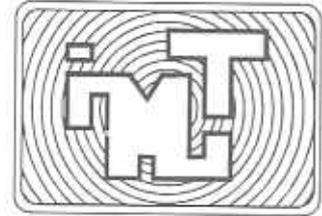
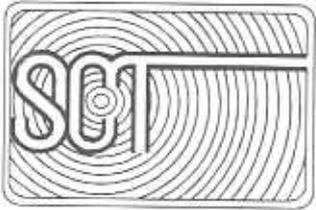


ISSN 0188-7114



Comportamiento Sísmico de Puentes sobre Apoyos Elastoméricos

Instituto Mexicano del Transporte

Secretaría de Comunicaciones y Transportes

**Publicación Técnica No. 90
Querétaro, Qro. 1996**

**INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**

**Comportamiento Sísmico de Puentes
sobre Apoyos Elastoméricos**

**Publicación Técnica No.90
Querétaro, Qro. 1996**

Indice

	RESUMEN EN ESPAÑOL	I
	RESUMEN EN INGLES	II
1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Antecedentes	1
1.2	Objetivos	4
2.	DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO SÍSMICO.	7
2.1	Introducción	7
2.2	Características generales de un sistema aislador	8
2.3	Combinación de elementos de aisladores para formar diferentes sistemas de aislamiento	10
2.4	Amortiguadores histeréticos de acero	14
2.4.1	Características de amortiguadores histeréticos de acero	15
2.4.2	Tipos de amortiguadores amortiguadores	16
2.4.3	Vida a la fatiga de amortiguadores viga-acero	18
2.5	Amortiguadores de extrusión de plomo	19
2.5.1	Aspectos generales	19
2.5.2	Resumen y discusión de los amortiguadores de extrusión de plomo	23
2.6	Apoyos de hule laminados para aislamiento sísmico	24
2.7	Apoyos de hule-plomo	26

3.	APOYOS ELASTOMERICOS.	29
3.1	Introducción	29
3.2	Propiedades de los materiales	29
3.3	Requerimientos del comportamiento de un aislador de base	32
3.4	Comportamiento estático en compresión	35
3.5	Comportamiento estático en cortante	41
3.6	Torsión en planta	42
3.7	Respuesta dinámica	43
3.8	Otras propiedades	44
4.	MÉTODOS DE DISEÑO DE APOYOS ELASTOMÉRICOS.	47
4.1	Especificaciones de apoyos elastoméricos	47
4.2	Diseño de apoyos elastoméricos de acuerdo al Departamento de Medio Ambiente de Gran Bretaña	47
4.3	Diseño de apoyos elastoméricos de acuerdo a la AASHTO (1992)	53
5.	CASOS ESTUDIADOS Y CONSIDERACIONES GENERALES.	59
5.1	Generalidades	59
5.2	Análisis realizados en los puentes	67
5.3	Modelación de los puentes ATC y 5 de Mayo	69

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS.	73
6.1 Períodos naturales de vibración	73
6.2 Desplazamientos máximos absolutos	75
6.3 Elementos mecánicos calculados para los puentes	85
6.4 Análisis de la respuesta de los puentes estudiados	93
7. EFECTO DE LA CARGA VIVA SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE LOS APOYOS ELASTOMERICOS EN PUENTES CON TRABES DE GRAN PERALTE.	95
7.1 Consideraciones.	95
7.2 Presentación de resultados	96
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	101
ANEXO A	107
REFERENCIAS	111

Resumen en Español

En los últimos años, se ha registrado una importante actividad sísmica en nuestro país, habiéndose presentado movimientos sísmicos de consideración, como los ocurridos en los años del 79, 85, 89 y recientemente el ocurrido el 14 de septiembre de 1996. Esta actividad sísmica del país se origina principalmente en la zona sur de la costa del Pacífico debido a un fenómeno de subducción entre la placa de Cocos y la placa de Norteamérica.

Las investigaciones recientes han enfocado su atención en el desarrollo de elementos estructurales que se incorporen a la estructura en un intento de reducir la respuesta, modificando sus propiedades dinámicas y en algunos casos incrementando su capacidad de disipación de energía. Lo anterior se ha denominado sistemas de aislamiento sísmico o sistemas de control pasivo, y consisten esencialmente en mecanismos colocados entre la estructura y la cimentación, incrementando la flexibilidad del sistema y proporcionándole un nivel de amortiguamiento adecuado que limite las deformaciones excesivas.

Este trabajo presenta una revisión de la literatura existente, relacionada con el comportamiento de los elastómeros utilizados como sistemas de aislamiento sísmico y se discuten sus características y procedimientos de construcción. Se realiza una revisión de dos de los métodos de diseño de apoyos elastoméricos más comunes en la actualidad, el que propone las normas AASTHO, por ser el de mayor aplicación y el que indica el código británico, por considerarse el más completo desde el punto de vista de diseño de apoyos elastoméricos. Esta revisión tiene como propósito diseñar los apoyos elastoméricos que se utilizarán en el análisis de puentes que se consideran en este trabajo. Con base en lo anterior se estudia la influencia de los apoyos elastoméricos sobre el comportamiento no lineal de modelos estructurales de puentes de concreto, incluyendo el efecto de la carga viva aplicada excéntricamente a la calzada. Los resultados obtenidos se comparan con la respuesta estructural obtenida a partir de modelos lineales y se proporcionan las conclusiones y recomendaciones más relevantes del estudio.

Abstract in English

In the past years, it has been registered an important seismic activity in our country, with seismic movements of consideration, like the ones occurred in the years of 79, 85, 89 and recently the one in September 14, 1996. This seismic activity of the country originates mainly in the south zone of the Pacific coast due to a phenomenon of subduction between the "Cocos" plate and the North America plate.

Recent investigations have focused their attention in the development of structural elements which incorporate to the structure in an intent of reducing the response, modifying their dynamic properties and in some cases increasing their capacity of energy dissipation. The above-mentioned devices have been denominated systems of seismic isolation or systems of passive control, and they consist essentially in mechanisms located between the structure and the foundation, increasing the flexibility of the system and providing a level of appropriate reduction that limits the excessive deformations.

This work presents a review of the existent literature, related with the behavior of the elastómeric supports used like systems of seismic isolation and their characteristics are discussed as well as the procedures of construction. A review of two most common actual methods of design of elastomeric supports, the one that proposes the AASTHO norms, by being the one mostly applied and the one indicated by the British code, by considering it the most complete one from the point of view of design of elastomeric supports. This review has the purpose of designing the elastomeric supports that will be used in the analysis of bridges considered in this work. With base on the above-mentioned items it is studied the influence of the elastomeric supports in the non linear behavior of structural models of concrete bridges, including the effect of the live load applied excentrically to the roadway. The obtained results are compared to the obtained structural response from linear models, and the conclusions and recommendations of the study are finally provided.

Este trabajo fue realizado por el M. en I. Octavio García y el Dr. Gustavo Ayala , profesores de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, y por el M. en I. Ulises Mena, estudiante de la misma División, como parte de un convenio de colaboración que incluye proyectos de investigación sobre ingeniería de puentes, que fueron formulados con la participación de la Coordinación de Desarrollo Tecnológico del IMT. Las actividades se desarrollaron en el Laboratorio de Cómputo Avanzado que crearon y operan conjuntamente el Instituto Mexicano del Transporte y la Universidad Nacional Autónoma de México, en las instalaciones de la DEPMI.

Los autores reconocen al Dr. Octavio A. Rascón Chávez, Coordinador de Desarrollo Tecnológico del IMT, por los comentarios vertidos durante el desarrollo del trabajo que enriquecieron los resultados del mismo, así como por la revisión de este informe, y al Ing. Miguel Barousse Moreno, Jefe de la División de Informática del IMT, por su participación en el análisis del presente documento.

Este trabajo fue realizado por el M. en C. Octavio García y el Dr. Gaspar Ayala, profesores de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, y por el M. en C. Ulises Méndez, actualmente de la misma División, como parte de un convenio de colaboración que incluye proyectos de investigación sobre sistemas de buses, que fueron desarrollados por la participación de la Coordinación de Desarrollo Tecnológico del IMT. Los resultados se detallaron en el Laboratorio de Computo Avanzado que crearon y operan conjuntamente el Instituto Mexicano del Transporte y la Universidad Nacional Autónoma de México, en las instalaciones de la DEPT.

Los autores reconocen al Dr. Osvaldo A. Ramos Chávez, Coordinador de Gestión Tecnológica del IMT, por los comentarios vertidos durante el desarrollo del trabajo que enriquecieron los resultados del mismo, así como por la revisión de este informe, y al Ing. Miguel Ángel Moreno, jefe de la División de Informática del IMT, por su participación en el análisis del presente documento.

1. Introducción

1.1 Antecedentes.

En los últimos años, se ha registrado una importante actividad sísmica en nuestro país, habiéndose presentado movimientos sísmicos de consideración, como los ocurridos en los años del 79, 85, 89 y recientemente el ocurrido el 14 de septiembre de 1996. Esta actividad sísmica del país se origina principalmente en la zona sur de la costa del Pacífico debido a un fenómeno de subducción entre la placa de Cocos y la placa de Norteamérica.

Existe información sobre la regionalización sísmica del país que data de hace treinta años y proporciona un índice general del riesgo sísmico de diversas zonas. Esto conduce a una variabilidad elevada de la intensidad sísmica dentro de una región específica, dependiendo principalmente de las propiedades geológicas, topográficas y geotécnicas locales. El diseño de estructuras importantes no puede basarse en valores de parámetros sísmicos generales para una zona, sino que es indispensable realizar un estudio de microrregionalización para el sitio específico como se hizo desde un principio en la Cd. de México.

El Reglamento de Construcciones del D. F. vigente (RCDF) [ref. 8], propone el análisis de estructuras sujetas a diversas sollicitaciones entre las que se encuentran viento, sismo, etc., y propone clasificarlas por su importancia. El RCDF clasifica a las estructuras en dos grupos: 1) grupo A, que son construcciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial durante y después de una emergencia urbana y 2) grupo B, donde se encuentran las estructuras que no se incluyen en el grupo A. Con base en la clasificación anterior, una de las estructuras que es necesario mantener en servicio después de un sismo intenso son los *puentes*, ya que estas estructuras deben mantener el tráfico de vehículos de emergencia y de servicios.

Aún cuando, los puentes se encuentran clasificados como estructuras tipo A, no existe en México una normativa específica para su diseño sísmico, recurriéndose generalmente a otras normas como la AASTHO [ref. 11], o bien a la adaptación de las propuestas para edificios..

El diseño sísmico de puentes en México se caracteriza por la falta de una práctica establecida común, originada principalmente por la carencia de normatividad [ref. 16]. En la mayoría de los casos se emplean métodos estáticos de análisis, que consideran fuerzas laterales aplicadas en la punta de la pilas e iguales a una fracción del peso de la superestructura. Esto conduce a que existan diferencias en los valores de dichas fuerzas adoptados por diferentes proyectistas.

Actualmente, la disponibilidad de computadoras de gran capacidad permite realizar análisis dinámicos de grandes estructuras de manera más precisa, aunque existen algunos aspectos que todavía son difíciles de tomar en cuenta en la respuesta sísmica de puentes como son: movimientos locales en los apoyos, movimientos fuera de fase y la no linealidad introducida por la pérdida de presfuerzo, entre otros.

Recientemente se han propuesto diversos métodos de diseño sísmico, para reducir los efectos de los sismos en las estructuras. Los métodos de diseño han pasado por diferentes etapas, pero lo mayoría de ellos tratan de proporcionar suficiente resistencia para contener las fuerzas laterales inducidas dinámicamente, manteniendo el daño en niveles aceptables. Las nuevas metodologías de diseño continúan con esta filosofía pero han incorporado explícitamente conceptos nuevos tales como ductilidad, estabilidad y disipación de energía bajo carga cíclica.

Otra de las tendencias de las investigaciones recientes ha enfocado su atención en el desarrollo de elementos estructurales que se incorporen a la estructura en un intento de reducir la respuesta, modificando sus propiedades dinámicas y en algunos casos incrementando su capacidad de disipación de energía. Lo anterior se ha denominado sistemas de aislamiento sísmico o sistemas de control pasivo, y consisten esencialmente en mecanismos colocados entre la estructura y la cimentación,

incrementando la flexibilidad del sistema y proporcionándole un nivel de amortiguamiento adecuado que limite las deformaciones excesivas.

Los sistemas de protección sísmica (aislamiento y disipación) se utilizan para proveer una solución efectiva a un amplio rango de problemas de diseño de estructuras, incluyendo el diseño de puentes carreteros. Existen diversos métodos de protección sísmica avanzados como son los sistemas de disipación de energía (principalmente dispositivos elasto-plásticos) o los sistemas de control activo, cuya función principal es eliminar las vibraciones mediante la aplicación de fuerzas externas controladas por computadoras que operan de acuerdo con el desplazamiento que se registre en los dispositivos colocados en la estructura estudiada. Los sistemas de aislamiento con control activo en general incrementan el período natural de la estructura por arriba del rango del período contenido en el movimiento sísmico y proveen de amortiguamiento adecuado para la disipación de energía. Su principal desventaja es su alto costo comparado con el correspondiente sistema de control pasivo como son aisladores y disipadores sísmicos, y su uso ha sido enfocado principalmente en el aislamiento de edificios, teniéndose poca información en la aplicación al caso de puentes.

Dentro de las causas que han provocado la falla de puentes, una principal son los desplazamientos relativos producidos entre la superestructura y la subestructura (estribos, pilas o columnas), tal como sucedió en los sismos recientes de Los Angeles. Esto se debe principalmente a la falta de una longitud de apoyo adecuada o al mal funcionamiento de los sistemas de apoyo. En este trabajo se realiza una revisión de sistemas de control pasivo, con el objeto de comparar sus características (ventajas y desventajas) con los apoyos elastoméricos laminados (reforzados), que serán utilizados como sistemas de aislamiento en el estudio de puentes de concreto para conocer su influencia sobre la respuesta estructural de estos, debido a que son dispositivos de uso frecuente en la práctica del aislamiento sísmico.

Existe una amplia información sobre las características mecánicas y dinámicas de los elastómeros. Su bajo costo de fabricación e instalación en comparación con cualquier otro sistema de aislamiento es una de las

ventajas que ha motivado su creciente utilización. Estos apoyos se han empleado durante los últimos 30 años en Estados Unidos de Norteamérica y Europa con el propósito de aislar la subestructura de un puente sometido a fuerzas laterales inducidas por contracción y flujo plástico de la superestructura. Recientemente el uso de apoyos elastoméricos se incrementó en edificios y puentes sometidos a sismos con objeto de aislar a la estructura del movimiento del terreno disminuyendo su respuesta.

Para obtener un mejor conocimiento de la respuesta de los puentes de concreto ante sismos intensos conviene definir tres tipos de respuesta de los puentes ante excitaciones sísmicas de acuerdo a la amplitud: de baja amplitud, de amplitud moderada y de gran amplitud [ref. 18].

Cuando la respuesta de los puentes ante excitaciones sísmicas es de baja amplitud, los elementos estructurales no incursionan en el rango de comportamiento inelástico, por lo que es posible aplicar las hipótesis que adopta el análisis modal espectral. Para la mayoría de los puentes que se han proyectado en México, es una práctica común considerar que su comportamiento es elástico lineal.

Si la respuesta de los puentes ante excitaciones sísmicas es de amplitud moderada, alguno(s) de sus miembros estructurales incursionan en el rango de comportamiento no lineal, por lo que la hipótesis de linealidad, tal como el principio de superposición, deja de ser aplicable.

Si la respuesta que induce el sismo es de gran amplitud, se encuentra que los desplazamientos correspondientes son comparables a las dimensiones de los elementos estructurales, produciéndose así un comportamiento no lineal de tipo geométrico. Este caso no es de interés práctico, puesto que tales niveles de desplazamiento no son admisibles en el diseño de puentes.

1.2 Objetivos.

Este trabajo presenta una revisión de la literatura existente, relacionada con el comportamiento de los elastómeros utilizados como sistemas de aislamiento sísmico y se discuten sus características y procedimientos de

construcción. Se realiza una revisión de dos de los métodos de diseño de apoyos elastoméricos más comunes en la actualidad, el que propone las normas AASTHO [ref. 11], por ser el de mayor aplicación y el que indica el código británico, [ref. 6], por considerarse el más completo desde el punto de vista de diseño de apoyos elastoméricos. Esta revisión tiene como propósito diseñar los apoyos elastoméricos que se utilizarán en el análisis de puentes que se consideran en este trabajo. Con base en lo anterior se estudia la influencia de los apoyos elastoméricos sobre el comportamiento no lineal de modelos estructurales de puentes de concreto, incluyendo el efecto de la carga viva aplicada excéntricamente a la calzada. Los resultados obtenidos se comparan con la respuesta estructural obtenida a partir de modelos lineales y se proporcionan las conclusiones y recomendaciones más relevantes del estudio.

Para complementar el presente estudio se incluyen dos anexos sobre el diseño de apoyos elastoméricos. El primero de ellos, indica el procedimiento que especifican algunas normas y el segundo describe y permite seleccionar un tipo de apoyo en particular con base en algunos datos característicos de los mismos.

Adicionalmente al presente informe, se incluye un diskette de computadora de 3.5" con los códigos fuentes (última versión) del programa neabs, utilizado para el análisis no lineal de puentes en este trabajo y el archivo ejecutable compilado para estaciones de trabajo Silicon Graphics. El código fuente se incluye con el objeto de no restringir las capacidades del programa a futuras consideraciones de análisis que pueden implementarse relativamente fácil. Así mismo, se anexan algunos archivos de datos y resultados obtenidos en el estudio, que puedan servir de base para futuras variaciones o modificaciones en los modelos propuestos, y continuar con esta línea de investigación.

condition. Se realizó una revisión de los de los modelos de diseño de apoyos elastoméricos más comunes en la actualidad, el que propone las normas AASHTO [ref. 1] por ser el de mayor aplicación y el que indica el código de diseño [ref. 2] por considerarse el más completo desde el punto de vista de diseño de apoyos elastoméricos. Esta revisión tiene como propósito definir los apoyos elastoméricos que se utilizarán en el análisis de puentes que se considere en este trabajo. Con base en la información sobre la influencia de los apoyos elastoméricos sobre el comportamiento no lineal de modelos estructurales de puentes de concreto, incluyendo el efecto de la carga viva aplicada, se realizó un estudio preliminar. Los resultados obtenidos se comparan con la respuesta estructural obtenida a partir de modelos lineales y se proporcionan las conclusiones y recomendaciones más relevantes del estudio.

Para complementar el presente estudio se incluyen dos anexos sobre el diseño de apoyos elastoméricos. El primero de ellos indica el procedimiento para especificar algunos tipos de apoyos elastoméricos y el segundo describe el tipo de apoyo en concreto con base en algunas características de los mismos.

Adicionalmente el presente informe se incluye un detalle de computación de 3-D con los códigos fuente (última versión) del programa usado para el análisis no lineal de puentes en este trabajo y el archivo electrónico compilado con ecuaciones de trabajo. El código fuente se incluye con el objeto de no restringir las capacidades del programa a futuras consideraciones de análisis que puedan implementarse relativamente fácil. Así mismo se anexan algunos archivos de datos y resultados obtenidos en el estudio que pueden servir de base para futuras versiones o modificaciones en los modelos presentados y continuar con esta línea de investigación.

2. Dispositivos de Aislamiento Sísmico.

2.1 Introducción.

En los últimos años, se ha alcanzado un progreso considerable en el área de sistemas de protección sísmica para estructuras civiles. Los sistemas de protección sísmica existentes en general se encuentran en una de dos categorías:

- a) **Sistemas de protección pasiva.** Estos sistemas se caracterizan por la capacidad de reducir las respuestas sísmicas en las estructuras. Existen tres sistemas principales desarrollados en la actualidad:
 1. Disipadores de energía.
 2. Aisladores de base.
 3. Osciladores resonantes.

Los disipadores de energía rigidizan la estructura y buscan concentrar en ellos la mayor parte de la disipación de energía. Algunos de estos sistemas se pueden agrupar de la siguiente manera: de comportamiento elastoplástico, por extrusión, por fricción y de comportamiento viscoelástico. Para su funcionamiento dependen fundamentalmente de los desplazamientos relativos de entrepiso.

Los aisladores de base son elementos que se colocan comúnmente entre la cimentación y la estructura para aislar el movimiento del terreno de la misma, algunos de estos sistemas son los apoyos elastoméricos laminados simples o con corazón de plomo, entre otros.

Un oscilador resonante es una masa adicional, generalmente sobre el último nivel de la estructura, con ciertas propiedades dinámicas que reducen la respuesta de la misma.

- b) **Sistemas de protección activa.** Su función principal es eliminar las vibraciones mediante la aplicación de fuerzas externas. El movimiento se detecta utilizando sensores en varias partes de la estructura que miden su respuesta y las excitaciones externas. Los sensores se

conectan a una computadora que envía señales a dispositivos (actuadores) que aplican fuerzas a la estructura con la finalidad de contrarrestar el movimiento.

Los principales sistemas activos desarrollados en la actualidad son:

1. Masa activa.
2. Tendones activos.
3. Dispositivo de fricción activo.
4. Apéndices aerodinámicos.

La diferencia principal de estos sistemas con los sistemas de control pasivo es que necesitan de abastecimiento de energía externa para contener el movimiento de la estructura que se va a proteger, además de mecanismos de control que active los actuadores, así como los programas de control. Esto provoca que los sistemas de control activo incrementen su costo substancialmente respecto a los sistemas de control pasivo, por los dispositivos que se necesita colocar para proveer la fuerza necesaria para contener los desplazamientos de las estructuras. Por esta razón y considerando que los sistemas de control activo se utilizan generalmente para aislar edificios, este trabajo se enfocará al estudio de sistemas de control pasivo.

Con la finalidad de proporcionar un panorama más amplio de los sistemas de protección pasiva, se presenta a continuación una revisión bibliográfica de las características generales de los sistemas de aislamiento, así como los utilizados como aisladores sísmicos en diferentes estructuras.

2.2 Características generales de un sistema aislador.

El nivel de aislamiento sísmico de una estructura en particular depende principalmente de la elección apropiada del sistema aislador utilizado para proveer de una adecuada flexibilidad horizontal y amortiguamiento. Debido al incremento en la flexibilidad de la estructura es necesario proveer de un espacio adecuado dentro del cual puedan desarrollarse los desplazamientos adicionales producidos por la presencia de los aisladores. En ocasiones, puede ser necesario adaptar algún dispositivo para disminuir o limitar los

desplazamientos del aislador durante sismos muy intensos, aunque una elección equivocada de este dispositivo puede reducir las ventajas del aislador fig. 2.1.

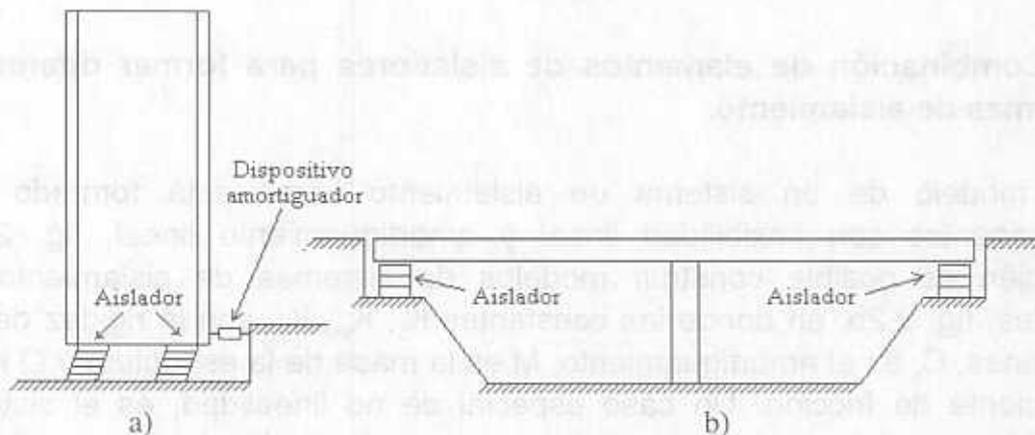


Fig. 2.1 a) Sistema aislador con dispositivo amortiguador. b) sistema aislador en puentes.

La principal función de un sistema aislador es soportar a la estructura mientras le provee de un alto grado de flexibilidad horizontal; el efecto de esta flexibilidad está íntimamente asociado al grado de amortiguamiento en la estructura. Así, para una baja relación de amortiguamiento los desplazamientos de la estructura pueden ser muy grandes, pudiendo provocar el choque con estructuras que se encuentren colindando con ella. Con una relación de amortiguamiento alta, los desplazamientos se pueden reducir significativamente disminuyendo también los costos de aislamiento al no requerirse dispositivos secundarios para controlar los desplazamientos ya que el mismo sistema tiene la capacidad de controlarlos, [ref. 13].

La vida útil esperada de un aislador se encuentra en un rango de 30 a 80 años. Durante este período, la función principal del aislador es reducir la respuesta de la estructura ante sismos intensos. Aunque puede ser solicitado una sola vez, el aislador debe operar satisfactoriamente bajo todos los cambios del medio ambiente, incluyendo la corrosión de los metales, cambios de temperatura, deterioro del elastómero y cambios en

las propiedades físicas en los componentes de los materiales. Es frecuente que las estructuras se encuentren sujetas a cargas por viento que son relativamente menores a los sismos, bajo estas condiciones los aisladores deben operar sin experimentar deterioro excesivo.

2.3 Combinación de elementos de aisladores para formar diferentes sistemas de aislamiento.

El modelo de un sistema de aislamiento lineal está formado por componentes con flexibilidad lineal y amortiguamiento lineal, fig. 2.2a. También es posible construir modelos de sistemas de aislamiento no lineales, fig. 2.2b, en donde las constantes K_b , K_{b1} , K_{b2} son la rigidez de las columnas, C_b es el amortiguamiento, M es la masa de la estructura y Q es el coeficiente de fricción. Un caso especial de no linealidad, es el sistema bilineal, que ocurre cuando los ciclos fuerza cortante-desplazamiento tienen la forma de un paralelogramo. El uso de los diferentes sistemas de aislamiento (lineales, bilineales y no lineales), conduce a diferentes respuestas sísmicas.

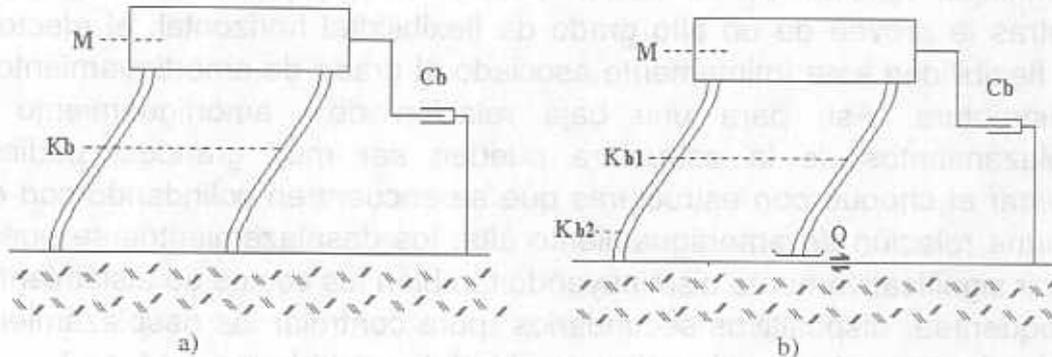


Fig. 2.2 a) Sistemas de amortiguamiento lineal, b) Sistema de amortiguamiento bilineal.

