, USA.
- Ministerio de Obras Públicas. (1994). *Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones*. El Salvador.
- Naeim, F., Kelly, J.M. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures. From Theory to Practice*. New York, USA. John Wiley & Sons.
- Olson, R. (1987). *The San Salvador Earthquake of October 10, 1986. Overview and Context*. Earthquake Spectra. Vol. 3 No. 1. Pp. 415-418. USA.
- Priestley, M. J. N., Calvi G. M. & Kowalsky M. J. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. Pavia, Italy. IUSS Press.
- Park, R; Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. New York, USA. John Wiley & Sons.
- Priestley, M. J. N., Seible F., Calvi, G.M. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. New York, USA. John Wiley & Sons.
- Salazar, W. et. Al (2013). *An Earthquake Catalogue for El Salvador and Neighboring Central American Countries (1528-2009) and its Implication in the Seismic Hazard Assessment*. Journal of Civil Engineering and Architecture. Volume 7, No. 8. Pp. 1018-1045. USA.
- Sanchez-Flores, Fernando. (2011). *Displacement-Based Seismic Design of Bridges With Isolation and Energy Dissipation Devices*. Doctoral Dissertation. Kyoto, Japan. Graduate School of Engineering. Kyoto University.
- Service d'Études Techniques des Routes et Autoroute. (2007). *SÉTRA - Appareils d'appui en Élastomère Fretté. Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires*. Province Cedex. France.
- SNET. *Servicio Nacional de Estudios Territoriales*. www.snet.org (Accesado el 7 de enero de 2013).
- Universidad Centroamericana ‘José Simeón Cañas’. (1986). *Registros de Aceleración Sismo del 10 de octubre de 1986*. San Salvador, El Salvador. Departamento de Mecánica Estructural.
- Universidad Centroamericana ‘José Simeón Cañas’. (2001). *Registros de Aceleración Sismo del 13 de enero de 2001*. San Salvador, El Salvador. Departamento de Mecánica Estructural.
- Universidad Centroamericana ‘José Simeón Cañas’. (2001). *Registros de Aceleración Sismo de 13 de febrero de 2001*. San Salvador, El Salvador Departamento de Mecánica Estructural.
- White, R; Harlow D. *Destructive Upper-crustal Earthquakes of Central America*. Bulletin of the Seismological Society of America. p. 1115-1142. USA.
- Willems, J. C. (1983). *Input-Output and State-Space Representations of Finite-Dimensional Linear Time-Invariant Systems*. Vol. 50, p. 581-608. Linear Algebra and its Applications. New York. Elsevier Science Publishing Co. Inc.
- Zúñiga, O; Terán, A. (2012). *Control de Aceleraciones de Entrepiso para Sistemas Estructurales con Aislamiento Sísmico de Base*”. Vol. 87, p. 25-45. Revista de Ingeniería Sísmica. México DF.