En la fig. 2.2a, se muestra que los sistemas de aislamiento con componentes de flexibilidad y amortiguamiento lineales pueden ser modelados en términos de la ecuación diferencial 2.1:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad \text{ec. 2.1}$$

donde la flexibilidad es el inverso de la constante de rigidez 'k' y el amortiguamiento está definido por la constante 'c'. Es posible, sin embargo, que las constantes de rigidez y amortiguamiento que definen el comportamiento sean no lineales. El origen común de no linealidad en un sistema es la dependencia de la amplitud de la excitación. Por ejemplo, para un sistema de aislamiento bilineal la rigidez depende de la amplitud, la rigidez inicial k_1 cambia a k_2 después del desplazamiento de fluencia. El amortiguamiento puede también ser no lineal ya que si para una rigidez equivalente lineal se considera la contribución de la energía histerética disipada, esto hace que este dependa del área del ciclo de histéresis y por lo tanto también de la amplitud máxima de la deformación.

En tabla 2.1, se describen las propiedades de flexibilidad y amortiguamiento de algunos sistemas de aislamiento comúnmente utilizados, analizando si son lineales o no lineales. El análisis es idealista y sobresimplificado, debido a que las propiedades del material pueden cambiar.

Propiedad	Lineal	No-lineal
Fuerza restauradora (provee de un resorte constante y flexible)	Apoyo de hule laminado Pilas o columnas flexibles Resortes Rodillos entre superficies curvas	Apoyos de hule con alto amortiguamiento Apoyos de hule-plomo Dispositivos reductores de fuerza. Cuñas
Amortiguamiento	Apoyos de hule laminado Amortiguadores viscosos	Apoyos de hule con alto amortiguamiento Apoyos de hule-plomo Amortiguadores de extrusión de plomo Amortiguadores histeréticos de acero Fricción.

Tabla 2.1. Flexibilidad y amortiguamiento de componentes de un aislador.

En seguida se describen las características principales de los sistemas de aislamiento mostrados en la tabla 2.1.

Los apoyos de hule-laminado (elastoméricos) son los únicos sistemas de aislamiento que combinan rigidez lineal y amortiguamiento lineal en el mismo elemento. En forma comercial, estos sistemas están compuestos por capas de hule vulcanizado con placas de acero. En la literatura existe una amplia experiencia en el diseño y uso de los apoyos elastoméricos, ya que la aplicación principal fue en el acomodo de desplazamientos debidos a los cambios térmicos en los puentes y actualmente adaptados como una solución de aislamiento sísmico. El amortiguamiento calculado en los apoyos elastoméricos es aproximadamente 5% del crítico, [ref. 14]. Se han producido algunos sistemas para incrementar el amortiguamiento del hule, utilizando otros materiales o adaptando algunos dispositivos alcanzando hasta un 25% del crítico.

Las pilas o columnas flexibles proveen de una fuerza restauradora lineal simple efectiva, pero necesitan de un amortiguador para controlar los desplazamientos durante un sismo. Si el dispositivo de amortiguación es lineal, se puede obtener un sistema lineal. Los amortiguadores viscosos son excelentes dispositivos para sistemas aisladores lineales, pero puede ser difícil obtener el tamaño requerido. Son altamente dependientes de la temperatura y pueden requerir de un costo de mantenimiento elevado.

Los resortes son sistemas que pueden ser difíciles de producir para la rigidez requerida, sin embargo, tienen la ventaja de proveer una fuerza restauradora lineal. El sistema Alemán GERB, [ref. 14], logra esta fuerza y se utiliza principalmente en plantas industriales para aislar silos grandes. Para este sistema es necesario adaptar un amortiguador para disminuir los desplazamientos durante un sismo.

Los rodillos o esferas entre superficies curvas (parabólicas) pueden proveer de fuerzas restauradoras lineales; la desventaja de estos sistemas es que no se pueden utilizar para soportar cargas altas por tener un contacto lineal o puntual. Generalmente, a estos sistemas se agregan amortiguadores lineales, obteniéndose un sistema lineal.

Los amortiguadores histeréticos de alta capacidad se basan en general en la capacidad de deformaciones plásticas de sólidos, generalmente plomo o acero. Los amortiguadores deben asegurar una deformación plástica

adecuada del metal cuando actúa un gran sismo. Estos sistemas deben de ser contruidos cuidadosamente para evitar concentraciones de deformación excesiva, ya que pueden causar una fatiga prematura de los amortiguadores de acero en la soldadura. Los ciclos plásticos producidos por alguna otra sollicitación, por ejemplo ráfagas de viento, deben ser controlados para evitar una fatiga prematura.

Los sistemas de amortiguamiento de acero, tienen la forma de vigas a flexión de varias secciones transversales, tienen una rigidez inicial alta y son amortiguadores efectivos, sin embargo el proceso de su manufactura debe ser suficientemente cuidadoso para asegurar una vida útil satisfactoria. Estos sistemas generalmente dependen de la amplitud de la excitación, además, pueden combinarse con otros componentes para proveer flexibilidad, pudiendo resultar sistemas con comportamiento o relación carga desplazamiento bilineal o no lineal. Los amortiguadores elasto-plásticos de acero han sido utilizados como aisladores sísmicos de puentes en Nueva Zelanda, Italia y en otros países.

Los amortiguadores de extrusión de plomo se comportan como sistemas plásticos que operan a una fuerza constante. Estos sistemas por su comportamiento plástico dependen en muy poca proporción de la amplitud de la excitación. El sistema fluye bajo cargas pequeñas, por lo que las expansiones térmicas se acomodan en el mismo sistema. Cuando se combina con un componente lineal para un apoyo flexible, por ejemplo pilas, esto puede dar como resultado sistemas bilineales.

Los apoyos de hule-plomo, están compuestos de apoyos elastoméricos con un corazón central de plomo. Se construyen insertando un cilindro de plomo en un orificio maquinado en el apoyo elastomérico o colando el plomo en el mismo lugar. Este sistema tiene una rigidez inicial alta, seguida de una rigidez menor después de la fluencia del plomo, y para muchos problemas es el sistema de aislamiento apropiado. El amortiguamiento histerético de este dispositivo se logra por la deformación plástica del plomo. El comportamiento del sistema puede ser considerado aproximadamente como bilineal.

Los sistemas de fricción se comportan en una forma similar a un amortiguador de extrusión, estos sistemas son simples pero requieren de mantenimiento. Algunas de las principales desventajas son: cambios en el coeficiente de fricción debido al envejecimiento, ataque del medio ambiente y variación de la temperatura entre otros. Un problema a largo plazo que ocurre cuando el dispositivo se encuentra sujeto a una carga vertical constante, es la pérdida de su capacidad de deslizamiento.

Los sistemas de aislamiento más usados en la actualidad son los amortiguadores histeréticos de acero, amortiguadores de extrusión de plomo, apoyos de hule-laminados y apoyos de hule-plomo, por lo que es de interés conocer las características de estos sistemas.

2.4 Amortiguadores histeréticos de acero.

A finales de la década de los 60s, se construyeron una gran cantidad de mecanismos y dispositivos de amortiguamiento para incrementar la resistencia sísmica de las estructuras. Los primeros elementos que se utilizaron como dispositivos amortiguadores de alta capacidad para estructuras fueron las vigas de acero de las cuales se aprovechaba su capacidad de deformación plástica. Durante esa década se incrementó la capacidad de deformación plástica de las vigas para proveer de amortiguamiento y flexibilidad a estructuras de acero sismorresistentes. Sin embargo, la capacidad de ductilidad de miembros estructurales fue limitada por las propiedades de los materiales, por pandeo local y por efectos de soldadura, [ref. 14].

Los primeros amortiguadores de viga-acero proporcionaban una mayor resistencia a la fatiga que los miembros de acero de la propia estructura. Estos eran construidos con los aceros disponibles y adoptaban diferentes formas, además se unían con soldadura en lugares alejados de las regiones de deformación plástica. Algunos de los amortiguadores de vigas de acero fueron desarrollados por Kelly et al; Skinner et al; Tyler y Skinner; Tyler; Cousins et al, [ref. 14]. Las formas desarrolladas fueron amortiguadores de viga-curva (Tipo E), fig. 2.3c, amortiguadores viga-cónica (Tipo T), fig. 2.3b y amortiguadores de momento uniforme (Tipo U), fig. 2.3a.

En Nueva Zelanda se construyeron los primeros puentes donde se utilizó aislamiento sísmico, en los cuales la superestructura se desacopló del movimiento del terreno utilizando aisladores deslizantes sobre la parte superior de las pilas.

2.4.1 Características de amortiguadores histeréticos de acero.

El acero se utilizó como material amortiguador desde un principio, ya que no presentaba problemas en cuanto al diseño, construcción y mantenimiento, aunque pudieran existir fallas por fatiga en la soldadura y concentraciones de esfuerzo. Sin embargo, el uso de estos amortiguadores producía una reducción en las fuerzas y por tanto una mejora en el comportamiento de estructuras de acero diseñadas por sismo.

Los amortiguadores viga-acero, fig. 2.3a, tienen un comportamiento sísmico similar al comportamiento de estructuras de armaduras de acero de alta ductilidad. Estos amortiguadores se diseñan para tener una mayor resistencia a la fatiga y para operar a niveles más altos de deformación plástica. Este comportamiento se logra utilizando aceros suaves de alta ductilidad, formas de amortiguadores con rangos de deformación igual sobre cada sección transversal de una viga plástica, vigas plásticas de sección compacta (generalmente de sección rectangular o circular) y un detallado adecuado de las conexiones entre las vigas plásticas y los miembros cargados para limitar la concentración de esfuerzos, particularmente en la soldadura.

Para un intervalo de deformación dada en un amortiguador, los ciclos carga-deformación cambian en forma moderada, esto trae como consecuencia una reducción en la capacidad de amortiguamiento, hasta que la fluencia de la viga se encuentra cercana a la vida útil del elemento ocasionada por fatiga. Los parámetros de los ciclos del amortiguador y su vida por fatiga pueden ser calculados adecuadamente, probando amortiguadores prototipos o modelos a pequeña escala.

Debido a que los amortiguadores viga-acero, fig. 2.3a, dependen de la capacidad a la fatiga del acero, es necesario diseñarlos de tal forma que

limiten la deformación durante un sismo, y aseguren una capacidad adecuada para resistir sismos de diferentes intensidades y por lo menos un sismo de intensidad máxima de diseño. En su diseño es necesario evitar una falla prematura por cargas de viento durante la vida útil de la estructura.

2.4.2 Tipos de amortiguadores de acero.

Existe un gran número de amortiguadores de acero, con diferentes características y formas geométricas. Dentro de estos amortiguadores se tienen:

1. Amortiguador viga-flexión de momento uniforme con brazos cargados transversalmente (tipo U), fig. 2.3a.
2. Amortiguador viga-flexión de cantiliver cónico (tipo T), fig. 2.3b.
3. Amortiguador viga-torsión con brazos cargados transversalmente (tipo E), fig. 2.3c.

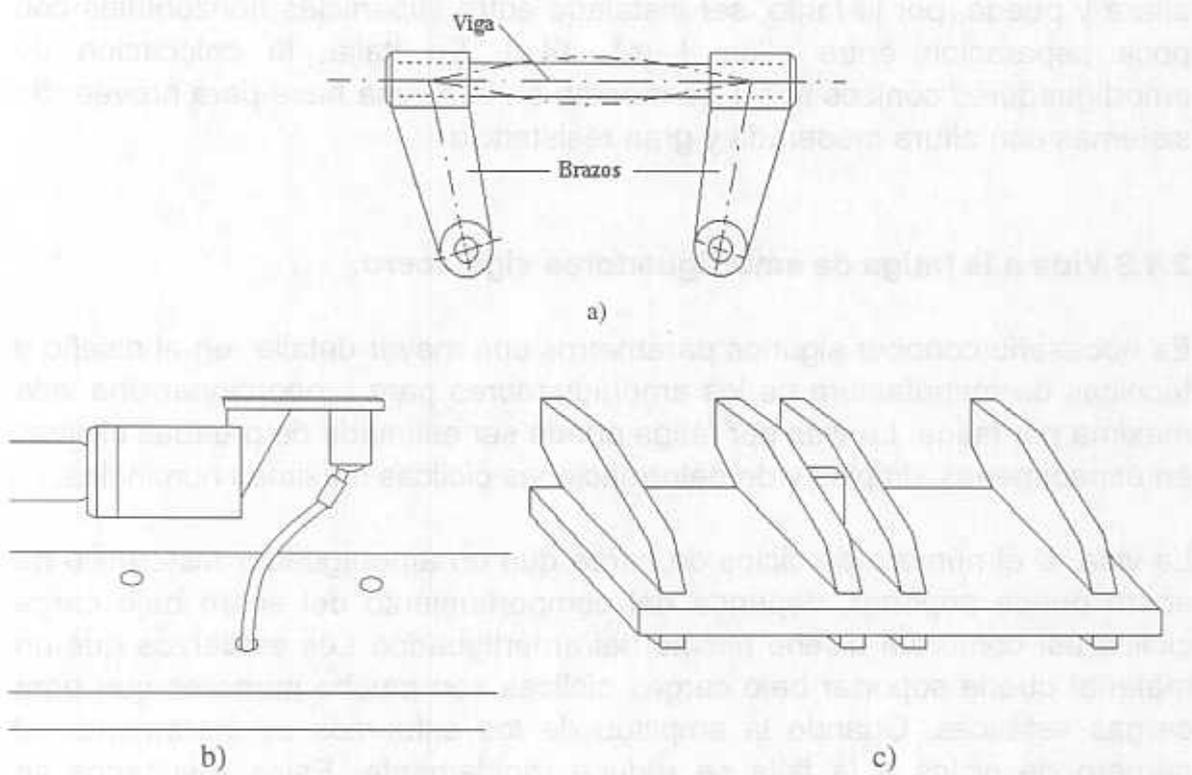


Fig. 2.3. Amortiguadores de acero.

Las secciones transversales pueden ser circulares, cuadradas o rectangulares, denotadas por los subíndices 'c', 's' o 'r' respectivamente.

Para aplicaciones particulares es posible construir sistemas combinando los tres tipos básicos de amortiguadores, para obtener mejores características de amortiguamiento. Esto ha llevado a la construcción de un gran número de amortiguadores viga-acero con diferentes características, descritos en la literatura. Por ejemplo un sistema con dos amortiguadores compactos se ha introducido en Japón, [ref. 14], uno de estos amortiguadores utiliza un cantiliver de acero hueco corto en lugar de un corazón de acero sólido del tipo T. Este amortiguador tipo campana es compacto y tiene buenas características de fuerza-desplazamiento, [ref. 14]. Un segundo amortiguador viga-acero consta de un grupo de vigas en forma de ejes de hélices verticales las cuales proveen de grandes desplazamientos de fluencia en cualquier dirección horizontal. Este amortiguador tiene poca

altura y puede, por lo tanto, ser instalado entre superficies horizontales con poca separación entre ellas, [ref. 14]. En Italia, la colocación de amortiguadores cónicos tipo T se montan en la misma base para proveer de sistemas con altura moderada y gran resistencia.

2.4.3 Vida a la fatiga de amortiguadores viga-acero.

Es necesario conocer algunos parámetros con mayor detalle en el diseño y técnicas de manufactura de los amortiguadores para proporcionar una vida máxima por fatiga. La vida por fatiga puede ser estimada de pruebas cíclicas en especímenes simples y de deformaciones cíclicas máximas nominales.

La vida o el número de ciclos de carga que un amortiguador histerético de acero puede soportar, depende del comportamiento del acero bajo carga cíclica así como del diseño mismo del amortiguador. Los esfuerzos que un material puede soportar bajo cargas cíclicas son mucho menores que para cargas estáticas. Cuando la amplitud de los esfuerzos se incrementa, el número de ciclos a la falla se reduce rápidamente. Estos resultados se resumen normalmente en curvas S-N (esfuerzo-ciclos), fig. 2.4, donde la amplitud del esfuerzo cíclico se grafica contra el número de ciclos a la falla. Generalmente, para la mayoría de las soluciones de aislamiento sísmico, se necesita controlar la amplitud del desplazamiento y la deformación.

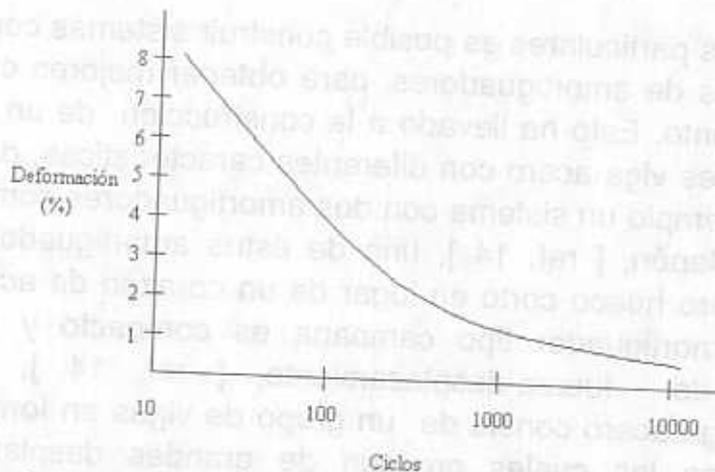


Fig. 2.4 Curva vida-fatiga para amortiguador de acero.

En contraste, los dispositivos de plomo no se fatigan de manera importante al operar a temperaturas normales, debido a que el punto de fusión del plomo es muy bajo. Durante y después de la deformación, el plomo deformado sufre un proceso interrelacionado de recuperación, recristalización y de formación de partículas. Este comportamiento es similar al que ocurre para el acero arriba de los 400 °C.

La capacidad por fatiga total de un amortiguador viga-acero bien diseñado, para cualquier rango de deformación restringida, puede ser estimada de la fig. 2.4, la capacidad por fatiga de los materiales de un sistema viga-amortiguador pueden ser comparados adecuadamente con la capacidad por fatiga cíclica de especímenes estándares simples sujetos a un rango de deformaciones nominales de alrededor del 5%.

La viga y sus extremos restringidos deben ser detallados para evitar severas concentraciones de esfuerzos en las localidades de mayor deformación plástica. En particular, la soldadura de las vigas de fluencia deberían ser confinadas a los lugares de deformaciones más bajas. En este sistema es apropiado adoptar un sistema amortiguador geométrico para producir una reducción en la deformación plástica nominal en los extremos de la viga de fluencia. Los amortiguadores tipo U, fig. 2.3a, con vigas de fluencia prismática producen grandes deformaciones, reduciendo con esto las deformaciones en los extremos de los amortiguadores.

El incremento en la temperatura de una viga prismática durante un sismo de diseño o un sismo extremo, puede causar pequeños cambios en los parámetros y/o en su resistencia por fatiga del acero en el amortiguador. El amortiguador viga acero de deformación plástica se debe construir de acero suave, trabajado de preferencia en frío.

2.5 Amortiguadores de extrusión de plomo.

2.5.1 Aspectos generales.

Otro tipo de amortiguador que utiliza las propiedades de disipación de energía histerética de los metales es el amortiguador de extrusión de plomo (LED), cuyo diseño original se realizó en Nueva Zelanda. El amortiguador

de extrusión de plomo fue inventado en 1971 por W H Robinson, [ref. 14]. El proceso de extrusión consiste en forzar o extraer un material a través de un orificio, cambiando con esto su forma, fig. 2.5. El proceso de extrusión es antiguo, posiblemente el primer diseño fue el de una prensa de extrusión construido por Joseph Bramah en 1797, [ref. 14], a quien le fue concedida una patente de una prensa para formar pilas de plomo u otro metal suave de cualquier tamaño y de cualquier longitud sin juntas, [ref. 14].

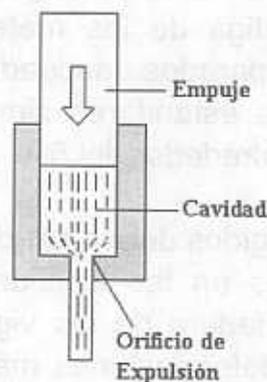


Fig. 2.5 Amortiguador de extrusión de plomo.

La deformación de un metal policristalino, como el plomo o acero suave, ocasiona el crecimiento de sus partículas y causa problemas como dislocaciones y vacíos entre estas. Después de algún tiempo el metal puede, si la temperatura es suficientemente alta, regresar a un estado, libre de los efectos de la deformación plástica por los tres procesos interrelacionados de recuperación, recristalización y crecimiento de las partículas (Wulff et al; Birchenall; Jones et al, [ref. 14]). Durante el proceso de recuperación la energía almacenada de las partículas deformadas se reduce por el movimiento de dislocación para formar configuraciones de energía inferiores tales como fronteras de las partículas, y por la eliminación de vacíos en la superficie interna y externa.

La recristalización ocurre cuando las partículas pequeñas, no deformadas se concentran entre las partículas deformadas para crecer aprovechándose de ellas. Las fuerzas transmitidas para la recristalización es la energía almacenada de deformación en las partículas extraídas, mientras la

disminución en la energía superficial de las partículas recristalizadas causan el crecimiento de partículas. La temperatura suficiente para causar el 50 % de recristalización durante una hora es llamada temperatura de recristalización, [ref. 14]. Para el plomo esta temperatura se encuentra por debajo de los 20 °C, mientras que para el aluminio, cobre y acero es de 150 °C, 200 °C y 450 °C respectivamente. La relación para la cual la recristalización se produce es fuertemente dependiente de la temperatura. Por ejemplo, el cobre al reducir su espesor en un 71 %, laminado en frío, tiene un tiempo de recristalización de 12 min. a 300 °C, 10.4 días a 200 °C y 290 años a 100 °C, [ref. 14]. La relación a la cual la recristalización ocurre también se incrementa con la cantidad de deformación.

Como la temperatura de recristalización del plomo está por debajo de la temperatura ambiente, cualquier deformación del plomo arriba de la temperatura ambiente produce calor, ya que el proceso de recubrimiento, recristalización y crecimiento de las partículas ocurren simultáneamente. El trabajar el plomo a una temperatura ambiente es equivalente a trabajar una pieza de acero o fierro a una temperatura a más de 400 °C. El plomo es el único metal que no necesariamente sufre una fatiga progresiva cuando se plastifica cíclicamente a temperatura ambiente.

La fig. 2.6a muestra un dispositivo que actúa como amortiguador histerético utilizando las propiedades mencionadas del plomo. Este dispositivo consiste de un tubo de pared delgada coaxial con una flecha donde corren dos pistones. Existe una contracción en las paredes del tubo entre los pistones y el espacio libre es ocupado por plomo. El plomo se separa del tubo por una capa delgada de lubricante y se utiliza un sello hidráulico alrededor de los pistones para asegurar que el lubricante no salga del dispositivo. La flecha central se extiende por debajo de uno de los extremos del tubo. El amortiguador histerético se restringe entre un punto de la estructura y un punto en la tierra, en donde se presenta un movimiento relativo entre ellos durante un sismo. Como los puntos adheridos se mueven hacia adelante y hacia atrás, los pistones se mueven a lo largo del tubo central, provocando que el plomo se extruya hacia atrás y hacia adelante a través del orificio debido a la contracción en el tubo.

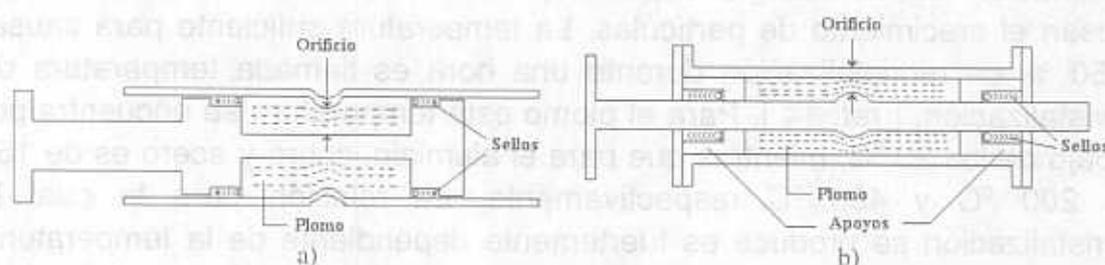


Fig. 2.6 Amortiguadores de extrusión plomo.

Debido a que la extrusión es un proceso de deformación plástica, por la transmisión forzada del plomo a través de un orificio durante la deformación estructural se realiza trabajo y se almacena muy poca energía elástica. Además, durante un sismo dicho dispositivo puede absorber energía, limitando la amplitud de oscilaciones no deseadas en la estructura. La operación satisfactoria de este amortiguador histerético depende del uso del material, en este caso el plomo, el cual se recupera y recristaliza rápidamente a temperatura de operación, por lo que la fuerza requerida para extruir el plomo es prácticamente la misma en cada ciclo sucesivo. Si el material extruido tuvo una temperatura de recristalización mucho mayor que la temperatura de operación, empezará el endurecimiento y estará expuesto a una fatiga producido por ciclos bajos, aunque por lo general, estos materiales soportan esfuerzos mucho mayores. Esto provoca que los amortiguadores presenten problemas severos para contener el sello y la lubricación del pistón en un dispositivo de extrusión de plomo.

Existen otros sistemas que operan con el mismo principio de los amortiguadores histeréticos, pero tiene diferentes detalles de construcción, particularmente la flecha central como se muestra en la fig. 2.6b. La flecha central esta soportada por apoyos, que además sirven para mantener el plomo en el mismo lugar. Debido a que la flecha tiene un movimiento relativo respecto al tubo, el plomo se extruye a través del orificio formado por la flecha y el tubo.

2.5.2 Resumen y discusión de los amortiguadores de extrusión de plomo.

Los amortiguadores de extrusión de plomo, en los que la energía mecánica se convierte en calor por la extrusión del plomo dentro del tubo, son sistemas adecuados para absorber la energía del movimiento de una estructura durante un sismo. El principio es simple pero el diseño en algunas ocasiones puede ser complicado.

Los amortiguadores de extrusión de plomo tienen las siguientes propiedades:

1. Tiene las características de un amortiguador de Coulomb en donde su ciclo de histéresis fuerza-desplazamiento es aproximadamente rectangular y depende de las frecuencias de la excitación.
2. Debido al proceso interrelacionado de recuperación, recristalización y crecimiento de partículas que ocurren durante y después de la extrusión del plomo, la energía absorbida no está afectada por trabajo de endurecimiento o fatiga. En lugar de eso el plomo siempre regresa a su posición de estado no deformado original. El amortiguador de extrusión por lo tanto tiene un período de vida larga y no tiene que ser reemplazado después de cada sismo importante.
3. El amortiguador de extrusión es estable en su operación y no ocurre un daño en su sistema por efecto de un posible incremento de las fuerzas en la estructura. Si la temperatura se eleva durante su operación, entonces:
 - Las fuerzas de extrusión se reducen y por lo tanto la absorción de energía y la generación de calor disminuyen, y
 - Con la máxima temperatura, el plomo rápidamente se recupera y recristaliza, por medio de la ganancia en su plasticidad.

4. La longitud del trazo de la energía de extrusión absorbida esta limitada solamente por los problemas de pandeo de la flecha durante la compresión.

2.6 Apoyos de hule laminados para aislamiento sísmico.

Los apoyos de hule laminado (apoyos elastoméricos) son sistemas que se utilizan principalmente para aislar puentes, [refs. 9, 10, 12]. Estos sistemas son construidos completamente con productos comerciales. Su principal aplicación ha sido para aislar la superestructura de un puente, que sufre cambios substanciales en el dimensionamiento de sus elementos y cambios de forma debido a los efectos de temperatura. Actualmente su uso se ha extendido al aislamiento sísmico de puentes y otras estructuras.

Estos apoyos son diseñados para soportar grandes cargas verticales y proveer de una resistencia moderada a desplazamientos horizontales, se utilizan también para controlar la inclinación de la superficie de la superestructura de un puente. Un apoyo elastomérico común de puente consta de una serie de capas de hule horizontales vulcanizados con láminas de acero, como se muestra esquemáticamente en la fig. 2.7. La capacidad de carga de un apoyo se incrementa substancialmente al aumentar el área y reducir el espesor de cada capa de hule, mientras que la resistencia para movimientos horizontales e inclinación se reducen al incrementar la altura total del apoyo.

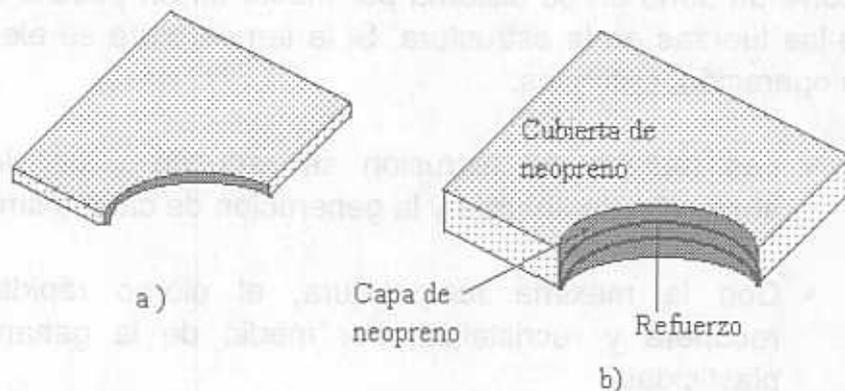


Fig. 2.7 Apoyos elastoméricos simple y reforzado.

Los apoyos de hule para puentes pueden ser dimensionados para proveer la capacidad de carga y la flexibilidad horizontal requeridos para el aislamiento sísmico. Es de importancia particular la relación de la capacidad de carga a la flexibilidad horizontal, la cual determina el valor máximo factible para el período de la estructura rígida T_b . Además es de igual importancia el máximo desplazamiento horizontal aceptable X_b , que se determina ya sea por las deformaciones admisibles del hule o por la compensación admisible entre los áreas planas de la parte de arriba y parte de abajo del apoyo. Los apoyos de hule también proveen de fuerzas centrales de aislamiento durante los desplazamiento sísmicos.

Los apoyos de hule tienen una amplia aplicación para aislamiento sísmico. En su forma más sencilla, los apoyos de hule pueden ser utilizados para proveer apoyo a la subestructura, flexibilidad horizontal y fuerzas restauradoras centrales. El amortiguamiento del aislador puede ser incrementado adaptando dispositivos secundarios, como pueden ser corazones de plomo. Estos se insertan en los apoyos de hule para agregar un amortiguamiento histerético alto en los mismos. Sin embargo, los apoyos de hule pueden ser vencidos por deslizamientos horizontales, provocando un incremento en la flexibilidad y amortiguamiento horizontal de la estructura. Además, el aislador debe contener la inclinación de los apoyos de una estructura oscilatoria y de las componentes elásticas en las cuñas para la limitación de los desplazamientos.

El diseño detallado y la manufactura de los apoyos de hule requieren de técnicas avanzadas. Sin embargo, una buena aproximación de las características de los apoyos elastoméricos se puede obtener utilizando relaciones conocidas y simples. Estas características y métodos de diseño se describirán más adelante, ya que es de interés particular diseñar los apoyos elastoméricos, que se utilizarán en los análisis de los puentes para este trabajo.

2.7 Apoyos de hule-plomo.

Los apoyos de hule-plomo son una combinación de apoyos elastoméricos con corazón de plomo. Estos sistemas proveen de una disipación de energía histerética alta.

Los apoyos de hule-plomo fueron inventados en 1975 por W H Robinson, [ref. 14]. Primero se intentó, con poco éxito, construir un amortiguador de cortante de plomo cilíndrico para operar a grandes deformaciones . Después se observó que las placas de acero de los apoyos elastoméricos controlaban la forma del plomo durante deformaciones plásticas grandes. Y finalmente se perforó un apoyo elastomérico construido colocándole un corazón de plomo, como se muestra en la fig. 2.8.

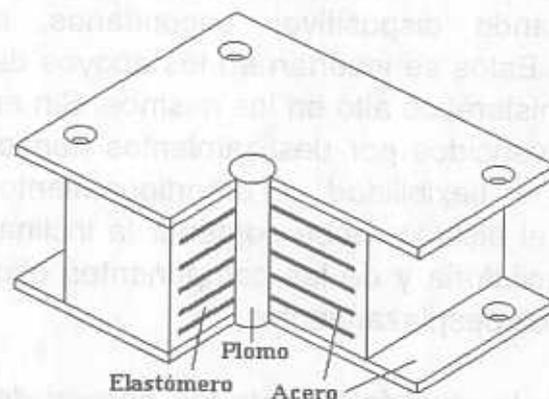


Fig. 2.8. Apoyo elastomérico reforzado con corazón de plomo.

Las razones de la elección del plomo como material de adaptación en el aislador es que fluye en cortante a esfuerzos relativamente pequeños cercanos de 10 MPa, y su comportamiento se aproxima a un sólido plástico lineal. Como se mencionó en este capítulo el plomo genera calor cuando se deforma plásticamente a temperatura ambiente, y sus propiedades mecánicas siguen un proceso simultáneamente interrelacionado de recuperación, recristalización y crecimiento de partículas. De hecho, la deformación plástica del plomo a 20 °C es equivalente a la deformación plástica del acero a una temperatura mayor a 400 °C. Por lo tanto, el plomo

se comporta adecuadamente bajo condiciones de fatiga durante los ciclos de deformación plásticas (Robinson y Greenbank, [ref. 14]).

Como se describió anteriormente un apoyo elastomérico, puede convertirse en un apoyo de hule-plomo colocando un corazón de plomo en su centro, fig. 2.8. El orificio para el corazón del plomo puede ser maquinado atravesando el apoyo después de su construcción o maquinar las placas de acero y las capas de hule antes de unirlos. En esta última opción se cuela el plomo directamente dentro del agujero. Para ambos casos de colocación es imperativo que el corazón de plomo quede justo dentro del agujero y que sea cerrado con placas de acero y sea empujado un poco dentro de las capas de hule. Para asegurar que esto ocurra, se recomienda que el volumen del plomo sea un 1% más grande que el volumen del agujero, permitiendo con esto que el corazón de plomo quede firmemente presionado dentro del agujero. Además, cuando el apoyo elastomérico se deforma horizontalmente, el plomo dentro del corazón se obliga por las placas de acero a deformarse por cortante a través de su volumen completo.

se comportan estructuralmente bajo condiciones de carga durante los ciclos de oscilación sísmica (Robinson y Ghoshal, 1981-82).

Como se señaló anteriormente en este capítulo, los apoyos elastoméricos pueden sufrir en un estado de fricción debido al movimiento de los cables en su centro. En el caso de un puente, el movimiento del puente puede ser restringido al avanzar el apoyo después de su construcción o después de que se haya instalado y los cables se hayan movido. En este último caso se debe el punto de partida de la fricción. Para evitar casos de fricción es importante que el centro de masa quede fijo como del puente y que los cables con placas de apoyo se encuentren en un punto de apoyo de la placa de apoyo. Para asegurar que esto ocurra se recomienda que el volumen del puente sea un 1% más grande que el volumen del apoyo. Recomendado con esto que el centro de masa del puente se encuentre dentro del apoyo. Además, cuando el apoyo está instalado se debe proporcionar el mismo dentro del centro de masa del puente de modo que se evite a diferencia por fricción a través de su volumen.

3. Apoyos Elastoméricos.

3.1 Introducción.

Los apoyos elastoméricos se utilizan principalmente en estructuras de puentes para acomodar movimientos provocados por flujo plástico, expansión térmica y en la construcción con concreto precolado sirven como apoyos de asiento que proveen de un superficie uniforme para los miembros estructurales, absorbiendo los pequeños movimientos y desalineamientos de fabricación, [ref. 9]. Estos apoyos también son utilizados en el aislamiento sísmico y control de las vibraciones provocadas por máquinas.

Debido a que el proceso de manufactura es relativamente, sencillo comparado con cualquier otro sistema de aislamiento, los apoyos elastoméricos resultan muy económicos, ya que el mantenimiento durante su vida útil es escaso o nulo, lo que constituye un sistema adecuado de aislamiento sísmico de estructuras, [ref. 14]. A pesar de que su uso se ha incrementado rápidamente en los últimos años, su comportamiento aun es complejo para los ingenieros, debido a las diferentes propiedades mecánicas de los materiales utilizados por los fabricantes, las cuales pueden permitir grandes deformaciones.

3.2 Propiedades de los materiales.

Casi todos los apoyos elastoméricos se fabrican, ya sea de hule natural o hule sintético (cloropreno), aunque se han empleado otros materiales como el polisobutileno, poliuretano, silicón, etc., sin conseguir un comportamiento adecuado, [ref. 12]. El hule natural y sintético tienen un comportamiento satisfactorio bajo grandes deformaciones y son aceptados ampliamente por los ingenieros. Algunas de sus características se presentan en la tabla 3.1.

Comportamiento Sísmico de Puentes sobre Apoyos Elastoméricos

Propiedad Material	Comportamiento a baja temperatura	Deterioración bajo condiciones ambientales	Flujo plástico y esfuerzo de relajación	Propiedades mecánicas	Comportamiento dinámico	Comportamiento a alta temperatura
Cloropreno	Se rigidiza a temperaturas mayores que el hule natural.	Menos susceptible que el hule natural.	Ambos materiales fluyen en cantidades similares.	La no linealidad y la temperatura son dependientes para ambos casos. Las propiedades pueden variar entre materiales derivados de ellos.	Ambos materiales se rigidizan bajo cargas dinámicas.	Ambos materiales llegan a ser más flexibles a temperaturas altas con un incremento en el flujo plástico y en la relajación
Hule natural	Menos susceptible a temperaturas bajas.	Susceptible a agrietamiento por ozono, pero se puede controlar con aditivos.				

Tabla 3.1. Propiedades de hule natural y el cloropreno.

Los elastómeros tienen un comportamiento no lineal alto y una relación esfuerzo-deformación dependiente de la temperatura. La no linealidad es provocada por el flujo plástico, esfuerzo de relajación y deformaciones grandes (las deformaciones a tensión en algunos casos llegan a superar el 600%), [ref. 9]. Los elastómeros se rigidizan a bajas temperaturas y bajo cargas dinámicas. La rigidización a bajas temperaturas es un fenómeno complejo, pero se puede decir que el hule natural es menos susceptible que el cloropreno.

Un hule en su estado natural debe combinarse con otros materiales para formar el elastómero, el cual debe vulcanizarse una vez que el refuerzo se ha unido al hule, esto asegura una estabilidad y durabilidad en el apoyo con una alta calidad en la unión entre el hule y el refuerzo. Durante la combinación, el hule se mezcla con fibras de carbón, aceites, aditivos (como antioxidantes, antiozonos, etc.) y agentes vulcanizantes (como sulfuros). El proceso de vulcanización se realiza mezclando todos los elementos aplicándoles calor y presión. Los detalles de los componentes de los elastómeros varían y son frecuentemente considerados como una información particular de los fabricantes, esto provoca que entre ellos existan diferencias importantes en las propiedades de los elastómeros. Este es uno de los principales problemas a los que se tienen que enfrentar los diseñadores para la elección de los apoyos, ya que los intereses de los fabricantes son muy distintos. Mientras los ingenieros requieren de un dispositivo aislador capaz de recomodar adecuadamente los movimientos

en las estructuras, los fabricantes se interesan en obtener un elemento que satisfaga las especificaciones de un reglamento, principalmente las correspondientes a sus propiedades de dureza y deformación a la ruptura, aunque no entiendan su significado o relación con el comportamiento estructural del apoyo.

Aunque los elastómeros son materiales altamente no lineales, el diseño y el análisis de los apoyos se realiza elásticamente, [ref. 9]. Esta suposición no es correcta, pero su uso es fácil y proporciona una aproximación adecuada para un amplio rango de aplicaciones. Para el diseño de un apoyo es necesario conocer el módulo de elasticidad E , el módulo de cortante G y un valor aproximado de la relación de Poisson ν . Algunos valores utilizados son:

$$\nu \approx 0.5 \quad \text{y} \quad G \approx \frac{E}{4}$$

Los valores anteriores pueden variar debido a que estas relaciones son empíricas y consideran una gran cantidad de factores para los distintos materiales con que se fabrican los apoyos. Aunque la rigidez del elastómero es una propiedad importante para los ingenieros, es necesario considerar otras propiedades como la dureza y la deformación a la ruptura.

En las aplicaciones ingenieriles, los elastómeros se especifican generalmente por su dureza. La dureza es una propiedad fácil de medir y puede ser correlacionada nominalmente con un número importante de propiedades físicas de los elastómeros, como son el módulo de cortante y de compresión. La dureza es una medida de la recuperación elástica a la penetración de una aguja de acero, por lo que existe una relación entre la dureza y el módulo elástico. La dureza se mide en grados IRHD (International Rubber Hardness), de acuerdo a estándares británicos. La escala IRHD tiene valores que van de 0 (muy suave) a 100 (muy duro); como ejemplos, una goma se encuentra alrededor de 30 de dureza, mientras que una llanta de automóvil se encuentra alrededor de 60 de dureza. Desafortunadamente, la dureza es variable y puede depender de factores como, el instrumento de medición, el operador y el tamaño de la muestra.

El módulo de elasticidad se incrementa con la dureza, pero siempre es pequeño comparado con otros materiales ingenieriles, (tabla 3.2). Un cambio de un grado en la dureza resulta un cambio de alrededor del 5% en los valores del módulo de elasticidad. Para pequeñas deformaciones el módulo de elasticidad a tensión y compresión son aproximadamente iguales.

Dureza IRHD	Módulo de Elasticidad E (Kg/cm ²)	Módulo Cortante G (Kg/cm ²)	K
50	23.5	6.1	0.75
60	37.7	10.2	0.60
70	63.2	14.3	0.55

Tabla 3.2. Propiedades aproximadas de los elastómeros

El módulo al confinamiento de un elastómero es grande, comparado con el módulo de elasticidad, este valor generalmente excede los 10,194.0 Kg/cm². Para fines prácticos un elastómero se puede considerar incompresible.

La capacidad a tensión de muchos elastómeros es considerable, además de que su deformación elástica puede ser varias veces el tamaño del espécimen. El esfuerzo a la ruptura a tensión de muchos elastómeros excede los 102.0 Kg/cm² a temperaturas normales.

3.3 Requerimientos del comportamiento de un aislador de base.

En los últimos treinta años los apoyos elastoméricos reforzados se han utilizado en Estados Unidos y Europa en aplicaciones no sísmicas principalmente como apoyos de puentes y dispositivos para evitar vibraciones.

Los materiales y técnicas de fabricación utilizados en la manufactura de apoyos sísmicos y no sísmicos son esencialmente los mismos, sin embargo, el comportamiento solicitado es diferente, ya que mientras un apoyo no

sísmico generalmente está sujeto a cargas estáticas o vibraciones debido a maquinas, un apoyo sísmico esta sujeto a cargas aleatorias cuya magnitud es incierta.

La función principal de los apoyos sísmicos es desacoplar el movimiento de la estructura del de su cimentación, incrementando el período fundamental y reduciendo la respuesta de la estructura. La reducción de fuerzas inducidas por el sismo puede ser del orden de 5 a 10 veces su valor nominal, lo que permite a su vez reducir el daño a la estructura y el riesgo a sus ocupantes.

Los apoyos sísmicos presentan varios grados de rigidez, dependiendo de la magnitud y orientación de las cargas aplicadas, como se indica a continuación:

1. Una alta rigidez vertical permite apoyar cargas estáticas con una deflexión vertical mínima.
2. Una baja rigidez horizontal ante cargas sísmicas permite que el elemento realice su función como aislador sísmico.
3. Una alta rigidez horizontal se utiliza para controlar cargas laterales pequeñas debidas a viento o para evitar deflexiones laterales excesivas bajo condiciones de servicio normal.

La rigidez vertical alta se logra a través de la construcción de apoyos elastoméricos laminados, ya que el refuerzo en el elastómero a base de placas disminuye el pandeo de las caras laterales de los apoyos por la adherencia entre los dos materiales. La rigidez horizontal baja no depende de la configuración laminada, es una característica propia del elastómero, por lo que existe poca resistencia a la deformación horizontal de las capas de hule.

Para lograr los requerimientos de rigidez, es necesario que el apoyo sea estable. Aunque un apoyo no debe ser un elemento esbelto, la relación de la rigidez axial contra la lateral es muy alta y puede provocar que el apoyo esté sujeto a un pandeo por cortante. La posibilidad de inestabilidad es mayor en

apoyos de aislamiento sísmico que en apoyos no sísmicos, debido a que son generalmente altos para poder lograr deformaciones grandes.

Debido a que la función principal de los apoyos elastoméricos es mantener segura una estructura y teniendo en cuenta que la acción sísmica es importante, es necesario entender el comportamiento de los apoyos elastoméricos, bajo las distintas acciones a las que se encuentran sujetos. A pesar del intenso trabajo que se realiza en la investigación sobre el comportamiento mecánico de los apoyos, existe escasa o casi nula información en algunos aspectos, principalmente en la combinación de acciones, esto se resume en la tabla 3.3.

Modo de falla	Carga a corto plazo					Carga cíclica			
	Comp.	Comp. + Cortante	Comp. + Rotación	Comp.+ Cortante + Rotación	Flujo plástico	Elastómero joven		Elastómero viejo	
						Cortante	Comp.	Cortante	Comp.
Agrietamiento a tensión	A	B	B	C	B	B	C	C	C
Fluencia del refuerzo	A	C	C	C	C	C	C	C	C
Desprendimiento	A	B	B	C	C	B	B	C	C
Pandeo	A	C	C	C	C	C	C	C	C

Tabla 3.3 Datos disponible para el comportamiento mecánico de apoyos elastoméricos.

Nomenclatura:

Comp. Compresión

A Existe información y teoría razonable

B Datos limitados, teoría no muy bien sustentada.

C No hay datos, no existe teoría disponible.

3.4 Comportamiento estático en compresión.

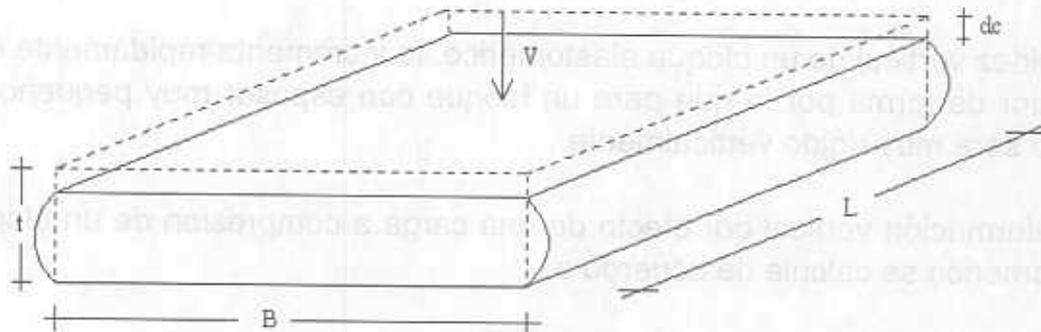


Figura 3.1. Bloque elastomérico con caras restringidas a compresión.

Cuando un bloque de elastómero se somete a una carga a compresión, restringiendo el deslizamiento de las caras cargadas ya sea por fricción o adherencia física, la rigidez vertical depende de la libertad al pandeo de las caras laterales. Lo anterior se expresa generalmente en términos del Factor de Forma (S), definido como la relación del área plana cargada a la superficie libre de carga. En la tabla 3.4, se presentan diferentes formas de bloques en planta con su respectivo factor de forma utilizados comúnmente en apoyos elastoméricos.

Forma del Bloque	Factor de Forma (S)
Rectangular (L * B * t)	$\frac{L B}{2 t (L + B)}$
Cuadrado (L * L * t)	$\frac{L}{4 t}$
Circular (D * t)	$\frac{D}{4 t}$
Barra (B * t) para L > 5B	$\frac{B}{2 t}$

Tabla 3.4. Factor de forma para bloques elastoméricos en compresión.

Donde:

- L longitud
- B ancho

D diámetro
t espesor

La rigidez vertical de un bloque elastomérico se incrementa rápidamente con el factor de forma por lo que para un bloque con espesor muy pequeño, el apoyo será muy rígido verticalmente.

La deformación vertical por efecto de una carga a compresión de un bloque elastomérico se calcula de acuerdo a:

$$e_c = \frac{f_c}{E(1+2KS^2)} = \frac{f_c}{E_a} \quad \text{ec. 3.1}$$

Donde:

e_c deformación vertical a compresión.
 F_c esfuerzo a compresión.
 K constante empírica (tabla 3.2), para materiales incompresibles $K=1$.
 S factor de forma.
 E_a módulo aparente.

De la ecuación anterior se define el "Módulo Aparente", que es análogo al módulo elástico del elastómero, pero que depende directamente del factor de forma al cuadrado.

$$E_a = E(1+2KS^2) \quad \text{ec. 3.2}$$

Para S muy pequeños $E_a \cong E$.

Si se considera el módulo de confinamiento E_∞ del elastómero, la deformación vertical debida a compresión en el volumen, bajo f_c , es simplemente f_c/E_∞ . La deformación total del elastómero está dada por la suma de las dos deformaciones.

$$e_v = \frac{f_c}{E_a} + \frac{f_c}{E_\infty} = \frac{f_c}{\left(\frac{E_a E_\infty}{E_a + E_\infty}\right)} = \frac{f_c}{E_m} \quad \text{ec. 3.3}$$

Donde:

E_m es el módulo modificado del elastómero.

La deformación total a compresión del elastómero d_c se obtiene utilizando el módulo modificado de acuerdo a:

$$d_c = e_v t = \frac{f_c t}{E_m} \quad \text{ec. 3.4}$$

Multiplicando ambos lados por A , tenemos:

$$A d_c = \frac{A f_c t}{E_m} = \frac{V t}{E_m} \quad \text{ec. 3.5}$$

Donde:

A área de la sección en planta.

d_c deformación total.

V Carga vertical.

La rigidez a compresión del bloque elastomérico está definida como la relación entre la carga vertical y la deformación total a compresión. Reordenando la ec. 3.5 se obtiene:

$$K_c = \frac{V}{d_c} = \frac{E_m A}{t} \quad \text{ec. 3.6}$$

En bloques elastoméricos en forma de barras largas con $L > 5B$, el módulo aparente se obtiene de la ec. 3.7:

$$E_a = \frac{4E(1 + KS^2)}{3} \quad \text{ec. 3.7}$$

La deformación total del bloque se calcula dividiendo el esfuerzo a compresión entre el módulo modificado, ec. 3.8:

$$e_v = \frac{f_c}{E_m} \quad \text{ec. 3.8}$$

Donde:

$$E_m = \frac{E_a}{1 + \frac{E_a}{E_\infty}}$$

La deformación total del bloque elastomérico en forma de barra, d_c se obtiene de:

$$d_c = e_v t = \frac{f_c t}{E_m} \quad \text{ec. 3.9}$$

Multiplicando ambos lados de la ec. 3.9, por B , tenemos:

$$B d_c = \frac{B f_c t}{E_m} = \frac{V t}{L E_m} \quad \text{ec. 3.10}$$

La rigidez a compresión de un bloque elastomérico en forma de barra por unidad de longitud se obtiene a partir de:

$$K_c = \frac{V}{L d_c} = \frac{B E_m}{t} = 2 S E_m \quad \text{ec. 3.11}$$

Debido a la simetría en un bloque elastomérico de forma circular y rectangular muy largo, el pandeo de los lados libres toman la forma de una parábola. El pandeo central máximo b, debido a la flexión vertical d_c se calcula de acuerdo a las ecs. 3.12 y 3.13 respectivamente:

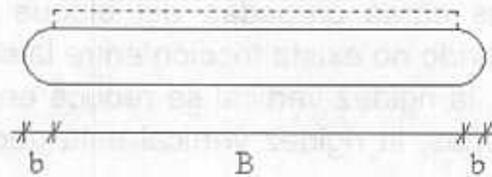


Fig. 3.2 Pandeo de los lados libres del elastómero.

- Para el bloque de forma circular de Diámetro D y espesor t:

$$b = \frac{3Dd_c}{8t} = \frac{3Sd_c}{2} \quad \text{ec. 3.12}$$

- Para el bloque de forma rectangular de ancho B y espesor t:

$$b = \frac{3Bd_c}{4t} = \frac{3Sd_c}{2} \quad \text{ec. 3.13}$$

En forma gráfica, es posible relacionar la curva esfuerzo-deformación de los bloques elastoméricos con el factor de forma (S):

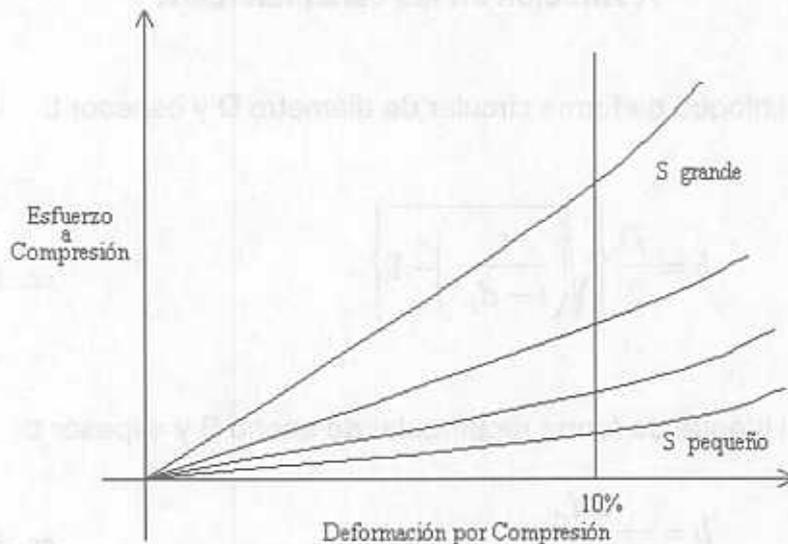


Figura 3.3. Curvas esfuerzo-deformación para bloques elastoméricos unidos.

En el caso de que las caras cargadas del bloque se puedan deslizar libremente, es decir, cuando no exista fricción entre la superficie de contacto y la del bloque, fig. 3.4, la rigidez vertical se reduce en forma considerable. Para deflexiones pequeñas, la rigidez vertical está dada aproximadamente por:

$$K_c^1 = \frac{EA}{t} \quad \text{ec. 3.14}$$

La deformación b debido a carga vertical, cuando existe deslizamiento de las caras cargadas, fig. 3.4, se calcula tomando en cuenta la forma de bloque, es decir, para bloques de forma circular b es diferente que para bloque de forma rectangular.

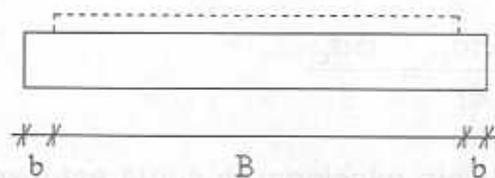


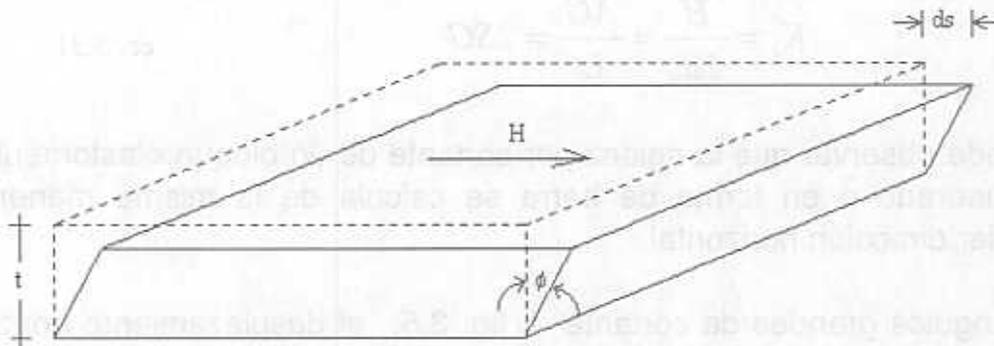
Fig. 3.4 Comportamiento a compresión de un bloque elastomérico sin restricción en las caras laterales.

- Para el bloque de forma circular de diámetro D y espesor t :

$$b = \frac{D}{2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{t}{t-d_c} \right) - 1} \right\} \quad \text{ec. 3.15}$$

- Para el bloque de forma rectangular de ancho B y espesor t :

$$b = \frac{Bd_c}{2(t-d_c)} \quad \text{ec. 3.16}$$



3.5 Comportamiento estático en cortante.

$$e_s = \frac{A f_s}{AG} = \frac{H}{AG} = \tan \phi \quad \text{ec. 3.18}$$

Donde:

- e_s deformación por cortante
- H es la fuerza horizontal total.
- f_s esfuerzo cortante
- A área en planta del bloque
- G módulo cortante
- ϕ ángulo de inclinación

El desplazamiento horizontal relativo del bloque debido a la fuerza horizontal H , queda definido como:

$$d_s = t \tan \phi = \frac{Ht}{AG} \quad \text{ec. 3.19}$$

La rigidez por cortante del bloque elastomérico queda definida como, por la ec. 3.20.

$$K_s = \frac{H}{d_s} = \frac{AG}{t} \quad \text{ec. 3.20}$$

$$K_s = \frac{H}{Ld_s} = \frac{AG}{Lt} = 2SG \quad \text{ec. 3.21}$$

Se puede observar que la rigidez por cortante de un bloque elastomérico ya sea cuadrado o en forma de barra se calcula de la misma manera en cualquier dirección horizontal.

Para ángulos grandes de cortante ϕ , fig. 3.5, el desplazamiento horizontal relativo a las caras, esta dado por:

$$d_s = t \frac{\tan \phi}{(1 + \tan^2 \phi)} \quad \text{ec. 3.22}$$

La deformación vertical debido al movimiento horizontal por cortante, se calcula de acuerdo a:

$$d_c = d_s \cdot \tan \phi \quad \text{ec. 3.23}$$

3.6 Torsión en planta.

Para apoyos elastoméricos de forma circular la rigidez a torsión, K_t , se calcula con suficiente precisión de acuerdo con la ec. 3.24:

$$K_t = \frac{T}{\theta} = \frac{\pi \cdot GD^4}{32t} \quad \text{ec. 3.24}$$

Para una placa circular con un agujero en el centro la rigidez a torsión K_t está dado por:

$$K_t = \frac{T}{\theta} = \frac{\pi \cdot G(D^4 - d^4)}{32t} \quad \text{ec. 3.25}$$

En ambos casos la deformación por cortante causada por la distorsión angular ϕ se calcula aproximadamente de acuerdo:

$$e_{\theta} = \frac{16T}{\pi GD^3} = \frac{D\theta}{2t} \quad \text{ec. 3.26}$$

3.7 Respuesta dinámica.

En un elastómero siempre existe un tiempo de retraso, fig. 3.6, entre la aplicación del esfuerzo y la aparición de las deformaciones resultantes, conocido como fenómeno de histéresis. Este fenómeno es despreciable bajo cargas estáticas, pero muy importante bajo cargas dinámicas. Por ejemplo si el esfuerzo aplicado es senoidal en el tiempo, la deformación resultante también variará senoidalmente con el tiempo, habiendo un defasamiento entre el esfuerzo y la respuesta.

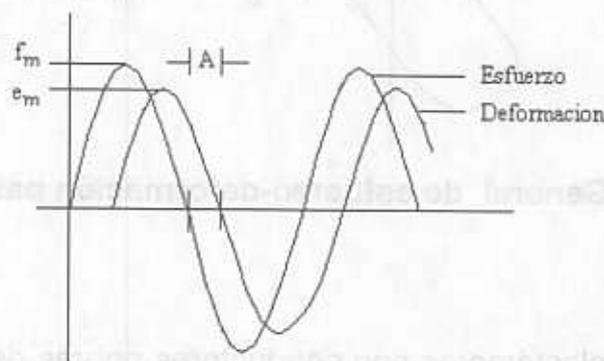


Figura 3.6. Esfuerzo variable senoidal con deformación resultante.

Si el esfuerzo aplicado está representado como:

$$f_i = f_m \text{sen}(wt) \quad \text{ec. 3.27}$$

La deformación resultante será:

$$e_i = e_m \text{sen}(wt - A) \quad \text{ec. 3.28}$$

Un resultado importante del defasamiento entre el esfuerzo y la deformación es que parte de la energía generada durante la deformación se disipa

internamente en forma de calor, y no es recuperada una vez retirado el esfuerzo. Graficando el esfuerzo contra la deformación se forma un ciclo, en el caso particular de esfuerzo senosoidal, la energía perdida por ciclo por unidad de volumen del elastómero es:

$$E = \pi \cdot f_m \cdot e_m \sin A$$

ec. 3.29

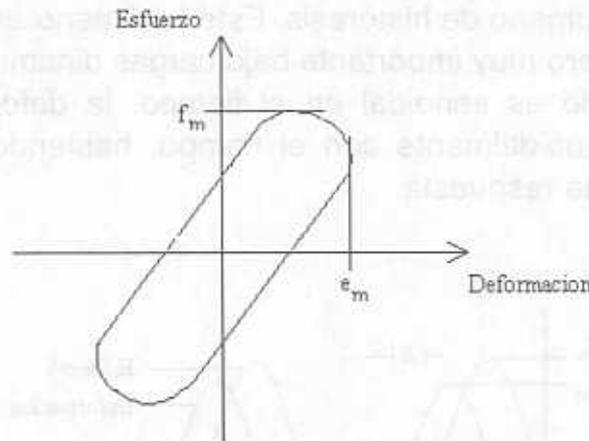


Figura 3.7. Curva General de esfuerzo-deformación para una carga cíclica.

La mayoría de los elastómeros son conductores pobres de calor, por lo que ante excitaciones dinámicas, existe un incremento en la generación de calor.

La respuesta dinámica de un elastómero depende de la frecuencia en la aplicación del esfuerzo y de la temperatura. Cuando la temperatura baja, la respuesta del apoyo es lenta, esto mismo sucede cuando la frecuencia en la aplicación del esfuerzo es muy grande.

3.8 Otras propiedades.

Existen otras propiedades importantes de los elastómeros entre las cuales tenemos:

- a) **Flujo Plástico.** Este fenómeno se presenta en los elastómeros con el paso del tiempo; es un incremento en la deformación bajo esfuerzos constantes, debido a la reorganización interna de moléculas dentro del elastómero.

El flujo plástico varía aproximadamente en forma exponencial con el tiempo, siendo más rápida al inicio de la aplicación de la carga, y reduciéndose progresivamente después de esta. La magnitud del flujo plástico varía considerablemente con la composición del elastómero, la temperatura ambiente y el tipo de esfuerzo. El flujo plástico es 50% más grande bajo esfuerzo a tensión y 25% más grande bajo esfuerzo a cortante que bajo esfuerzo a compresión.

Cuando deja de actuar el esfuerzo, el elastómero presenta una recuperación que depende del tiempo, y una deformación residual permanente, conocida como "posición permanente".

Si un elastómero se mantiene bajo un estado de deformación constante, el esfuerzo requerido para mantener ese estado disminuye con el tiempo. Este fenómeno es conocido como "relajación" y es similar al flujo plástico.

- b) **Cristalización a temperaturas bajas.** Los elastómeros se rigidizan cuando se enfrían, transformándose en cristales, llegando a ser frágiles ante impactos y perdiendo características de los hules. El efecto es reversible y puede recuperar su estado original cuando la temperatura se incrementa. En algunos elastómeros, expuestos prolongadamente a temperatura arriba de la temperatura de transición a cristal, comienza una elevación progresiva de rigidización, conocido como "cristalización".

- c) **Efectos Ambientales.** Los elastómeros sufren un cambio gradual con el paso del tiempo, conocido como "envejecimiento", el cual ocasiona un incremento en la dureza y una reducción en la deformación a la ruptura, [ref. 9]. Las causas principales del envejecimiento son:

- La oxidación por oxígeno atmosférico y ozono. Este es un proceso que se reduce con elementos elastoméricos grandes.

- Los efectos de calor y luz solar aceleran el proceso de envejecimiento. El efecto de la luz solar se reduce pintando al elastómero de negro.
- Un elemento sujeto a un esfuerzo a tensión acelera el efecto de envejecimiento.

Muchos elastómeros absorben petróleo y otros líquidos ocasionando expansión en el elemento y pérdida de propiedades mecánicas. El grado de resistencia al ataque de líquidos varía enormemente entre elastómeros.

Todos los elastómeros bajo exposición a la radiación (solar, etc.), se rigidizan progresivamente hasta que llegan a ser frágiles. Este problema se puede reducir agregando compuestos adecuados.

En general los elastómeros no son adecuados para aplicaciones a temperaturas arriba de 120°. El coeficiente de expansión lineal de muchos elastómeros es muy alto, generalmente se encuentra alrededor de $200 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, la cual es veinte veces mayor que el del acero.

d) Fatiga. Esta propiedad es importante considerarla en el diseño de apoyos elastoméricos, ya que depende fuertemente de la magnitud de la deformación por cortante cíclica en el hule. El agrietamiento por fatiga extrema a menudo viene acompañado por incremento de temperatura en el hule y por lo tanto incremento en la relación de carga o histéresis, esto puede provocar un incremento en el agrietamiento y una reducción en la vida del apoyo por fatiga. El incremento en la deformación media puede aumentar el agrietamiento, pero es menos significativa la deformación cíclica. Cabe mencionar que la dureza y la deformación a la ruptura son propiedades que no afectan de manera significativa la deformación producida en el elastómero..

4. Métodos de Diseño de Apoyos Elastoméricos.

4.1 Especificaciones de apoyos elastoméricos.

En este capítulo se hace referencia a las especificaciones para puentes carreteros editadas por la AASTHO (Sociedad Americana de Normas para Carreteras y Transportes Estatales), [ref. 11], y el Departamento de Medio Ambiente de Gran Bretaña, [ref. 6]. En nuestro país, no existe un reglamento similar a los anteriores, por lo que es una práctica común entre los ingenieros adoptar las especificaciones de la AASTHO con ligeros cambios que tomen en cuenta las características propias de las carreteras y puentes del país.

Las especificaciones para apoyos elastoméricos fueron incluidas por primera vez en las normas AASTHO en 1961, teniendo como base la investigación experimental realizada hasta esa fecha sobre apoyos de neopreno reforzados.

4.2 Diseño de apoyos elastoméricos de acuerdo al Departamento de Medio Ambiente de Gran Bretaña.

Las reglas y principios del diseño de apoyos elastoméricos están basados en el concepto de deformación límite, para evitar que el apoyo sufra una falla por fatiga.

La deformación de un apoyo debido a carga vertical varía inversamente con el factor de forma, el cual se incrementa insertando láminas de acero dentro del bloque de neopreno. Lo anterior se debe a que se reduce el pandeo de las caras laterales incrementándose la capacidad de carga vertical. La deformación de un bloque es compleja, pero en bloques rectangulares se ha encontrado experimentalmente que la deformación máxima debida a carga vertical de compresión, es una deformación por cortante, de magnitud:

$$6Se_c \quad \text{ec. 4.1}$$

Donde:

S es el factor de forma

e_c es la deformación por compresión dado por la ec. 3.1.

Cuando se diseña mediante el reglamento Británico, se consideran dos tipos de cargas vivas:

- a) Carga viva normal (HA). El reglamento considera que la deformación por cortante utilizando HA no debe exceder la cuarta parte de la deformación a la ruptura del elastómero.

$$e_s < \frac{e_u}{4} \quad \text{ec. 4.2}$$

- b) Carga viva accidental (HB). El reglamento considera que la deformación por cortante utilizando HB no debe exceder la tercera parte de la deformación a la ruptura del elastómero.

$$e_s < \frac{e_u}{3} \quad \text{ec. 4.3}$$

La deformación debida a carga muerta, no causa efectos de fatiga, por lo que no está sujeta a limitaciones.

Si el bloque está sujeto simultáneamente a carga vertical y movimiento cortante, la deformación por cortante total está dada por la suma de ambos efectos:

$$e_t = e_s + 6Se_c \quad \text{ec. 4.4}$$

Bajo carga normal HA más carga muerta, la deformación por cortante no debe exceder la tercera parte de la deformación a la ruptura del elastómero.

$$e_t < \frac{e_u}{3} \quad \text{ec. 4.5}$$

Bajo carga accidental HB más carga muerta, la deformación por cortante no debe exceder la mitad de la deformación a la ruptura.

$$e_r < \frac{e_u}{2} \quad \text{ec. 4.6}$$

Cuando existe un movimiento horizontal, se debe considerar que la carga vertical está actuando en una área reducida fig. 4.1. La reducción en área afecta al elastómero así como a las placas de acero.

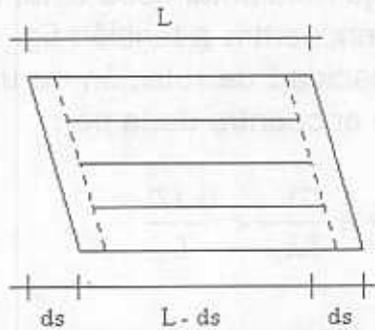


Figura 4.1. Deformación por Cortante.

Con un movimiento horizontal d_s en un bloque rectangular ($B \times L$), en la dirección L , produce una reducción en el área del apoyo de acuerdo a la ec. 4.7.

$$A_e = (L - d_s)B \quad \text{ec. 4.7}$$

Donde:

A_e es el área efectiva.

La reducción del área incrementa directamente los esfuerzos a compresión y por lo tanto las deformaciones resultantes, sin embargo, el factor de forma S permanece constante.

La deformación total por cortante directo e_s debida a un movimiento horizontal siempre debe estar limitada a 0.5. Aunque esta restricción es

razonable para elastómeros duros, es muy conservadora para elastómeros suaves. Esta consideración es reciente, ya que tiempo atrás se habían diseñado apoyos elastoméricos con deformaciones por cortante directo de 0.6 y hasta 0.7, con resultados satisfactorios.

La deformación por compresión d_c calculada con la ec. 3.4, no debe exceder el 10% de espesor total T del elastómero, para asegurar trabajar en el rango elástico.

$$d_c < 0.10T \quad \text{ec. 4.8}$$

La rotación alrededor del eje horizontal debe estar limitada debido a que uno de los lados del apoyo se encuentra a tensión fig. 4.2, lo cual reduce la vida útil del elastómero. La capacidad de rotación de un apoyo está relacionada con la carga vertical V y se encuentra dada por:

$$\alpha = \frac{2d_c}{L} = \frac{2V}{Lk_c} < \frac{0.2T}{L} \quad \text{ec. 4.9}$$

Si en un apoyo de neopreno suponemos un relación lineal entre la deformación a compresión y el esfuerzo a compresión, es posible obtener, con una aproximación razonable, que la rotación máxima permisible alrededor del eje horizontal producirá esfuerzos máximos en las orillas y esfuerzo nulo en el centro. Estas reglas desprecian cualquier incremento debido a esfuerzo cortante.

Bajo carga vertical y rotación, el patrón de esfuerzos a compresión cambia de una forma uniforme a una forma trapezoidal y finalmente a una forma triangular fig. 4.2, por lo que hay un movimiento constante en el eje neutro del apoyo produciéndose un momento resistente dado por la siguiente ecuación.

$$M = \frac{VL}{6} \quad \text{ec. 4.10}$$

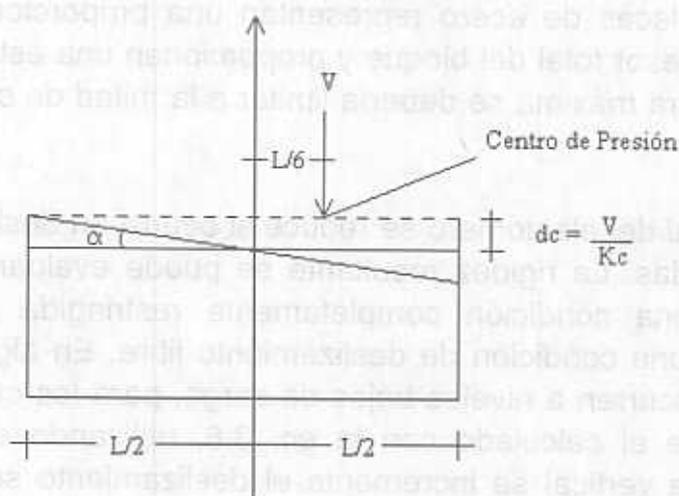


Figura 4.2. Capacidad rotacional alrededor del eje horizontal.

Si un bloque elastomérico es alto con relación a su área en planta, este puede desarrollar inestabilidad parecida a una columna en vista de su baja rigidez horizontal. Por esta razón, el espesor de un elastómero está limitado a una cuarta parte de la dimensión más pequeña en planta, ec. 4.11, y en apoyos laminados, la altura total no debe exceder su dimensión en planta más pequeña, ec. 4.12.

$$t < \frac{B}{4} \quad \text{ec. 4.11}$$

$$T < B \quad \text{ec. 4.12}$$

Este último requerimiento está simplificado, ya que la altura total del apoyo debería estar relacionada con el espesor de cada lámina. En apoyos con capas de elastómero de aproximadamente 5 mm, las capas de acero representan una proporción significativa del espesor total, además de proporcionar una buena estabilidad al apoyo debido al incremento que producen en su rigidez, por lo tanto la altura podría aproximarse al tamaño de la menor dimensión en planta del bloque. Si las capas de elastómero son gruesas (alrededor de 25 mm), cuando el apoyo está sujeto a un movimiento horizontal se presentará flexión en las placas de acero en forma de 's'. En

este caso, las placas de acero representan una proporción relativamente pequeña del espesor total del bloque y proporcionan una estabilidad menor, por lo que la altura máxima se debería limitar a la mitad de su dimensión en planta.

La rigidez vertical del elastómero se reduce si ocurre un deslizamiento entre las caras cargadas. La rigidez resultante se puede evaluar con la ec. 3.6 utilizada para una condición completamente restringida y la ec. 3.14, empleada para una condición de deslizamiento libre. En algunos casos los deslizamientos ocurren a niveles bajos de carga, para los cuales el hule es más flexible que el calculado con la ec. 3.6, utilizando el espesor real. Cuando la carga vertical se incrementa el deslizamiento se reduce y trae consigo un incremento en el área efectiva en planta y una disminución de espesor, fig. 3.4. Esto significa que para rangos de carga altos, la rigidez vertical es más grande que la calculada por la ec. 3.6. Si existen deslizamientos horizontales repetidos, se puede producir abrasión, lo que reduce la vida útil de los elastómeros.

Para fines prácticos, es adecuado diseñar los apoyos suponiendo que las superficies se encuentran restringidas, es decir, no existe desplazamiento considerando todas las limitaciones propuestas por las normas.

En ocasiones pueden también ocurrir problemas de deslizamiento parcial bajo carga a compresión en capas exteriores de un apoyo laminado. Este problema se acentúa en capas que exceden los 3 mm, para las cuales se debe considerar espesor de $1.4t$, para el cálculo de la rigidez vertical. Obviamente, la mejor solución debería ser unir la capa por medio de grapas, o algún otro sistema de fijación al elemento estructural.

La elección de la dureza de un elastómero debería estar relacionado con la función de los mismos, esto es:

- Un elastómero suave proporciona mayor flexibilidad al apoyo, con gran capacidad de rotación. Este se utiliza para modelar un apoyo móvil.

- Un elastómero duro proporciona mayor capacidad para la absorción de cargas horizontales. Este se utiliza para modelar un apoyo fijo.

Generalmente en el diseño de apoyos elastoméricos, no interviene la dureza del elastómero, ya que sólo está afectado por el módulo de elasticidad y la deformación a la ruptura del elastómero.

El diseño de los apoyos se realiza principalmente para soportar cargas a compresión, sin embargo, existen algunas especificaciones que consideran cargas a tensión, estas son:

La deformación a tensión e_t se puede calcular de la misma forma que a compresión e_c , sustituyendo el esfuerzo a tensión en la ec. 3.1. En todos los casos, la deformación a tensión no debe exceder el valor dado por:

$$e_t < \frac{(S - 1)}{2S(1 + 1.1S^2)} \quad \text{ec. 4.13}$$

Estas reglas se aplican principalmente en puentes carreteros, pero pueden ser modificados y aplicados a edificios. Por ejemplo, cargas permanentes se pueden considerar como cargas HA y cargas temporales se pueden considerar como cargas HB.

4.3 Diseño de apoyos elastoméricos de acuerdo a la AASHTO (1992).

Los apoyos reforzados con acero se diseñan de acuerdo al procedimiento definido a continuación:

- Esfuerzo a compresión. Para cualquier capa de un apoyo elastomérico, el esfuerzo promedio originado por la carga muerta más la carga viva, siempre y cuando se restrinja la deformación por cortante y se desprecie el impacto, debe satisfacer las siguientes condiciones:

$$\sigma_{c,TL} \leq \frac{GS}{\beta} \quad \text{ec. 4.14}$$

Además $\sigma_{c,TL} \leq 1,000$ psi para apoyos reforzados. ec. 4.15

ó $\sigma_{c,TL} \leq 800$ psi para apoyos no reforzados. ec. 4.16

Donde:

G es el módulo de elasticidad al cortante

S es el factor de forma

β es un coeficiente numérico igual a 1.0 para capas internas de apoyos reforzados, 1.4 para capas de cubierta, y 1.8 para apoyos no reforzados. β nunca debe tomarse menor a 1.0. Los valores límites para los apoyos pueden incrementarse un 10% en apoyos donde se impida la deformación por cortante.

- Deformación por compresión Dc. Esta deformación en el apoyo elastomérico se debe limitar para garantizar la serviciabilidad del puente. Las deformaciones debido a carga total y a carga viva únicamente, se deben considerar por separado.

La deformación instantánea se calcula como:

$$\Delta_c = \sum_i \varepsilon_{ci} h_{ri} \quad \text{ec. 4.17}$$

Donde:

E_{ci} es la deformación por compresión en la i -ésima capa de neopreno del apoyo, estos valores se obtienen de las ayudas de diseño mostradas en las figs. 4.3 y 4.4, o por un método de diseño aprobado. Estos valores son para capas internas de apoyos elastoméricos, pero pueden ser usadas en las capas exteriores o apoyos sencillos cambiando el valor de S por S/b.

h_{ri} es el espesor de la i -ésima capa de elastómero.

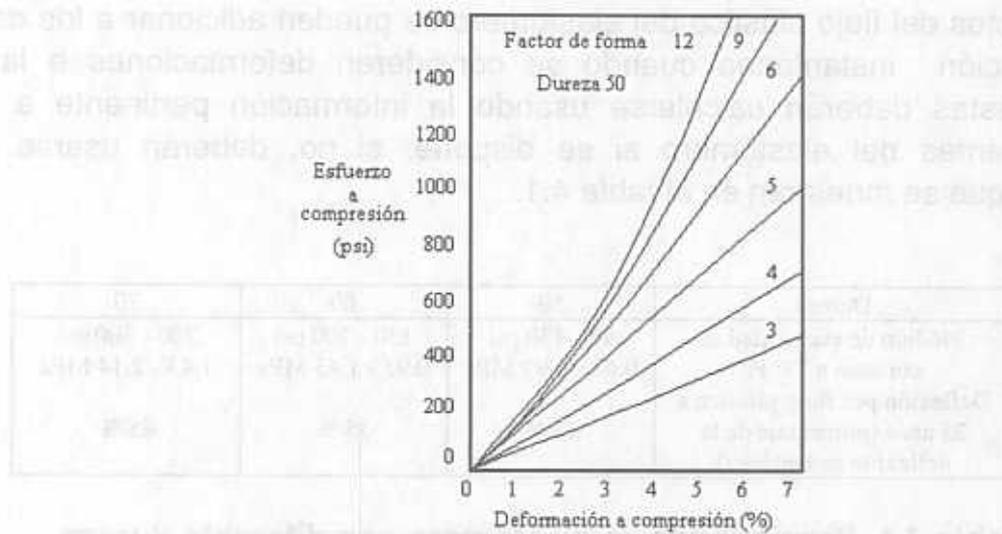


Fig. 4.3 Esfuerzo a compresión vs. deformación para apoyos reforzados con dureza 50.

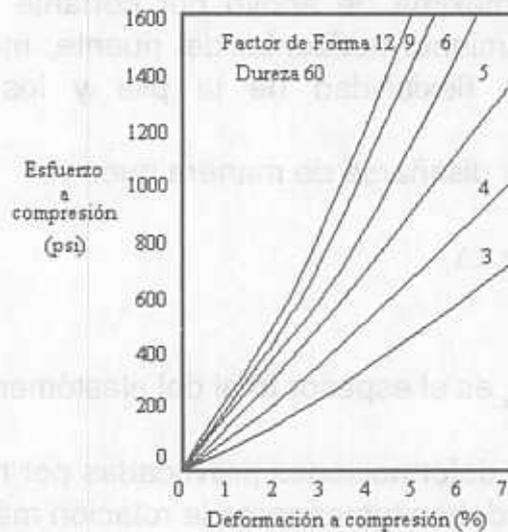


Fig. 4.4 Esfuerzo a compresión vs. deformación para apoyos reforzados con dureza 60.

Los efectos del flujo plástico del elastómero se pueden adicionar a los de la deformación instantánea cuando se consideren deformaciones a largo plazo; éstas deberán calcularse usando la información pertinente a los componentes del elastómero si se dispone, si no, deberán usarse los valores que se muestran en al tabla 4.1.

Dureza	50	60	70
Módulo de elasticidad al cortante a 73° F.	95 - 130 psi 0.68 - 0.93 MPa	130 - 200 psi 0.93 - 1.43 MPa	200 - 300 psi 1.43 - 2.14 MPa
Deflexión por flujo plástico a 25 años (porcentaje de la deflexión instantánea)	25 %	35 %	45 %

Tabla 4.1. Propiedades de elastómero con diferente dureza.

- Cortante. El movimiento horizontal del puente deberá tomarse como la deformación máxima posible causada por flujo plástico, contracción y postensión combinados con efectos térmicos. La deformación máxima de apoyo por cortante D_s , deberá tomarse como el movimiento horizontal del puente, modificado para tomar en cuenta la flexibilidad de la pila y los procedimientos de construcción.

El apoyo debe diseñarse de manera que:

$$h_r \geq 2\Delta_s \quad \text{ec. 4.18}$$

Donde:

h_r es el espesor total del elastómero del apoyo.

- Rotación. Las deformaciones provocadas por rotación con respecto a cada eje se deben tomar como la rotación máxima posible entre la parte superior y la base del apoyo causada por la falta inicial de paralelismo y rotación en los extremos de las vigas; dichas deformaciones están limitadas por:

$$\Theta_{TL,x} \leq \frac{2\Delta_c}{L} \quad \text{ec. 4.19}$$

y
$$\Theta_{TL,z} \leq \frac{2\Delta_c}{W} \quad \text{para apoyos rectangulares} \quad \text{ec. 4.20}$$

ó
$$\sqrt{(\Theta_{TL,x}^2 + \Theta_{TL,z}^2)} \leq \frac{2\Delta_c}{D} \quad \text{para apoyos circulares.} \quad \text{ec. 4.21}$$

Donde:

$Q_{TL,x}$ es la rotación entre las superficies de la parte superior y la base del apoyo, debida a la carga total y respecto al eje transversal (en rad.).

$Q_{TL,z}$ es la rotación relativa entre las superficies de la parte superior y la base del apoyo, debida a la carga total y respecto al eje longitudinal (en rad.)

D es el diámetro del apoyo circular.

- Estabilidad. Para asegurar la estabilidad, el espesor total del apoyo no debe exceder el valor menor de:

L/5, W/5 ó D/6 para apoyos sencillos.

L/3, W/3 ó D/4 para apoyos reforzados.

- Refuerzo. El refuerzo deberá ser fibra de vidrio o acero y su resistencia en libras por pulgada cuadrada a niveles de esfuerzo de trabajo en cada dirección, no deberá ser menor de:

1400 h_n para fibra de vidrio.

1700 h_n para acero.

Para estos propósitos, h_n se deberá tomar como el espesor promedio de dos capas del elastómero adherido al refuerzo si son de diferente espesor. La resistencia por pulgada lineal del refuerzo está dada por el producto del espesor del material que constituye el refuerzo y el esfuerzo permisible. El

esfuerzo permisible debe calcularse tomando en cuenta la fatiga del material. Se prohíben los agujeros en refuerzo de fibra de vidrio; no se recomiendan en refuerzo de acero, pero si existen, el espesor del acero debe incrementarse multiplicándolo por un factor igual a dos veces el ancho total dividido entre el ancho neto.

$$f_{\text{fat}} = \frac{f_u}{1.5} \left(\frac{1}{1 + \frac{1}{10} \left(\frac{A_g}{A_n} - 1 \right)} \right)$$

Donde:

- f_{fat} es la tensión entre las superficies de la parte superior y la base del apoyo, debida a la carga total y respecto al eje transversal (en kg/cm^2).
- f_u es la tensión relativa entre las superficies de la parte superior y la base del apoyo, debida a la carga total y respecto al eje longitudinal (en kg/cm^2).
- D es el diámetro del apoyo circular.

* Estabilidad: Para asegurar la estabilidad, el espesor total del apoyo no debe exceder el valor menor de:

- 1.5 W24 para apoyos sencillos
- 1.5 W12 o D14 para apoyos reforzados

* Refuerzo: El refuerzo deberá ser fibra de vidrio o acero y su resistencia en fibra por pulgada cuadrada a niveles de esfuerzo de tracción en cada dirección, no deberá ser menor de:

- 1400 kg/cm^2 para fibra de vidrio
- 1700 kg/cm^2 para acero

Para estos propósitos, si se deberá fabricar como el espesor promedio de los copes del elastómero adhiriendo al refuerzo si son de diferentes espesores. La resistencia por pulgada lineal del refuerzo está dada por el producto del espesor del material que constituye el refuerzo y el esfuerzo permisible. El

5. CASOS ESTUDIADOS Y CONSIDERACIONES GENERALES.

5.1 Generalidades.

En la República Mexicana predomina el concreto como material constructivo, particularmente para el caso de puentes. Por tal razón en este trabajo se realiza un estudio sobre la respuesta sísmica de puentes de concreto sobre apoyos elastoméricos. Los puentes seleccionados están formados por elementos de concreto comúnmente utilizados para este tipo de estructuras, como pilas y vigas huecas, empleadas para cubrir claros medianos. A continuación se presenta una descripción de las características geométricas y estructurales de los puentes mencionados.

- El primer puente seleccionado es una estructura de tres claros continuos con vigas de sección cajón (puente ATC, fig. 5.1), cuyas dimensiones y propiedades de los elementos se muestran en la tabla 5.1.
- El puente ATC se obtuvo de las especificaciones de la AASHTO [ref. 11], como un ejemplo que intenta ilustrar las aplicaciones de las normas. El estudio de este modelo de puente se realiza con el propósito de establecer comparaciones con resultados obtenidos en otros estudios, [ref. 19], tales como las normas europeas.
- El segundo puente es un paso a desnivel para vehículos que fue construido recientemente en la Cd. de Toluca, Edo. de México (puente 5 de mayo, fig. 5.2), sin embargo no fue diseñado para cargas sísmicas, [ref. 18]. Las dimensiones y propiedades del puente se muestran en la tabla 5.2a y 5.2b. El propósito de incluir este puente se debe a que forma parte de las muchas estructuras de este tipo en las que es común ignorar los efectos sísmicos. Este proceder se debe en gran parte a que no se cuenta con las herramientas necesarias para realizar los análisis sísmicos requeridos.

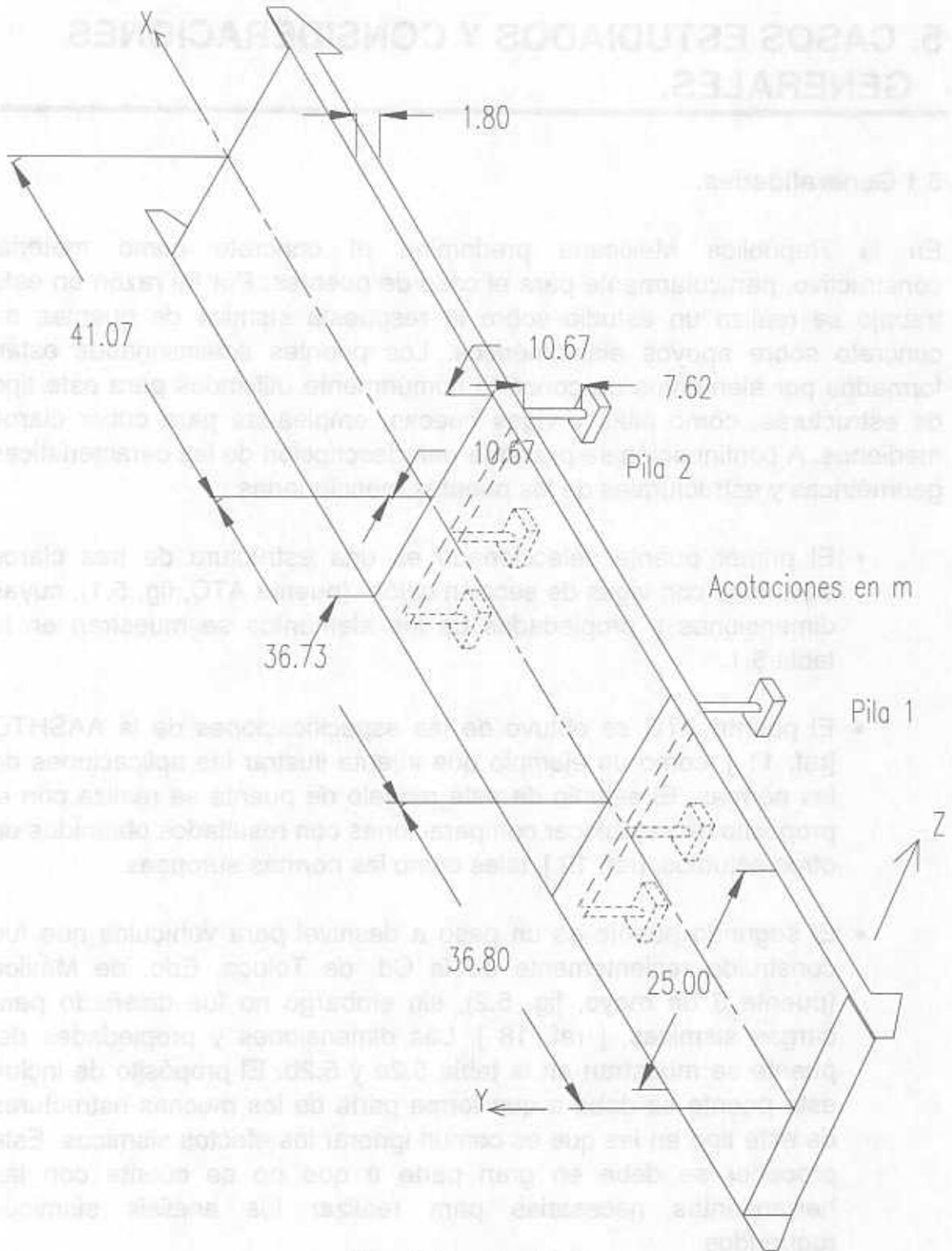


Fig. 1. Puente ATC.

Superestructura	Subestructura
L=376 ft	H=25 ft
Ax=123 ft ²	A=13 ft ²
Ix=117 ft ⁴	Ix=26 ft ⁴
Iy=65550 ft ⁴	Iy=13 ft ⁴
Iz=527 ft ⁴	Iz=13 ft ⁴
f'c=3250 psi	f'c=3250 psi
Ec=3,000,000 psi	Ec=3,000,000 psi

Tabla 5.1 Dimensiones y propiedades del puente ATC.

Propiedad	Area (m ²)	Ix (m ⁴)	Iy (m ⁴)	Iz (m ⁴)
1	5.58	0.77	33.963	1.754
2	6.39	1.151	38.545	2.843
3	7.28	12.505	52.964	2.030
4	3.14	1.571	0.785	0.785

Tabla 5.2a. Propiedades de los elementos estructurales del puente 5 de Mayo.

Propiedad	E (Kg/m ²)	G (Kg/m ²)	Masa unit.
1	3 e9	1.154 e9	1.616 e3
2	3 e9	1.154 e9	1.851 e3
3	2.372 e9	9.123 e8	2.108 e3
4	2.372 e9	9.123 e8	9.098 e2

Tabla 5.2b. Propiedades de los materiales, puente 5 de Mayo.

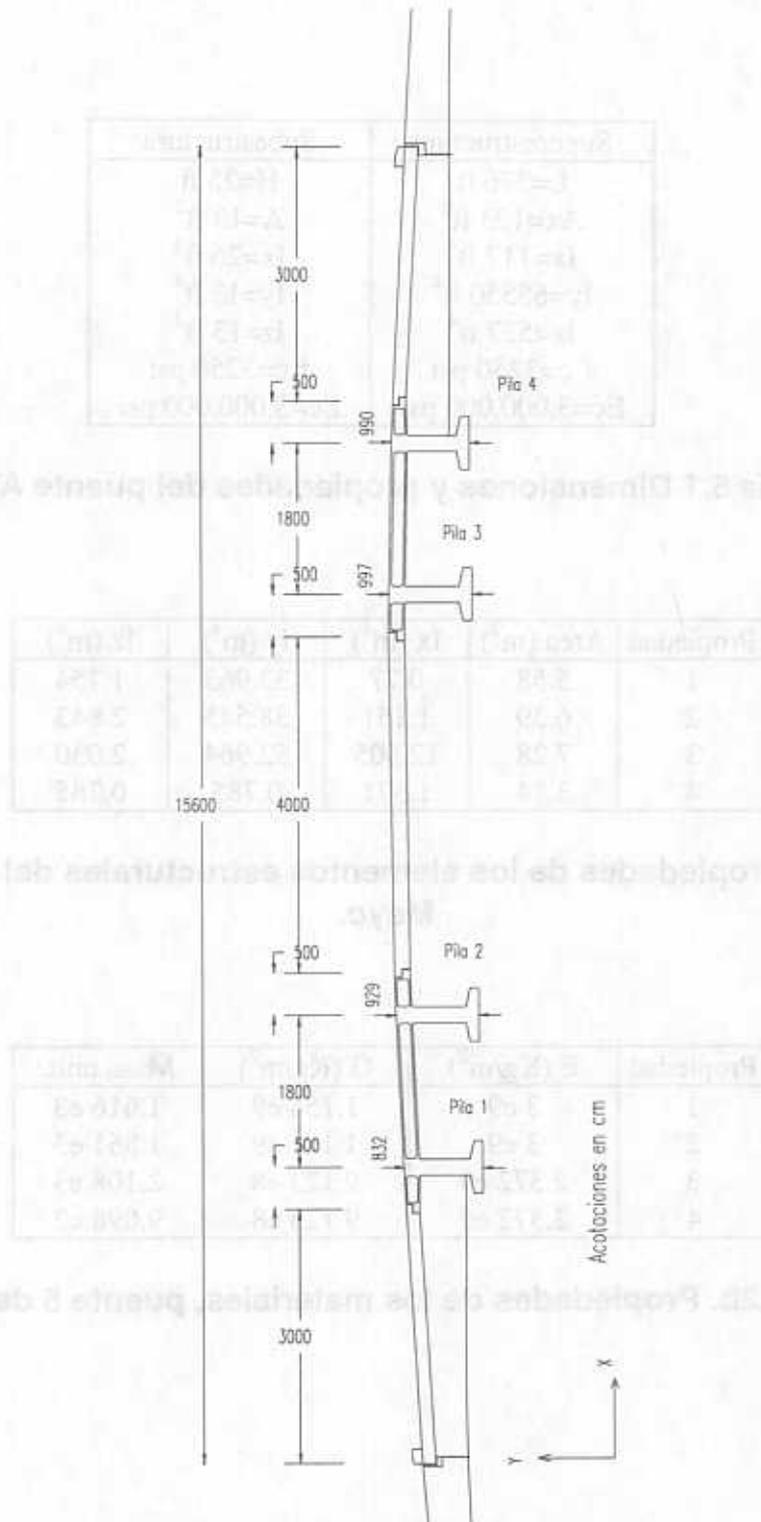


Fig. 5.2. Puesto 5 de Mayo.

La obtención de las propiedades dinámicas de un puente nos dan una buena idea sobre la posible respuesta a un sismo de ciertas características, por ejemplo, para que los puentes 5 de Mayo y ATC sean demandados de manera importante, los registros sísmicos utilizados deben tener contenidos de frecuencias adecuados, ya que estas estructuras responden básicamente para periodos menores a 2.0 seg., como se muestran en la tabla 6.1 y 6.2. Con base en lo anterior, se seleccionó el registro de Zacatula Guerrero, del sismo de Michoacán del 19 de septiembre de 1985, ya que el mayor contenido de energía se encuentra en el rango requerido, además, de que por ser un registro cercano al epicentro la componente vertical puede influir de manera significativa en la respuesta de los puentes.

En la tabla 5.3 se presentan las aceleraciones máximas y mínimas registradas para las tres direcciones en el sitio de Zacatula.

Dirección	a_{max}/g	a_{min}/g
Longitudinal	0.2765	-0.2694
Transversal	0.1643	-0.1855
Vertical	0.1449	-0.1477

Tabla 5.3

En las figuras 5.3 - 5.7. se presentan las componentes del registro Zacatula así como los espectros de respuesta correspondientes para un amortiguamiento crítico de 5%.

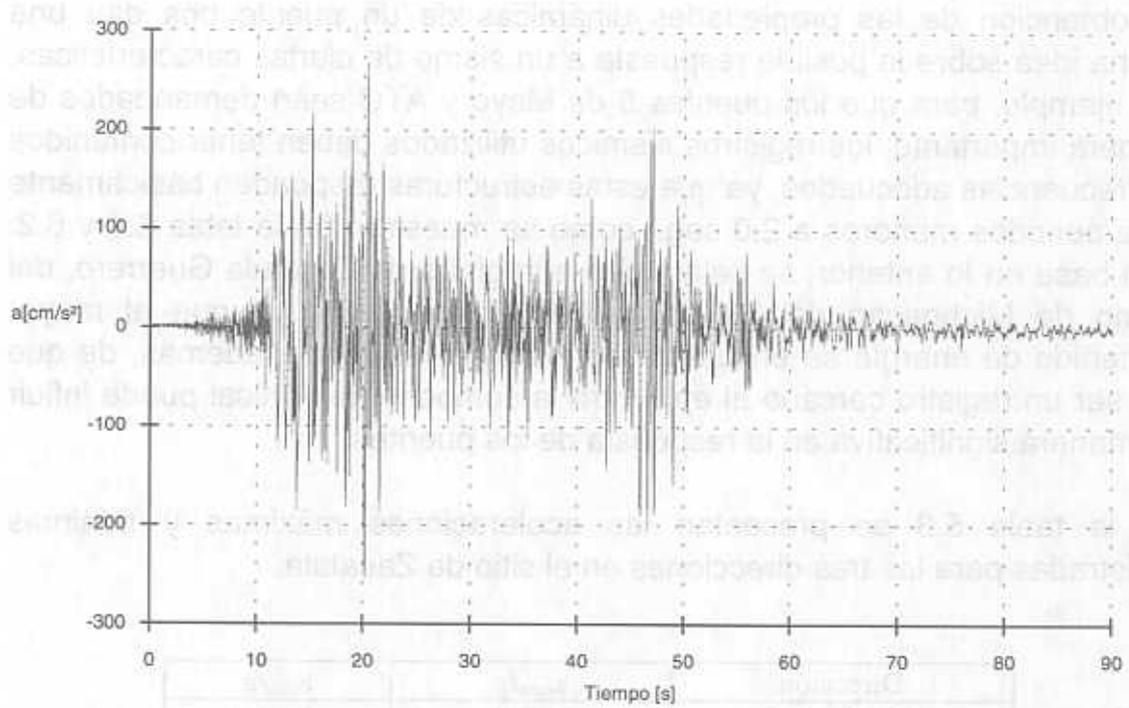


Figura 5.3. Componente longitudinal del registro Zacatula

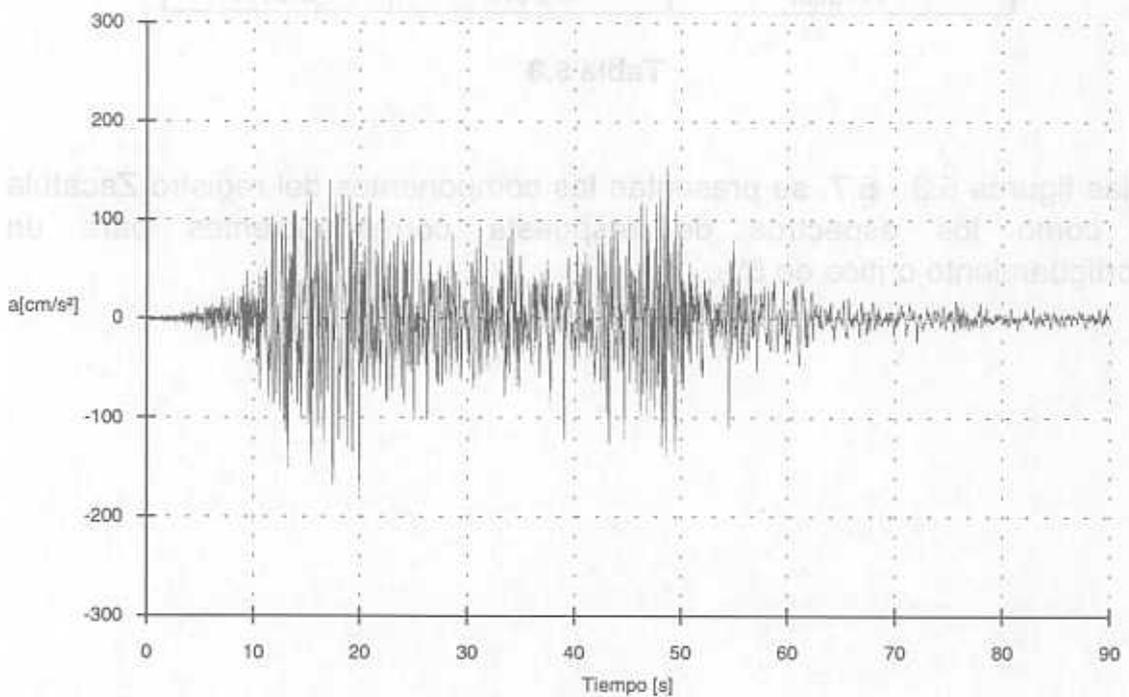


Figura 5.4 Componente transversal del registro Zacatula

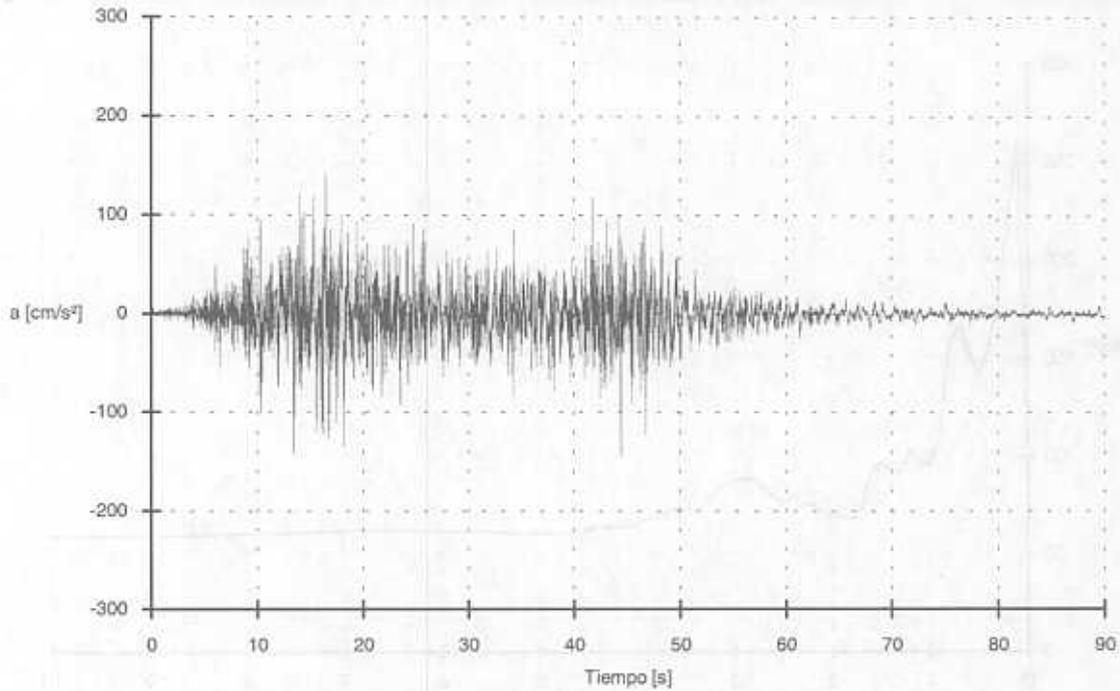


Figura 5.5. Componente vertical del registro Zacatula

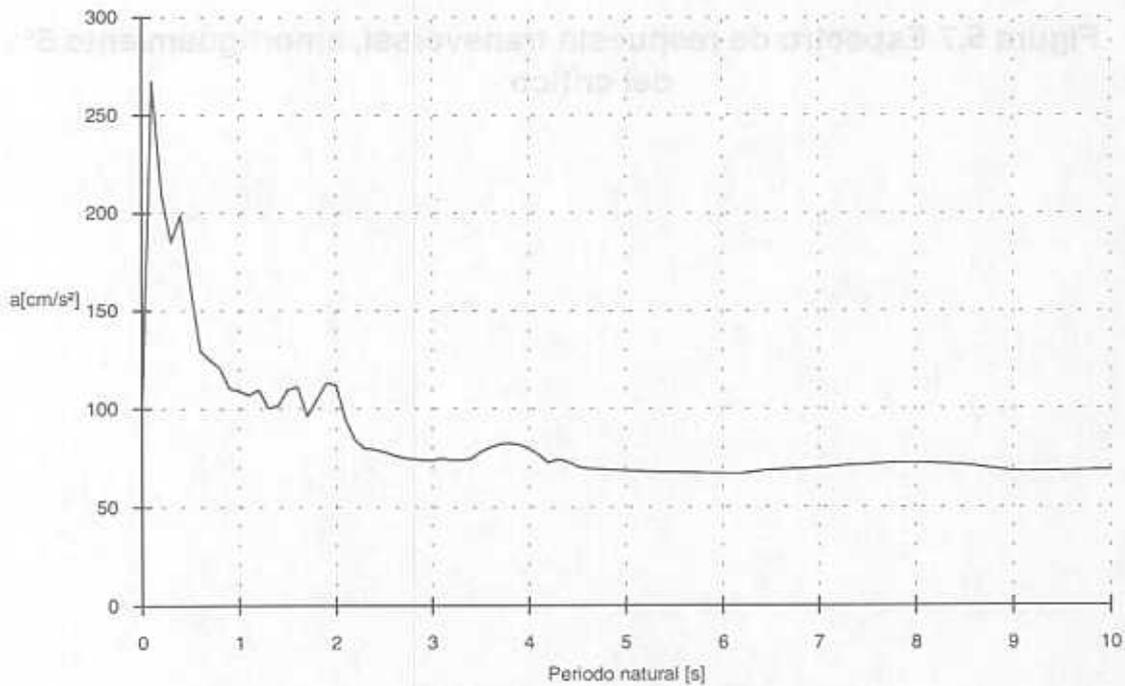


Figura 5.6 Espectro de respuesta longitudinal, amortiguamiento 5% del crítico

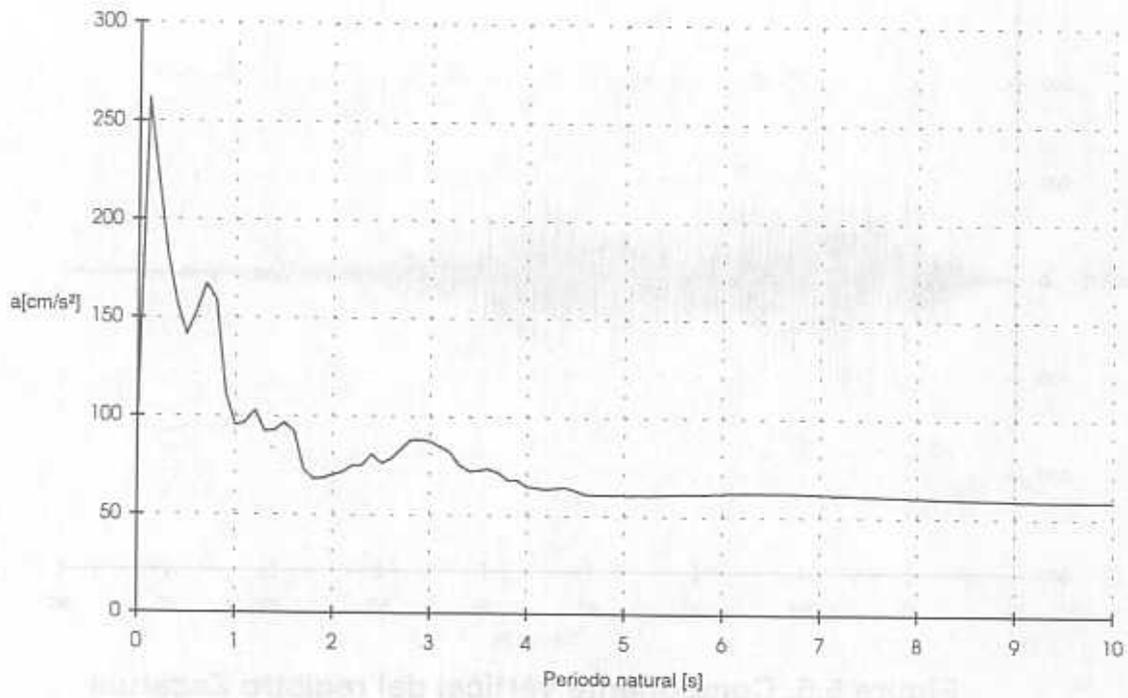


Figura 5.7 Espectro de respuesta transversal, amortiguamiento 5% del crítico

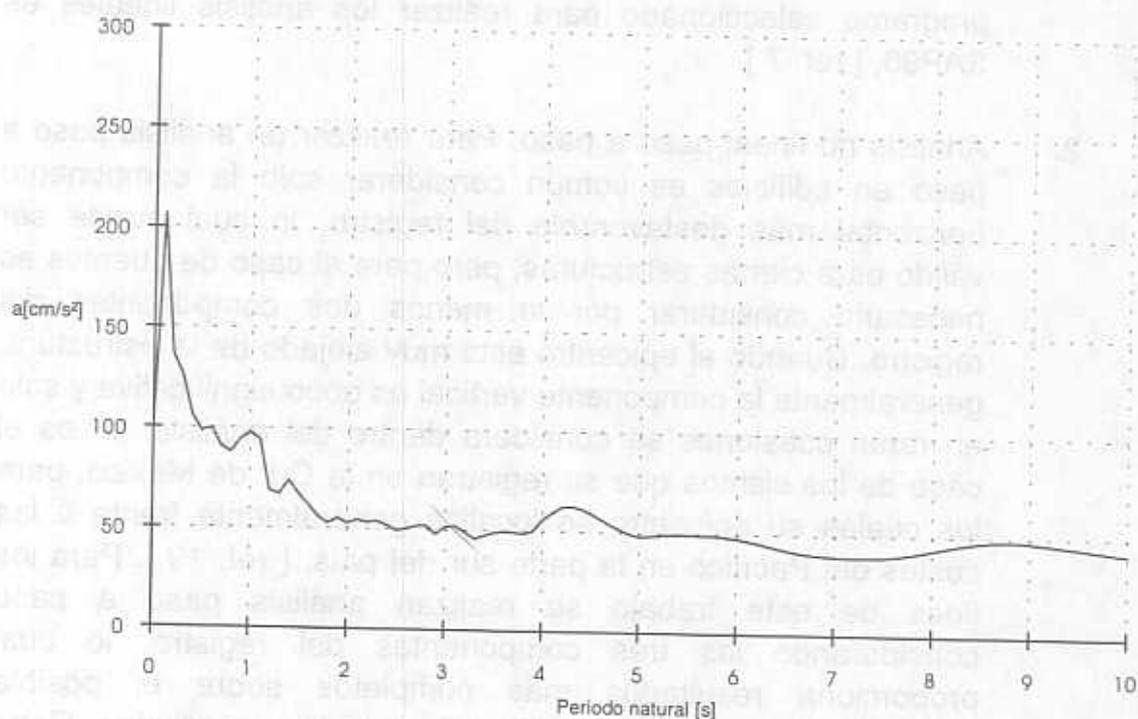


Figura 5.8. Espectro de respuesta vertical, amortiguamiento 5% del crítico

5.2 Análisis realizados en los puentes.

Para conocer la respuesta sísmica de los puentes seleccionados, se realizaron dos tipos de análisis, uno lineal y otro no lineal, los cuales se describen a continuación.

1. Análisis modal espectral. Este análisis se propuso con la finalidad de comparar la respuesta elástica, propia de los análisis convencionales, con resultados de estudios más refinados. Este análisis permite además obtener los modos fundamentales de vibrar y determinar si la respuesta elástica de los puentes está gobernada básicamente por el primer modo de vibrar, lo que generalmente no ocurre aunque lo proponen algunos reglamentos de análisis y diseño sísmico. El

programa seleccionado para realizar los análisis lineales es SAP90, [ref. 7].

2. Análisis no lineal paso a paso. Para realizar un análisis paso a paso en edificios es común considerar solo la componente horizontal más desfavorable del registro, lo cual puede ser válido para ciertas estructuras, pero para el caso de puentes es necesario considerar por lo menos dos componentes del registro. Cuando el epicentro está muy alejado de la estructura, generalmente la componente vertical es poco significativa y solo en raras ocasiones se considera dentro del análisis, tal es el caso de los sismos que se registran en la Cd. de México, para los cuales su epicentro se localiza generalmente frente a las costas del Pacífico en la parte sur del país, [ref. 19]. Para los fines de este trabajo se realizan análisis paso a paso considerando las tres componentes del registro, lo cual proporciona resultados más completos sobre el posible comportamiento de los modelos de puentes estudiados. Cabe mencionar que uno de los puentes seleccionados (5 de Mayo) es un diseño tipo utilizado frecuentemente en el país, por lo cual se justifica el introducir la componente vertical dentro del análisis.

Para llevar a cabo los análisis en esta etapa se seleccionó el programa NEABS, el cual fue desarrollado para realizar un análisis no lineal de sistemas de puentes. Este programa utiliza un procedimiento de integración paso a paso por el método b de Newmark. Para la integración se utiliza ya sea un método de aceleración lineal o un método de aceleración constante. La excitación puede resultar de la aplicación de cargas dinámicas y/o movimiento en los apoyos.

Para hacer la modelación matemática de las estructuras de puentes, el programa NEABS cuenta con 5 tipos de elementos con características especiales lineales y no lineales que permiten representar de manera adecuada el comportamiento de estructuras reales. Estos elementos son:

1. Elementos armadura elásticos lineales.
2. Elementos viga rectos elásticos y elasto-plásticos tridimensionales.
3. Elementos viga curvos elásticos lineales tridimensionales.
4. Elementos resorte-frontera elásticos bilineales para cimentaciones.
5. Elementos junta de expansión lineales y no lineales.

Para estos dos tipos de análisis sólo se considera el peso propio de la estructura, ya que la masa correspondiente a la carga viva influye poco en las fuerzas de inercia, en comparación con la masa propia de la carga muerta, [ref. 11].

5.3 Modelación de los puentes ATC y 5 de Mayo.

a) Análisis lineal.

La modelación de las trabes y las pilas de los puentes ATC y 5 de Mayo se llevó a cabo utilizando elementos barra (FRAME) del programa SAP90, cuyas propiedades se presentan en las tablas 5.1 y 5.2. Estas propiedades se tomaron de las ref. 11 y 19 respectivamente. Las propiedades de los apoyos elastoméricos correspondientes a cada puente se encuentran en las tablas A.1 a A.3.(ver Anexo A).

Los apoyos elastoméricos se modelaron de dos maneras diferentes, una mediante resortes lineales (SPRING), fig. 5.9, y otra utilizando elementos cortos, fig. 5.10, ambas con propiedades equivalentes a las del apoyo. En la unión del estribo y la calzada se colocaron resortes lineales, mientras que en la unión de dos vigas continuas se colocaron elementos cortos. Para el caso del puente 5 de Mayo se colocaron elementos cortos en los nudos 7, 14, 23 y 30, fig. 5.11, y resortes lineales en los nudos 1 y 37. La selección de uno u otro apoyo depende básicamente de las hipótesis y el comportamiento de los elementos (contenidos en los programas de computadora utilizados) empleados para modelar los apoyos. Para el puente ATC se utilizan solamente resortes lineales (nudos 1 y 7), mediante los cuales se modela la unión del estribo con la calzada, considerando rigideces traslacionales en las tres direcciones K_x , K_y , y K_z , y despreciando la rigidez rotacional del elastómero.

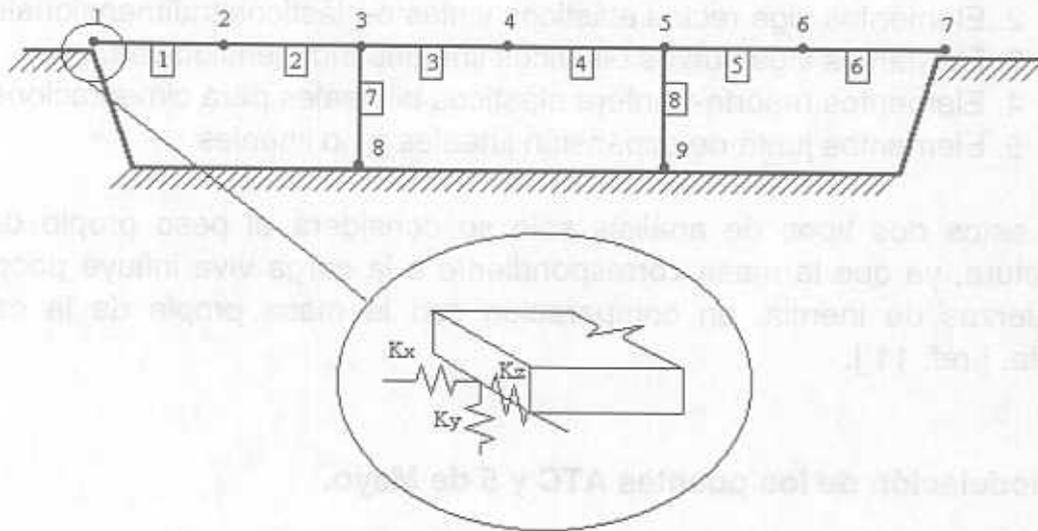


Fig. 5.9. Modelación del puente ATC.

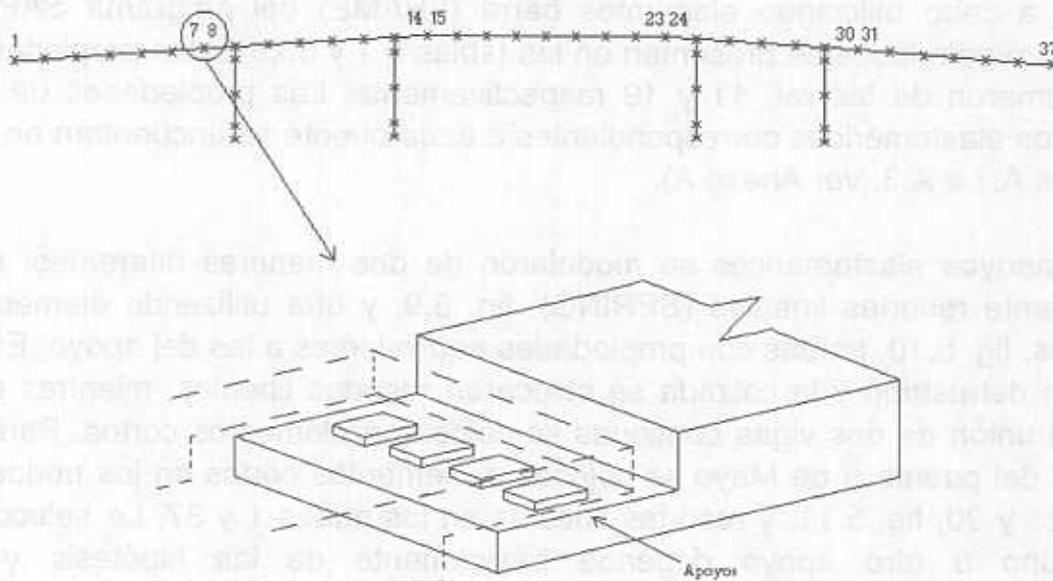


Fig. 5.10 Modelación del puente 5 de Mayo.

b) Análisis no lineal.

En este análisis se utilizan dos tipos de elementos del programa NEABS, para modelar las traveses y las columnas de ambos puentes. Se emplean elementos elásticos para traveses y elementos elasto-plásticos para las columnas. Esto se debe a que generalmente las traveses se diseñan de manera conservadora de tal manera que su comportamiento bajo efectos sísmicos se mantengan dentro de rango elástico, lo que no sucede en las columnas, a las que se les permite incursionar dentro del rango inelástico.

Los apoyos elastoméricos se modelan utilizando elementos resorte-frontera fig. 5.11.

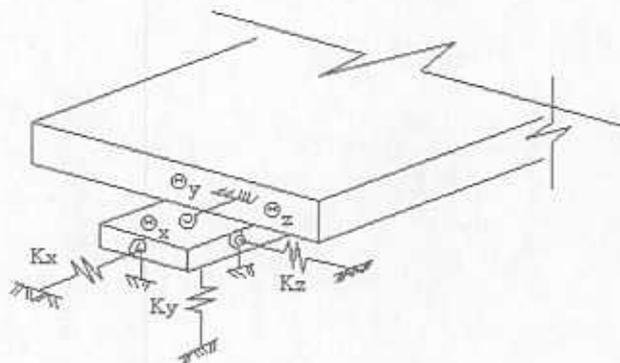


Fig. 5.11. Elemento resorte-frontera.

En la unión de las vigas continuas se utiliza el mismo modelo de elementos cortos que se empleó para el análisis lineal, fig. 5.10. Esto es adecuado ya que en la mayoría de los reglamentos se considera que los apoyos elastoméricos permanecen dentro del rango elástico, para deformaciones importantes, [refs. 6 y 11].

b) Análisis no lineal

En este análisis se utilizan dos tipos de elementos del programa NRBAS. Para modelar las juntas y las columnas de ambos niveles se emplean elementos rígidos para juntas y elementos de tipo "link" para las columnas. Esto se debe a que generalmente las juntas se diseñan de manera conservadora de tal manera que su comportamiento bajo efectos sísmicos se mantenga dentro del rango elástico. Lo que no sucede en las columnas, a las que se permite trabajar dentro del rango inelástico.

Los otros elementos se modelan utilizando elementos de tipo "beam".



Fig. 5.11 Elemento de tipo "beam"

En el nivel de las vigas columnas se utiliza el mismo modelo de elemento de tipo "beam" que se emplea para el análisis lineal. En el caso de aquellas vigas que en la mayoría de los casos se diseñan de manera conservadora para que permanezcan dentro del rango elástico, para estas vigas se emplean elementos de tipo "beam".

6. Análisis de Resultados.

6.1 Períodos naturales de vibración.

En las tablas 6.1 y 6.2 se muestran los períodos fundamentales de vibración obtenidos utilizando el programa SAP90, para los puentes ATC y 5 de Mayo. En el puente ATC se calcularon los primeros 15 modos de vibrar y para el puente 5 de Mayo los primeros 20 modos. En ambos puentes se realizaron dos tipos de análisis, uno sin considerar apoyos elastoméricos y el otro considerando los apoyos, esto con el objeto de observar la variación en su respuesta y evaluar la contribución que tienen los apoyos en su comportamiento.

Es importante observar que el puente ATC presenta un período fundamental grande (3.228 seg.) cuando no se considera el apoyo elastoméricos dentro del análisis. Este período se produce en la dirección longitudinal del puente y se debe básicamente a las condiciones de frontera en sus extremos, las cuales se modelan como rodillos con posibilidad de desplazamiento longitudinal sin fricción. Para el caso del puente con apoyos elastoméricos, su período se disminuye fuertemente debido a la contribución de rigidez lateral del sistema proporcionada por los apoyos. Este último caso se asemeja más a las condiciones reales de un puente, ya que al menos existirá una fuerza de fricción entre el estribo y la trabe, lo cual contribuirá a incrementar la rigidez lateral de la estructura.

Para el caso del puente 5 de Mayo, a pesar de que se realizaron las mismas consideraciones en la modelación de los extremos, el primer modo de vibrar es un modo lateral (0.52 seg.), lo que no ocasiona que ocurran diferencias muy grandes en el primer modo, como ocurrió con el puente ATC.

MODO	PERIODO	
	SIN APOYOS	CON APOYOS
1	3.228	1.797
2	1.612	1.613
3	1.256	1.353
4	0.881	1.251
5	0.567	0.890
6	0.250	0.881
7	0.207	0.480
8	0.188	0.243
9	0.182	0.228
10	0.130	0.188
11	0.108	0.182
12	0.092	0.130
13	0.075	0.124
14	0.071	0.092
15	0.069	0.080

Tabla 6.1. Períodos naturales de vibración del puente ATC.

MODO	PERIODO	
	SIN APOYOS	CON APOYOS
1	0.53403	0.62716
2	0.45435	0.50609
3	0.38711	0.49480
4	0.31888	0.38689
5	0.31335	0.38592
6	0.28592	0.33350
7	0.15834	0.33277
8	0.15474	0.33003
9	0.10431	0.16540
10	0.10145	0.12932
11	0.09716	0.11716
12	0.09516	0.10299
13	0.08665	0.09527
14	0.08293	0.09314
15	0.07280	0.08804
16	0.06595	0.07889
17	0.05023	0.06949
18	0.04730	0.06788
19	0.04721	0.06497
20	0.04693	0.06327

Tabla. 6.2. Períodos naturales de vibración del puente 5 de Mayo.

En general y descartando el caso del puente ATC en el cual el modo fundamental resultó mayor cuando se analizó el modelo simple (sin apoyos), como se menciona anteriormente, los períodos de vibrar para los casos estudiados se incrementan cuando se consideran apoyos elastoméricos. Esta flexibilidad se debe a las características mecánicas propias del elastómero.

De las tablas anteriores podemos observar que los períodos correspondientes a modos superiores para los puentes ATC y 5 de Mayo en ambos casos tienen valores muy cercanos, lo que ocasiona que pueda haber efecto de acoplamiento de modos, por lo que, se requiere conocer la participación de cada modo en la respuesta y además conocer la correlación entre ellos, [ref. 4 y 11].

6.2 Desplazamientos máximos absolutos.

En las fig. 6.1 a 6.10, se presentan los resultados de los diferentes análisis efectuados (lineales y no lineales) para los puentes ATC y 5 de Mayo correspondientes a los desplazamientos calculados mediante un análisis dinámico. Estos resultados se dividieron en dos grupos: desplazamientos de nudos de traveses y desplazamientos de nudos de pilas. Para fines de comparación, en ambos puentes se graficaron los desplazamientos traslacionales máximos absolutos en las direcciones X, Y y Z. No se presentan las rotaciones en los nudos por ser valores muy pequeños para ambos puentes.

A continuación se indica el significado de la simbología utilizada para identificar los casos estudiados, y a los cuales se hace referencia en todos los resultados que se presentan más adelante:

1. C S 1 = Caso uno sin utilizar apoyos elastoméricos analizado con SAP90.
2. C S 2 = Caso dos utilizando apoyos elastoméricos analizado con SAP90.
3. C N 1 = Caso uno sin utilizar apoyos elastoméricos analizado con NEABS.

4. C N 2 = Caso dos utilizando apoyos elastoméricos analizado con NEABS.

En la fig. 6.1, se muestran los desplazamientos máximos de los nudos en dirección longitudinal del puente ATC. En esta figura se observa que ocurren desplazamientos importantes cuando no se consideran apoyos elastoméricos y el análisis se realiza con SAP90, lo cual se debe en gran parte a la influencia del primer modo de vibrar (3.228 seg.) sobre la respuesta de la estructura. Estos desplazamientos longitudinales se reducen cuando se colocan apoyos elastoméricos, ya que existe un incremento en la rigidez lateral del sistema estructural.

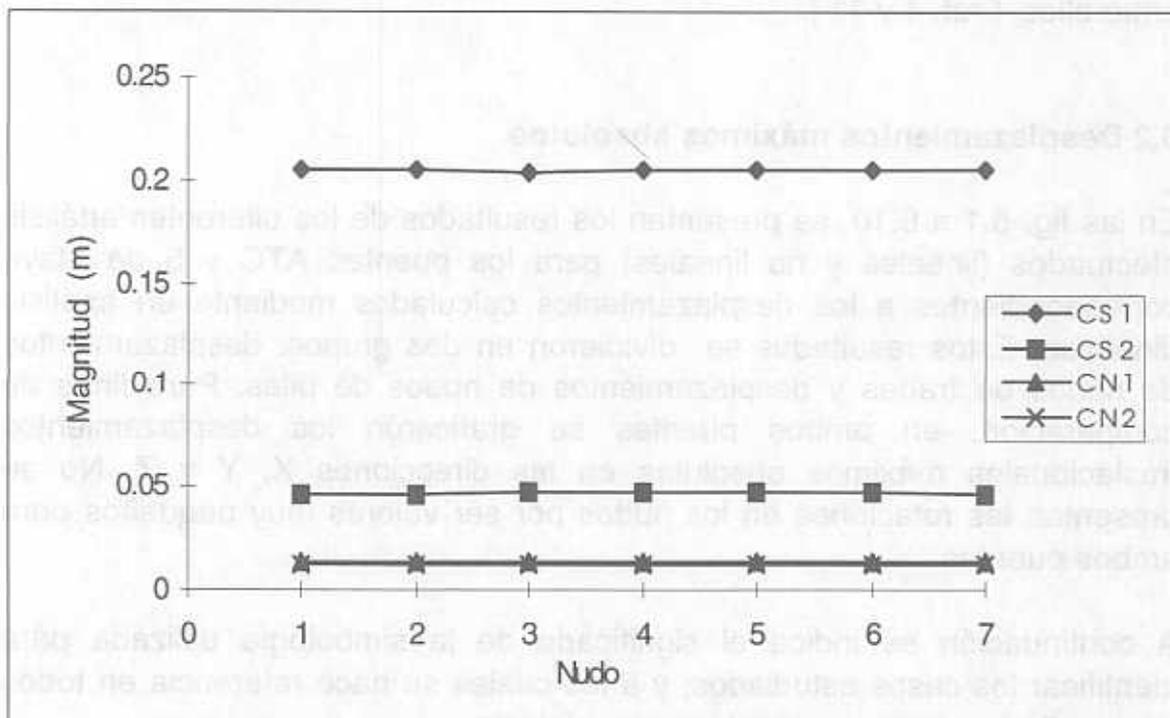


Fig. 6.1 Desplazamientos máximos longitudinales del puente ATC.

De los resultados obtenidos con NEABS, se observa que los desplazamientos longitudinales son aproximadamente los mismos cuando se consideran o no los apoyos elastoméricos. Si se comparan estos resultados con los obtenidos de los análisis realizados con SAP90, se

observa que son menores. Lo anterior se debe principalmente a que el análisis sísmico modal espectral que realiza SAP90, involucra en la combinación modal aspectos probabilistas, lo cual puede proporcionar resultados conservadores. Así mismo, es evidente que el desplazamiento longitudinal máximo se presenta para el análisis realizado con SAP90, en el que los extremos del puente se pueden mover libremente.

Es importante mencionar que para todos los casos analizados, el desplazamiento en dirección longitudinal calculado en los nudos es aproximadamente igual, con lo que se confirma que las traveses que forman la calzada de un puente tienen gran rigidez, misma que se proporciona generalmente por especificaciones de reglamentos que intentan mantener a este tipo de elementos dentro de un rango de comportamiento elástico.

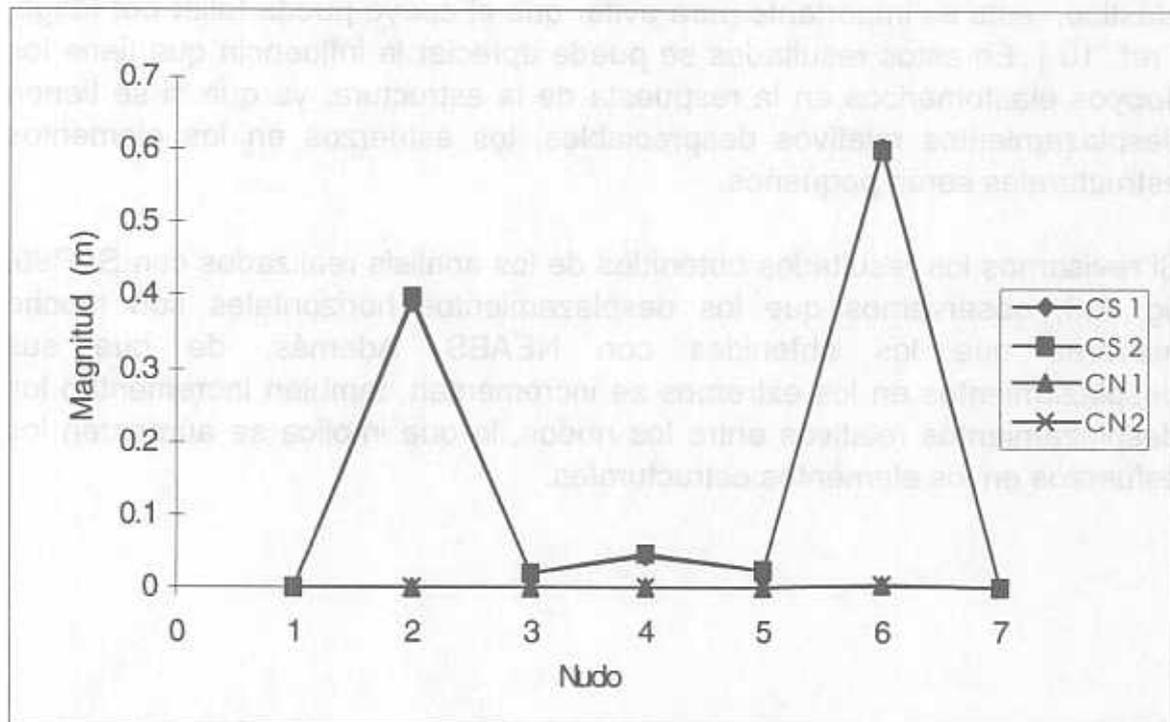


Fig. 6.2 Desplazamientos máximos verticales del puente ATC.

De la fig. 6.2, se observan desplazamientos importantes en dirección vertical en los claros medios del puente ATC. Así mismo estos desplazamientos son

mayores para los casos analizados con SAP90 con y sin apoyos elastoméricos. Esto no ocurre para los desplazamientos verticales obtenidos con NEABS, para los cuales se tienen valores muy pequeños incluso a mitad de claro.

Si se revisan los desplazamientos laterales para el puente ATC, fig. 6.3, podemos observar que para los análisis realizados con NEABS se presenta un movimiento uniforme de la calzada del puente, que asemeja a un movimiento de cuerpo rígido, esto es, los desplazamientos relativos entre nudos son despreciables. Sin embargo, en los extremos del puente si se presentan desplazamientos apreciables debido a la flexibilidad que proporcionan los apoyos elastoméricos a la estructura. Este desplazamiento en los extremos no excede la deformación máxima permitida en apoyos ($e_s < 0.5 T$), para que su comportamiento se encuentre dentro del rango elástico, esto es importante para evitar que el apoyo pueda fallar por fatiga, [ref. 10]. En estos resultados se puede apreciar la influencia que tiene los apoyos elastoméricos en la respuesta de la estructura, ya que si se tienen desplazamientos relativos despreciables, los esfuerzos en los elementos estructurales serán pequeños.

Si revisamos los resultados obtenidos de los análisis realizados con SAP90, fig. 6.3, observamos que los desplazamientos horizontales son mucho mayores que los obtenidos con NEABS. Además, de que sus desplazamientos en los extremos se incrementan, también incrementan los desplazamientos relativos entre los nudos, lo que implica se aumenten los esfuerzos en los elementos estructurales.

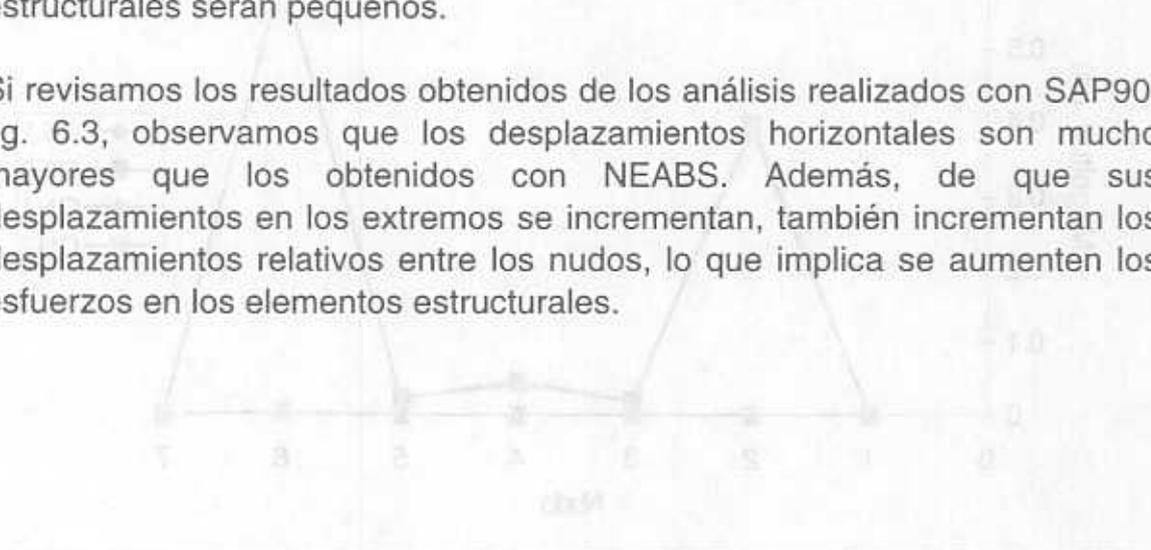


Fig. 6.3 Desplazamientos máximos verticales del puente ATC.

De la fig. 6.2, se observan desplazamientos importantes en dirección vertical en los claros medios del puente ATC. Así mismo estos desplazamientos son

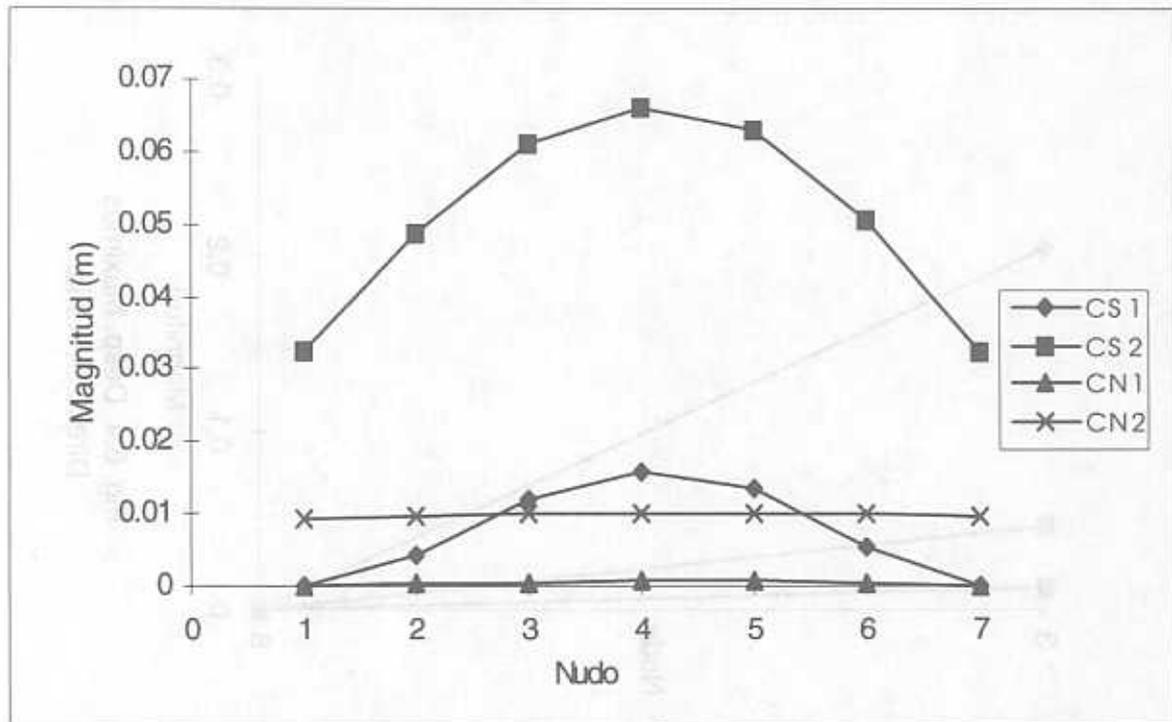
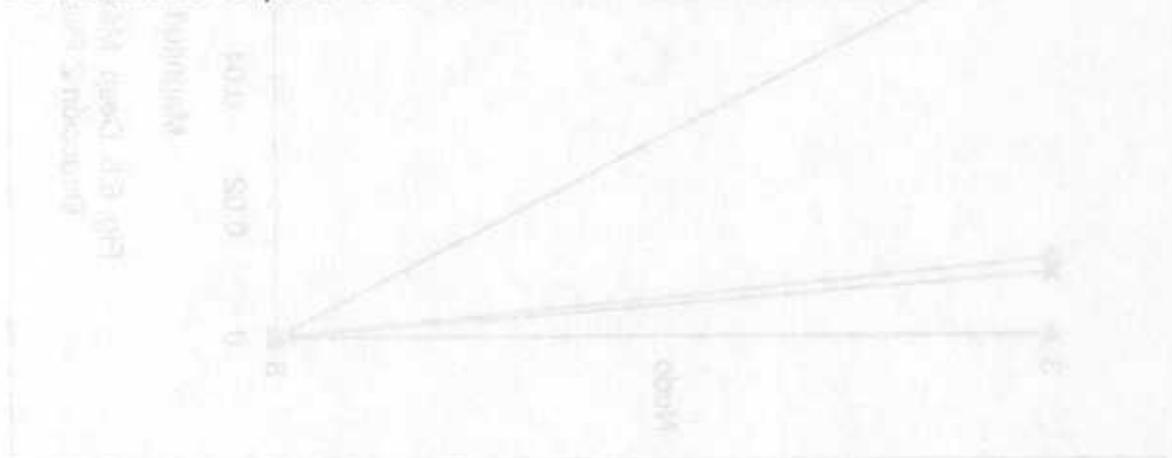
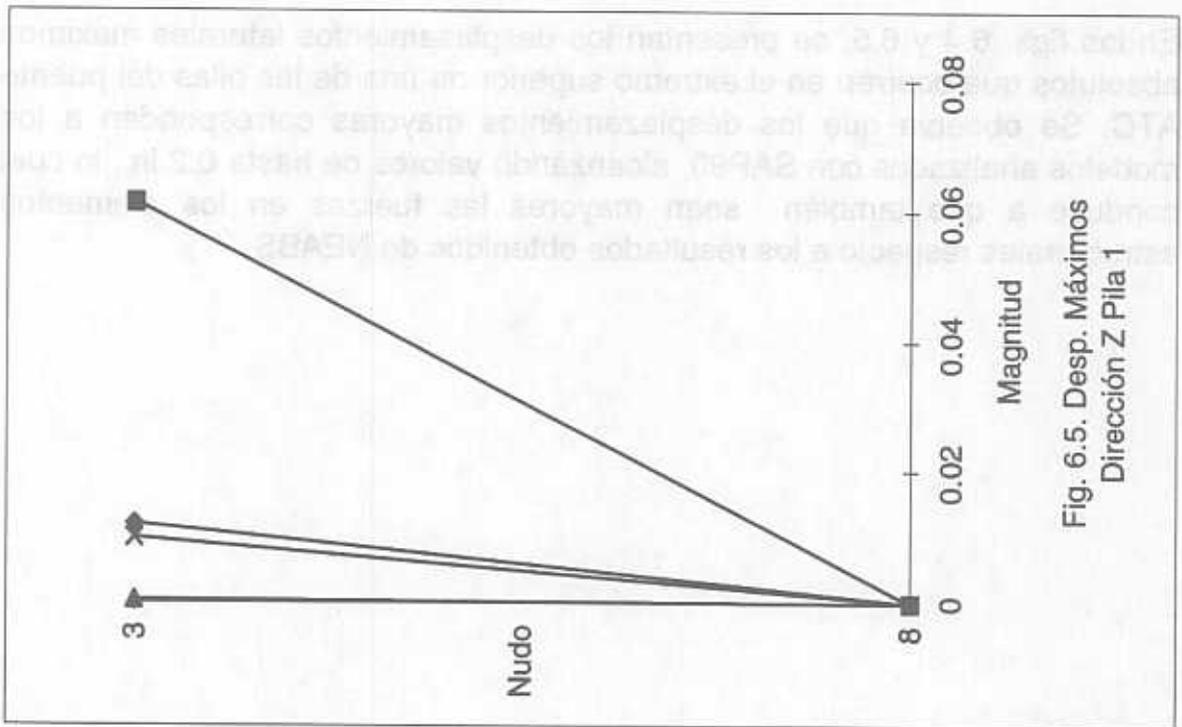
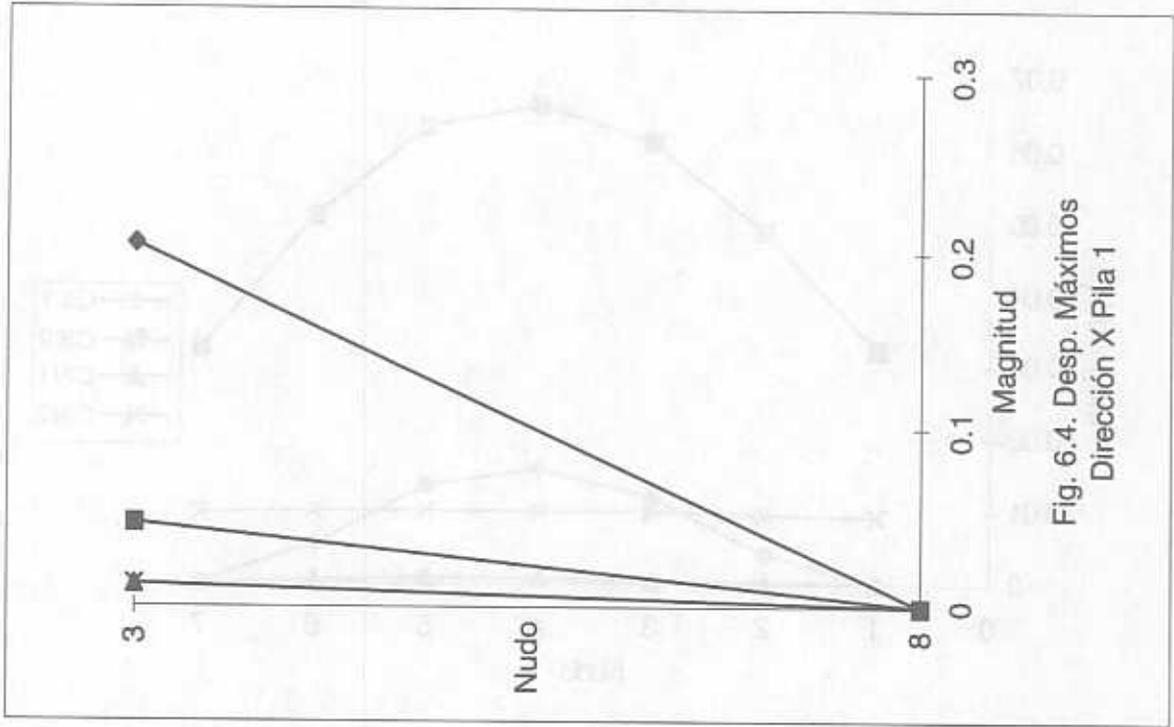


Fig. 6.3. Desplazamientos máximos laterales del puente ATC.

En las figs. 6.4 y 6.5, se presentan los desplazamientos laterales máximos absolutos que ocurren en el extremo superior de una de las pilas del puente ATC. Se observa que los desplazamientos mayores corresponden a los modelos analizados con SAP90, alcanzando valores de hasta 0.2 in., lo cual conduce a que también sean mayores las fuerzas en los elementos estructurales respecto a los resultados obtenidos de NEABS.





Algo similar ocurre con los desplazamientos obtenidos para el puente 5 de Mayo. En la fig. 6.6 se observa que los desplazamientos longitudinales máximos absolutos ocurren para los modelos analizados con SAP90, presentando además un incremento en los desplazamientos relativos. Ahora, si revisamos los desplazamientos obtenidos con y sin apoyos elastoméricos, se observa que existe muy poca variación en sus valores, lo cual indica que es poca la participación de los apoyos en la respuesta longitudinal de la estructura.

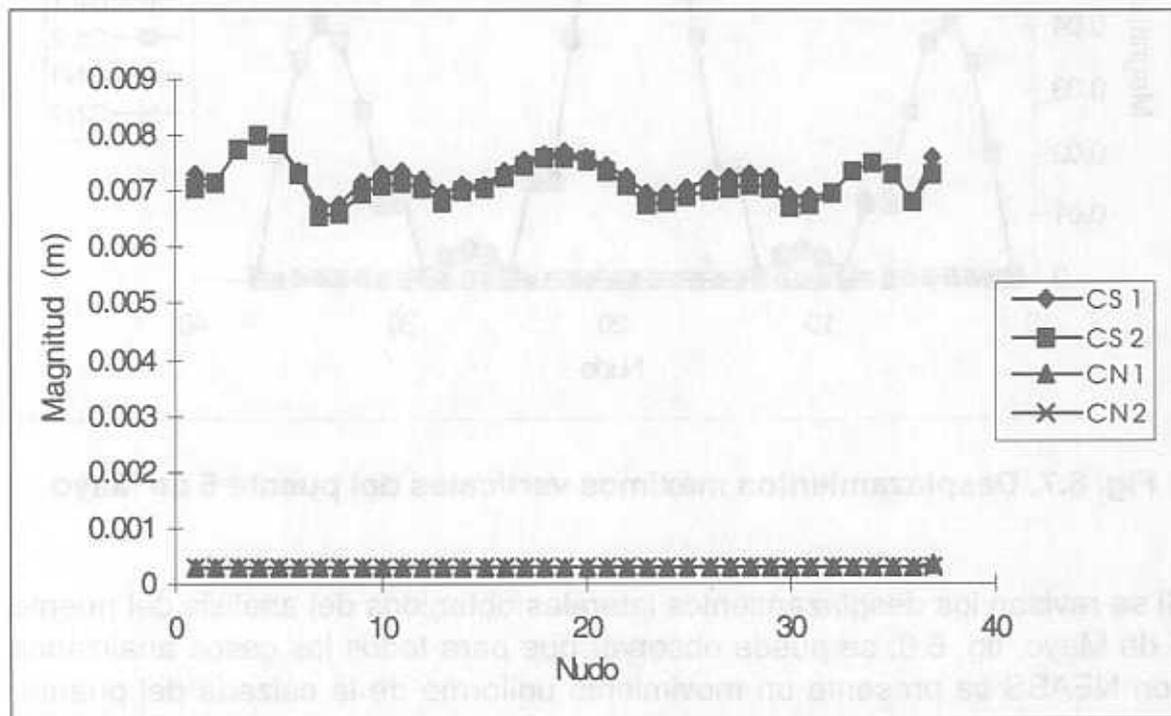


Fig. 6.6. Desplazamientos máximos longitudinales del puente 5 de Mayo.

De la fig. 6.7, se observan desplazamientos notables en dirección vertical en los claros medios del puente 5 de Mayo. De la misma manera que para el puente ATC los desplazamientos son mayores para los casos analizados con SAP90 con y sin apoyos elastoméricos. Esto no ocurre para los

desplazamientos verticales obtenidos con NEABS, para los cuales se tienen valores muy pequeños incluso a mitad de claro.

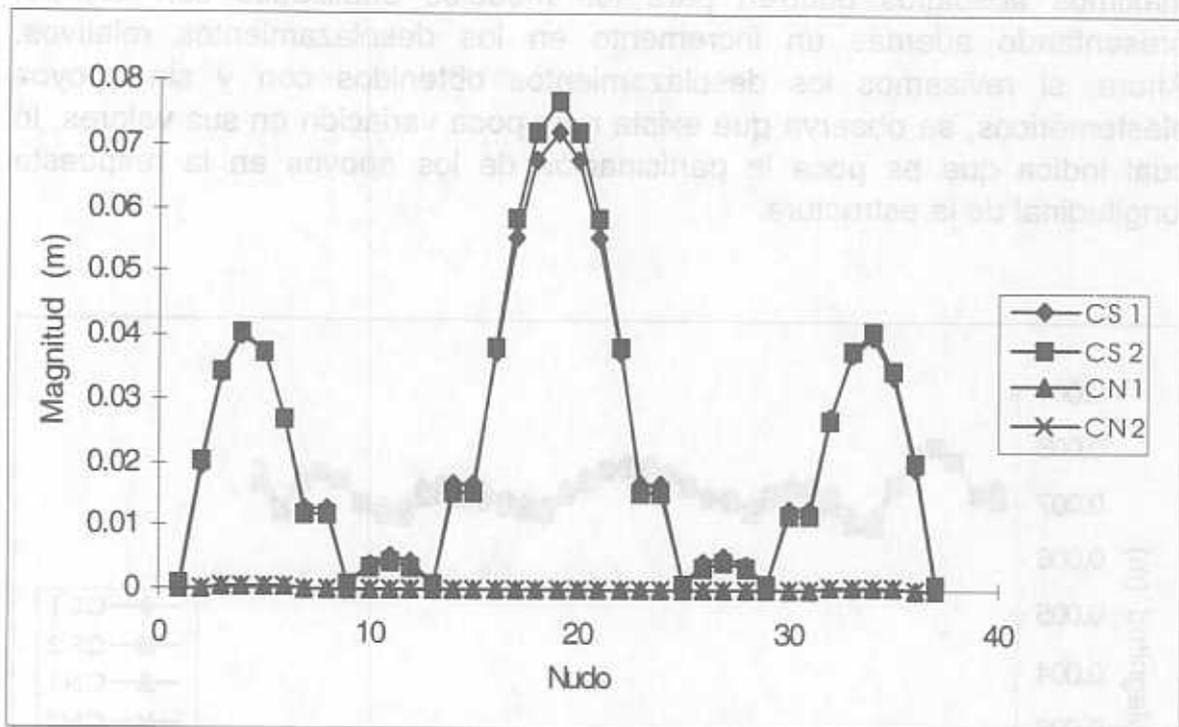


Fig. 6.7. Desplazamientos máximos verticales del puente 5 de Mayo.

Si se revisan los desplazamientos laterales obtenidos del análisis del puente 5 de Mayo, fig. 6.8, se puede observar que para todos los casos analizados con NEABS se presenta un movimiento uniforme de la calzada del puente, semejante a un movimiento de cuerpo rígido, esto es, los desplazamientos relativos entre nudos son despreciables. Aunque existe un desplazamiento mayor en los extremos, es muy pequeño para poder repercutir en el buen funcionamiento de los apoyos. En estos resultados se puede apreciar la influencia que tienen los apoyos elastoméricos en la respuesta de la estructura, ya que si se tienen desplazamientos relativos despreciables, los esfuerzos en los elementos estructurales serán pequeños.

De los resultados obtenidos con SAP90, fig. 6.8, se observa que los desplazamientos horizontales son mucho mayores que los obtenidos de los análisis realizados con NEABS. Así mismo, se observa que la respuesta

máxima se reduce con la utilización de apoyos elastoméricos aunque los desplazamientos absolutos en los extremos sean mayores que los relativos. A pesar de esto el comportamiento de los apoyos elastoméricos permanecen dentro del rango elástico, ya que su deformación no excede de 0.5 veces el espesor como lo indican las normas AASHTO y británicas.

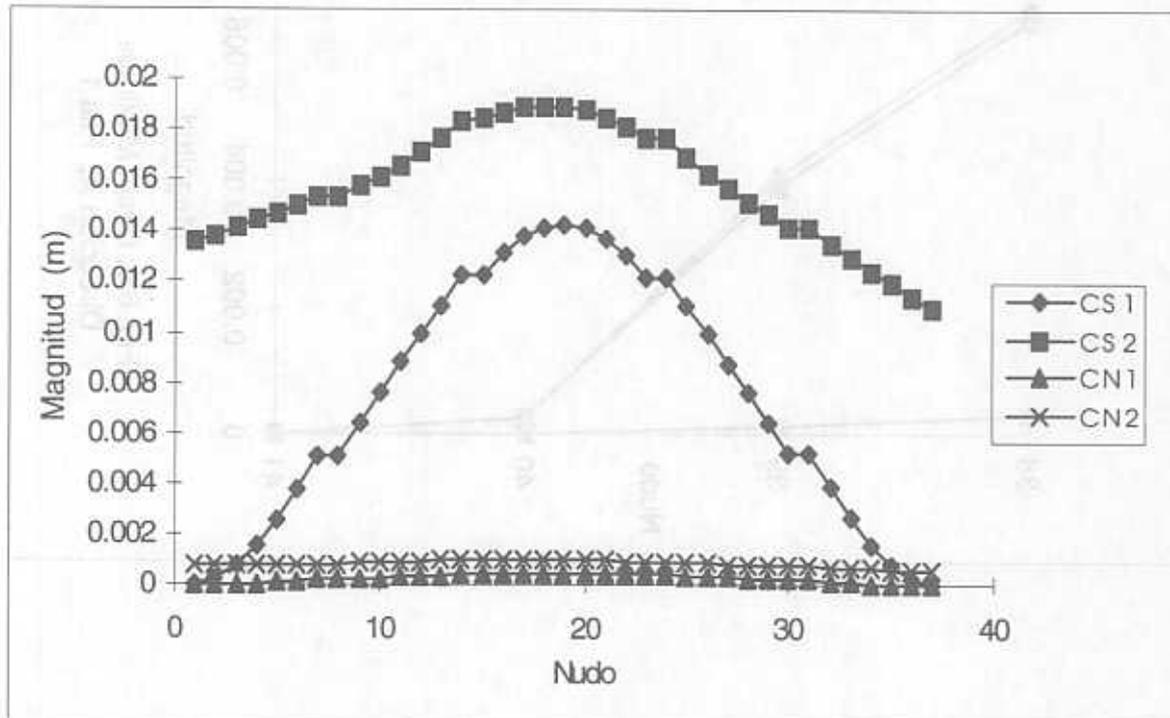


Fig. 6.8. Desplazamientos máximos laterales del puente ATC.

En las figs. 6.9 y 6.10, se presentan los desplazamientos laterales máximos absolutos que ocurren en una de las pilas del puente 5 de Mayo. Se observa que los desplazamientos mayores corresponden a los modelos analizados con SAP90, alcanzando valores de hasta 0.01 m., lo cual conduce a que también sean mayores las fuerzas en los elementos estructurales respecto a los resultados obtenidos de NEABS.

Es importante notar, que el desplazamiento relativo entre la base y el extremo superior de la pila del puente 5 de mayo es pequeño (alrededor de 1.5 cm), lo que indica que el sismo afecta ligeramente al puente 5 de mayo,

lo que no sucede con el puente ATC en donde el efecto del sismo es menos considerable, ya que hubo desplazamientos relativos de 0.2 in.

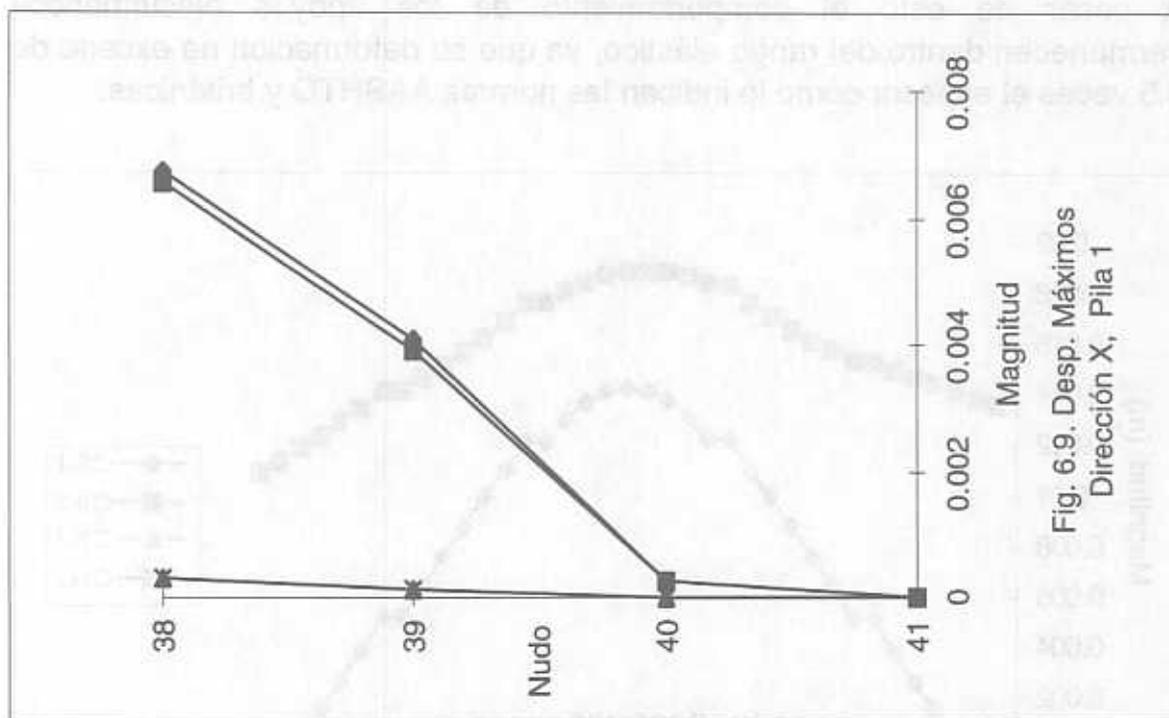


Fig. 6.9. Despl. Máximos Dirección X, Pila 1

Fig. 6.8. Desplazamientos máximos laterales del puente ATC.

En la Fig. 6.9 y 6.10 se presentan los desplazamientos laterales máximos que ocurren en una de las pilas del puente 5 de Mayo. Se observa que los desplazamientos máximos corresponden a los nodos analizados con 0.004 in, alcanzando valores de hasta 0.01 in lo cual coincide a que también sean menores las fuerzas en los elementos estructurales respecto a los resultados obtenidos de NEBS.

Es importante notar que el desplazamiento relativo entre la pila y el extremo superior de la pila del puente 5 de Mayo es pequeño (alrededor de 1.5 cm), lo que indica que el sistema está funcionando al puente 5 de Mayo.

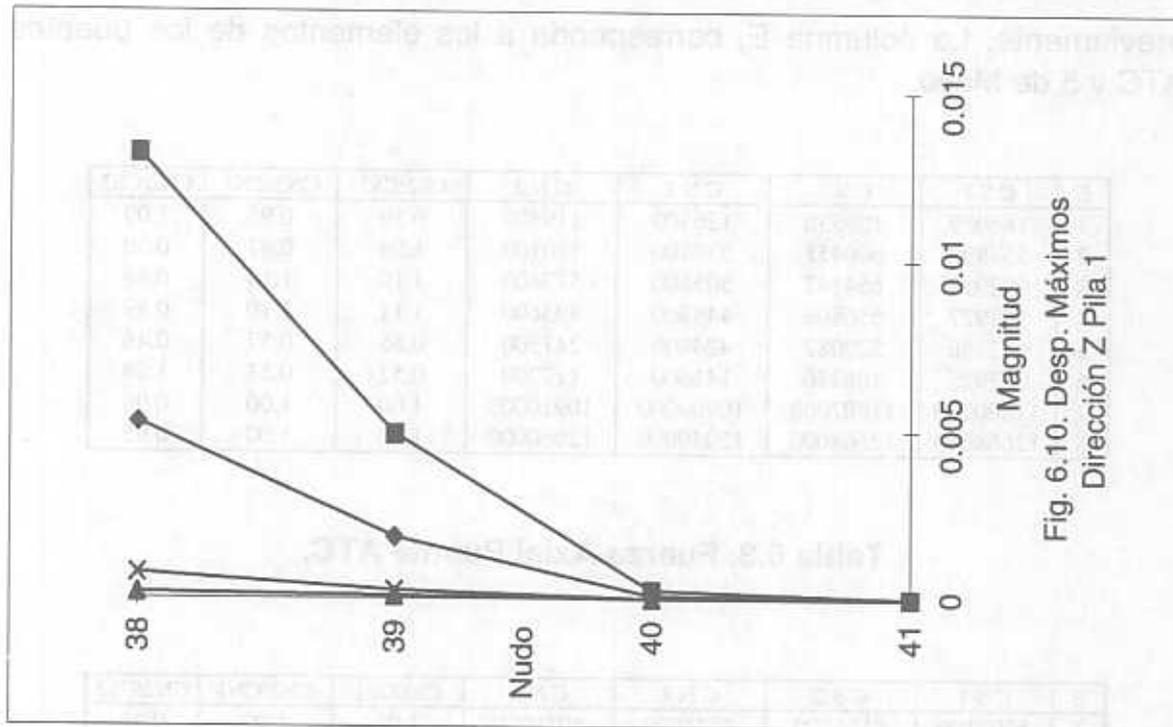


Fig. 6.10. Despl. Máximos Dirección Z Pila 1

6.3 Elementos mecánicos calculados para los puentes.

En las tablas 6.3 a 6.12 se presentan los resultados correspondientes a los elementos mecánicos obtenidos para los puentes ATC y 5 de Mayo. Cada tabla contiene los casos considerados en este trabajo.

No se presentan resultados de momento torsionante en los elementos estructurales de los puentes, ya que estos son muy pequeños y poco útiles para fines de comparación.

Al revisar los resultados presentados en las tablas 6.3 a 6.12 se observa de manera generalizada una disminución en los elementos mecánicos obtenidos de los análisis que consideran apoyos elastoméricos, la relación se puede observar en las columnas correspondientes a CS2/CS1 y CN2/CN1. Cabe mencionar que para todos los casos, estos resultados fueron mayores para los análisis elásticos realizados con SAP90, incluyendo las fuerzas sobre los elementos utilizados para modelar los apoyos elastoméricos, como se muestra en la columna de CN2/CS2. Lo anterior es un reflejo claro de los resultados de desplazamientos analizados

previamente. La columna E, corresponde a los elementos de los puentes ATC y 5 de Mayo.

E	CS 1	CS 2	CN 1	CN 2	CS2/CS1	CN2/CN1	CN2/CS2
1	186059	109530	126500	119800	0.59	0.95	1.09
2	557893	600458	379400	180100	1.08	0.47	0.30
3	592953	654142	505800	577400	1.10	1.14	0.88
4	502927	556806	448300	493600	1.11	1.10	0.89
5	623380	529082	424400	241300	0.85	0.57	0.46
6	207925	108270	141600	117300	0.52	0.83	1.08
7	11600000	11607000	10900000	10910000	1.00	1.00	0.94
8	12668000	12668000	12040000	12060000	1.00	1.00	0.95

Tabla 6.3. Fuerza Axial Puente ATC.

E	CS 1	CS 2	CN 1	CN 2	CS2/CS1	CN2/CN1	CN2/CS2
1	4103100	4136200	4034000	4039000	1.01	1.00	0.98
2	1228000	1261900	1049000	1054000	1.03	1.00	0.84
3	5105700	5074300	4902000	4903000	0.99	1.00	0.97
4	583405	551984	394400	370900	0.95	0.94	0.67
5	6806300	6826400	6696000	6703000	1.00	1.00	0.98
6	1191800	1191900	1140000	1149000	1.00	1.01	0.96
7	1534500	573678	1136000	1056000	0.37	0.93	1.84
8	1530100	695829	1148000	1106000	0.45	0.96	1.59

Tabla 6.4. Fuerza Cortante Vertical Puente ATC.

E	CS 1	CS 2	CN 1	CN 2	CS2/CS1	CN2/CN1	CN2/CS2
1	1695700	846669	772200	202200	0.50	0.26	0.24
2	1354700	564508	637600	74000	0.42	0.12	0.13
3	708014	262710	285900	81620	0.37	0.29	0.31
4	448096	167982	176200	59590	0.37	0.34	0.35
5	1279200	509036	590900	57530	0.40	0.10	0.11
6	1699700	837610	768500	209100	0.49	0.27	0.25
7	27248	94921	11290	153100	3.48	13.56	1.61
8	31348	100491	13060	159200	3.21	12.19	1.58

Tabla 6.5. Fuerza Cortante Lateral Puente ATC.

E	CS 1	CS 2	CN 1	CN 2	CS2/CS1	CN2/CN1	CN2/CS2
1	40468000	0	19160000	0	0.00	0.00	-
2	10890000	15579000	4822000	3722000	1.43	0.77	0.24
3	14715000	25806000	7023000	5078000	1.75	0.72	0.20
4	26225000	30546000	12300000	6581000	1.16	0.54	0.22
5	18898000	27498000	8953000	5484000	1.46	0.61	0.20
6	8448500	17205000	3340000	4297000	2.04	1.29	0.25
7	43041	6611	11970	20970	0.15	1.75	3.17
8	52390	6611	15390	12590	0.13	0.82	1.90

Tabla 6.6. Momento Flexionante alrededor de Y, Puente ATC.

E	CS 1	CS 2	CN 1	CN 2	CS2/CS1	CN2/CN1	CN2/CS2
1	0	0	18630	19370	-	1.04	-
2	29960000	30570000	28670000	28760000	1.02	1.00	0.94
3	38150000	37154000	36510000	36400000	0.97	1.00	0.98
4	10900000	10981000	8585000	8532000	1.01	0.99	0.78
5	46744000	46712000	45260000	45400000	1.00	1.00	0.97
6	37133000	37070000	36210000	36610000	1.00	1.01	0.99
7	6163400	2541400	4657000	4374000	0.41	0.94	1.72
8	6307600	3191800	4858000	4723000	0.51	0.97	1.48

Tabla 6.7. Momento Flexionante alrededor de Z, Puente ATC.

E	CS 1	CS 2	CN 1	CN 2	CS2/CS1	CN2/CN1	CN2/CS2
1	0	0	0	0	-	-	-
2	29960000	30570000	28670000	28760000	1.02	1.00	0.94
3	38150000	37154000	36510000	36400000	0.97	1.00	0.98
4	10900000	10981000	8585000	8532000	1.01	0.99	0.78
5	46744000	46712000	45260000	45400000	1.00	1.00	0.97
6	37133000	37070000	36210000	36610000	1.00	1.01	0.99
7	6163400	2541400	4657000	4374000	0.41	0.94	1.72
8	6307600	3191800	4858000	4723000	0.51	0.97	1.48

Comportamiento Sísmico de Puentes sobre Apoyos Elastoméricos

E	CS 1	CS 2	CN 1	CN 2	CS2/CS1	CN2/CN1	CN2/CS2
1	20242	19817	13760	14720	0.98	1.07	0.74
2	30113	19958	9544	10110	0.66	1.06	0.51
3	40108	29807	5358	5916	0.74	1.10	0.20
4	51612	39779	3058	1725	0.77	0.56	0.04
5	71076	58980	8486	7046	0.83	0.83	0.12
6	90488	79137	13910	13150	0.87	0.95	0.17
7	111522	99527	18940	17530	0.89	0.93	0.18
8	163173	153655	137400	115700	0.94	0.84	0.75
9	161695	147058	141600	119600	0.91	0.84	0.81
10	172314	151802	146300	124100	0.88	0.85	0.82
11	189758	167556	151400	129100	0.88	0.85	0.77
12	158043	150321	82320	71490	0.95	0.87	0.48
13	124260	114701	64520	52220	0.92	0.81	0.46
14	108601	99851	62690	51840	0.92	0.83	0.52
15	94631	84895	60780	49890	0.90	0.82	0.59
16	85260	74433	59080	48080	0.87	0.81	0.65
17	84873	74339	57870	47020	0.88	0.81	0.63
18	92931	83691	57210	46400	0.90	0.81	0.55
19	105019	96762	56610	45870	0.92	0.81	0.47
20	118668	109963	56060	44260	0.93	0.79	0.40
21	142296	135117	63690	52990	0.95	0.83	0.39
22	187497	165555	150600	128200	0.88	0.85	0.77
23	173694	153782	148200	125800	0.89	0.85	0.82
24	167739	153550	146200	123900	0.92	0.85	0.81
25	173125	163251	144700	122600	0.94	0.85	0.75
26	108540	96299	15080	13560	0.89	0.90	0.14
27	93035	81687	15490	14840	0.88	0.96	0.18
28	74362	61925	11000	9331	0.83	0.85	0.15
29	55712	43238	6505	4850	0.78	0.75	0.11
30	36986	25664	2010	1739	0.69	0.87	0.07
31	24813	14833	4231	4940	0.60	1.17	0.33
32	13996	13668	7472	8622	0.98	1.15	0.63
33	594956	597161	501000	504100	1.00	1.01	0.84
34	604150	606419	509900	513000	1.00	1.01	0.85
35	636935	639258	542400	545600	1.00	1.01	0.85
36	669499	671831	574900	578100	1.00	1.01	0.86
37	779711	780538	700200	692500	1.00	0.99	0.89
38	789064	789995	709100	701500	1.00	0.99	0.89
39	824025	825066	743700	736100	1.00	0.99	0.89
40	858658	859707	778300	770600	1.00	0.99	0.90
41	778969	779304	695800	688000	1.00	0.99	0.88
42	788311	788721	704700	697000	1.00	0.99	0.88
43	823358	823836	739400	731700	1.00	0.99	0.89
44	858075	858572	774100	766300	1.00	0.99	0.89
45	602172	602332	505300	507800	1.00	1.00	0.84
46	611355	611484	514300	516800	1.00	1.00	0.85
47	643535	643639	546200	548700	1.00	1.00	0.85
48	675517	675622	578100	580700	1.00	1.00	0.86
49	0	289309	0	247500	-	-	0.86
50	0	401033	0	364500	-	-	0.91
51	0	399616	0	363400	-	-	0.91
52	0	290950	0	247900	-	-	0.85

Tabla 6.8. Fuerza Axial, Puente 5 de Mayo

E	CS 1	CS 2	C N 1	C N 2	CS2/CS1	CN2/CN1	CN2/CS2
1	259233	261840	226800	232000	1.01	1.02	0.89
2	170728	173276	147100	152300	1.01	1.04	0.88
3	79820	83674	67130	72410	1.05	1.08	0.87
4	25412	20809	13170	7792	0.82	0.59	0.37
5	119082	114872	93200	87820	0.96	0.94	0.76
6	210118	205257	173100	167600	0.98	0.97	0.82
7	297318	292447	252700	247300	0.98	0.98	0.85
8	207305	213885	151500	159200	1.03	1.05	0.74
9	113698	120342	58600	66240	1.06	1.13	0.55
10	96827	93815	39640	32200	0.97	0.81	0.34
11	193311	190217	132800	125400	0.98	0.94	0.66
12	506245	506359	465300	465500	1.00	1.00	0.92
13	398405	397246	364100	364000	1.00	1.00	0.92
14	302369	300480	273200	272900	0.99	1.00	0.91
15	207264	204217	182300	182100	0.99	1.00	0.89
16	105969	103609	91310	91200	0.98	1.00	0.88
17	14864	12631	529	333	0.85	0.63	0.03
18	115959	113008	91440	91230	0.97	1.00	0.81
19	211116	209421	182300	182100	0.99	1.00	0.87
20	307413	306438	273200	273200	1.00	1.00	0.89
21	404231	404204	362900	363100	1.00	1.00	0.90
22	287757	284395	226500	219200	0.99	0.97	0.77
23	191826	188611	133400	126000	0.98	0.94	0.67
24	97316	93828	40250	32800	0.96	0.81	0.35
25	116881	123046	58500	65860	1.05	1.13	0.54
26	403554	397684	356600	351400	0.99	0.99	0.88
27	291203	286319	252600	247300	0.98	0.98	0.86
28	199559	194891	172700	167400	0.98	0.97	0.86
29	104974	100352	92440	87190	0.96	0.94	0.87
30	26192	21900	13270	7978	0.84	0.60	0.36
31	92661	95173	67990	73350	1.03	1.08	0.77
32	181556	183894	147700	153100	1.01	1.04	0.83
33	20608	101778	148200	127500	4.94	0.86	1.25
34	22920	104515	148400	127600	4.56	0.86	1.22
35	24341	106108	148500	127700	4.36	0.86	1.20
36	24391	106163	148500	127700	4.35	0.86	1.20
37	88326	110794	206900	173800	1.25	0.84	1.57
38	91248	114067	207100	174000	1.25	0.84	1.53
39	93073	116012	207200	174100	1.25	0.84	1.50
40	93131	116072	207200	174100	1.25	0.84	1.50
41	87314	107010	207000	173800	1.23	0.84	1.62
42	90226	110183	207100	173900	1.22	0.84	1.58
43	92047	112072	207200	174000	1.22	0.84	1.55
44	92105	112130	207200	174000	1.22	0.84	1.55
45	24644	98165	150200	129400	3.98	0.86	1.32
46	26800	100713	150400	129600	3.76	0.86	1.29
47	28108	102196	150500	129700	3.64	0.86	1.27
48	28156	102249	150500	129700	3.63	0.86	1.27
49	0	46466	0	3554	-	-	0.08
50	0	68193	0	49640	-	-	0.73
51	0	67590	0	49000	-	-	0.72
52	0	43972	0	4458	-	-	0.10

Tabla 6.9. Fuerza Cortante Vertical, Puente 5 de Mayo

Comportamiento Sísmico de Puentes sobre Apoyos Elastoméricos

E	CS1	CS2	CN1	CN2	CS2/CS1	CN2/CN1	CN2/CS2
1	63460	17721	1853	972	0.28	0.52	0.05
2	62600	6682	1775	378	0.11	0.21	0.06
3	59719	5643	1683	240	0.09	0.14	0.04
4	54554	16872	1544	857	0.31	0.55	0.05
5	47622	28525	1399	1481	0.60	1.06	0.05
6	39879	40397	1281	2113	1.01	1.65	0.05
7	31475	54378	1092	2854	1.73	2.61	0.05
8	41335	31558	1367	1716	0.76	1.26	0.05
9	34123	16602	1048	922	0.49	0.88	0.06
10	29591	2737	730	139	0.09	0.19	0.05
11	28991	15219	573	798	0.52	1.39	0.05
12	84878	77713	2644	4044	0.92	1.53	0.05
13	69304	59821	2066	3105	0.86	1.50	0.05
14	52150	42866	1493	2221	0.82	1.49	0.05
15	32375	25696	894	1332	0.79	1.49	0.05
16	10665	8413	277	442	0.79	1.59	0.05
17	11866	8904	345	446	0.75	1.29	0.05
18	33602	26050	960	1319	0.78	1.37	0.05
19	53414	42946	1554	2173	0.80	1.40	0.05
20	70605	59492	2121	3002	0.84	1.42	0.05
21	86170	76789	2690	3861	0.89	1.44	0.05
22	29239	12995	606	719	0.44	1.19	0.06
23	30977	3764	776	162	0.12	0.21	0.04
24	36094	17614	1115	850	0.49	0.76	0.05
25	43446	31842	1435	1575	0.73	1.10	0.05
26	29442	51402	1014	2522	1.75	2.49	0.05
27	37977	38275	1208	1853	1.01	1.53	0.05
28	45858	27307	1330	1298	0.60	0.98	0.05
29	52889	16695	1481	770	0.32	0.52	0.05
30	58110	6512	1620	267	0.11	0.16	0.04
31	61019	4369	1717	224	0.07	0.13	0.05
32	61887	13944	1816	684	0.23	0.38	0.05
33	274183	257954	577	5405	0.94	9.37	0.02
34	277651	261441	625	5547	0.94	8.88	0.02
35	280253	264055	653	5622	0.94	8.62	0.02
36	280356	264159	665	5618	0.94	8.45	0.02
37	332437	303998	2986	5739	0.91	1.92	0.02
38	336144	307712	3082	5910	0.92	1.92	0.02
39	339055	310582	3126	6008	0.92	1.92	0.02
40	339161	310686	3113	6009	0.92	1.93	0.02
41	331688	303682	2949	5432	0.92	1.84	0.02
42	335392	307400	3044	5595	0.92	1.84	0.02
43	338288	310267	3088	5703	0.92	1.85	0.02
44	338393	310370	3074	5715	0.92	1.86	0.02
45	280256	263801	724	4873	0.94	6.73	0.02
46	283669	267232	771	5004	0.94	6.49	0.02
47	286218	269786	788	5093	0.94	6.47	0.02
48	286323	269891	779	5106	0.94	6.55	0.02
49	0	76142	0	2436	-	-	0.03
50	0	119548	0	3544	-	-	0.03
51	0	122367	0	3405	-	-	0.03
52	0	77056	0	2144	-	-	0.03

Tabla 6.10. Fuerza Cortante Lateral, Puente 5 de Mayo

E	CS 1	CS 2	CN 1	CN 2	CS2/CS1	CN2/CN1	CN2/CS2
1	1693300	0	52760	4	0.00	0.00	-
2	1406200	88765	45690	4861	0.06	0.11	0.05
3	1137300	121460	38370	6737	0.11	0.18	0.06
4	900402	98633	31090	5599	0.11	0.18	0.06
5	709833	38829	23900	1840	0.05	0.08	0.05
6	573919	138568	17090	6234	0.24	0.36	0.04
7	487963	336620	12190	16820	0.69	1.38	0.05
8	444619	598331	10200	30530	1.35	2.99	0.05
9	392898	461643	7530	22910	1.17	3.04	0.05
10	361528	391947	8371	18790	1.08	2.24	0.05
11	326031	387818	8351	18650	1.19	2.23	0.05
12	261259	448460	7632	22170	1.72	2.90	0.05
13	615422	171878	20890	8303	0.28	0.40	0.05
14	939882	322216	31230	17830	0.34	0.57	0.06
15	1187400	517079	38690	27090	0.44	0.70	0.05
16	1341100	639983	43150	33070	0.48	0.77	0.05
17	1391000	680693	44520	35270	0.49	0.79	0.05
18	1333400	637870	42790	33060	0.48	0.77	0.05
19	1171900	513805	37990	26980	0.44	0.71	0.05
20	916047	320363	30210	17720	0.35	0.59	0.06
21	582586	178423	19580	8727	0.31	0.45	0.05
22	246301	438957	7204	21010	1.78	2.92	0.05
23	295144	387757	7193	18000	1.31	2.50	0.05
24	338587	400429	7122	18480	1.18	2.59	0.05
25	390320	475229	7801	22320	1.22	2.86	0.05
26	450414	609199	10640	28970	1.35	2.72	0.05
27	522485	353854	13330	16390	0.68	1.23	0.05
28	613291	164636	18760	7142	0.27	0.38	0.04
29	746548	39411	25230	1248	0.05	0.05	0.03
30	929384	63005	32070	3244	0.07	0.10	0.05
31	1156400	90587	39020	4539	0.08	0.12	0.05
32	1415100	69806	45990	3423	0.05	0.07	0.05
33	1456900	1358900	5544	3821	0.93	0.69	0.00
34	1183400	1101500	6113	7732	0.93	1.26	0.01
35	328771	303069	8347	27820	0.92	3.33	0.09
36	855403	818281	10660	48230	0.96	4.52	0.06
37	1918700	1739300	5265	2929	0.91	0.56	0.00
38	1586600	1435600	2277	4400	0.90	1.93	0.00
39	369065	339219	9673	27020	0.92	2.79	0.08
40	1033100	963241	21790	50300	0.93	2.31	0.05
41	1915700	1739100	5211	3870	0.91	0.74	0.00
42	1584300	1435700	2261	3378	0.91	1.49	0.00
43	369171	338742	9570	24830	0.92	2.59	0.07
44	1036400	966868	21570	46990	0.93	2.18	0.05
45	1466000	1367100	5015	5266	0.93	1.05	0.00
46	1186500	1104000	5731	8868	0.93	1.55	0.01
47	336514	310664	8452	25660	0.92	3.04	0.08
48	859354	823336	11250	43890	0.96	3.90	0.05
49	0	369498	0	950	-	-	0.00
50	0	755082	0	615	-	-	0.00
51	0	751922	0	726	-	-	0.00
52	0	369298	0	721	-	-	0.00

Tabla 6.11. Momento Flexionante alrededor de Y, Puente 5 de Mayo

Comportamiento Sísmico de Puentes sobre Apoyos Elastoméricos

E	CS 1	CS 2	CN 1	CN 2	CS2/CS1	CN2/CN1	CN2/CS2
1	0	0	9	10	-	1.07	-
2	1100000	1113100	937400	963500	1.01	1.03	0.87
3	1753300	1777500	1476000	1528000	1.01	1.04	0.86
4	1934900	1973900	1613000	1692000	1.02	1.05	0.86
5	1634900	1690200	1349000	1454000	1.03	1.08	0.86
6	866193	931594	684500	816100	1.08	1.19	0.88
7	502222	368386	384900	224100	0.73	0.58	0.61
8	1550900	1524500	1014000	962200	0.98	0.95	0.63
9	848905	790745	540800	454500	0.93	0.84	0.57
10	608872	519357	488100	368100	0.85	0.75	0.71
11	1090200	1005600	867600	717700	0.92	0.83	0.71
12	3284800	2972000	2962000	2561000	0.90	0.86	0.86
13	1077500	757261	892700	493200	0.70	0.55	0.65
14	866427	1099400	708900	1104000	1.27	1.56	1.00
15	2061000	2329100	1845000	2240000	1.13	1.21	0.96
16	2815100	3089500	2526000	2922000	1.10	1.16	0.95
17	3076700	3349100	2754000	3150000	1.09	1.14	0.94
18	2818900	3092100	2527000	2923000	1.10	1.16	0.95
19	2066700	2333400	1845000	2240000	1.13	1.21	0.96
20	866758	1101300	708400	1104000	1.27	1.56	1.00
21	1069100	749723	892600	492500	0.70	0.55	0.66
22	2159000	2061100	1680000	1495000	0.95	0.89	0.73
23	1097400	1010100	869700	718300	0.92	0.83	0.71
24	609357	520583	487700	368200	0.85	0.75	0.71
25	859991	802064	540700	454100	0.93	0.84	0.57
26	2195600	2048000	1908000	1722000	0.93	0.90	0.84
27	505688	370432	385200	223600	0.73	0.58	0.60
28	873763	939957	684700	817400	1.08	1.19	0.87
29	1648200	1703600	1350000	1457000	1.03	1.08	0.86
30	1950200	1989900	1614000	1695000	1.02	1.05	0.85
31	1766300	1791300	1477000	1531000	1.01	1.04	0.85
32	1107300	1119000	938000	965000	1.01	1.03	0.86
33	147496	56091	926000	794900	0.38	0.86	14.17
34	165767	140407	777800	667400	0.85	0.86	4.75
35	241701	515440	244900	208500	2.13	0.85	0.40
36	325363	901299	304300	263700	2.77	0.87	0.29
37	160768	58681	1323000	1111000	0.37	0.84	18.93
38	73675	68044	1116000	936900	0.92	0.84	13.77
39	282838	503710	317400	267200	1.78	0.84	0.53
40	643162	952819	488900	412200	1.48	0.84	0.43
41	160075	68896	1325000	1112000	0.43	0.84	16.14
42	74404	61699	1118000	937700	0.83	0.84	15.20
43	280042	478667	316600	266300	1.71	0.84	0.56
44	637187	913378	492200	414100	1.43	0.84	0.45
45	132061	67882	928100	796000	0.51	0.86	11.73
46	154770	143177	778500	666600	0.93	0.86	4.66
47	245169	494304	248200	211300	2.02	0.85	0.43
48	342413	858644	300000	261600	2.51	0.87	0.30
49	0	20963	0	224100	-	-	10.69
50	0	6713	0	492200	-	-	73.32
51	0	6612	0	493400	-	-	74.62
52	0	17323	0	223500	-	-	12.90

Tabla 6.12. Momento Flexionante alrededor de Z, Puente 5 de Mayo

Adicionalmente, en las tablas 6.8 a 6.12 se muestran las fuerzas sobre los apoyos elastoméricos utilizados en el puente 5 de Mayo, que corresponden a los elementos 49, 50, 51 y 52. En estos resultados se observa en términos generales que existe una reducción para los modelos estudiados con NEABS. Al comparar los valores utilizados en el diseño de los apoyos elastoméricos, se observa que la fuerza axial obtenida de los casos de análisis es ligeramente menor que la de diseño, mientras que la fuerza cortante de diseño es mayor para los modelos estudiados con NEABS y menor para los casos estudiados con SAP90. De lo anterior se puede decir que los resultados obtenidos de un análisis elástico realizado con SAP90 son un tanto conservadores.

6.4 Análisis de la respuesta de los puentes estudiados.

Con objeto de observar el efecto de los apoyos elastoméricos sobre la respuesta de los puentes estudiados, se obtuvieron historias de aceleraciones en dirección Z para sitios de interés en los modelos. En las figs. 6.11 y 6.12 se presenta la historia en el tiempo del nudo 3 que corresponde a uno de los estribos del puente ATC. En estas figuras se observa una disminución apreciable en las aceleraciones producidas por efecto sísmico, lo cual corrobora los resultados obtenidos anteriormente y ratifica el efecto notable que inducen los apoyos elastoméricos sobre el comportamiento estructural de los modelos. Estos mismos resultados se obtienen para el puente 5 de Mayo y se presentan en las figs. 6.13 y 6.14, sin embargo, la disminución en la respuesta no es tan grande como la obtenida para el puente ATC. Lo anterior puede atribuirse a la simplicidad del modelo del puente ATC, tanto en sus dimensiones como en el sistema estructural.

Adicionalmente, en las tablas 6.8 a 6.12 se muestran las fuerzas sobre los apoyos elastoméricos utilizados en el puente 5 de Mayo, que corresponden a los estados 48, 50, 51 y 52. En estos resultados se observa en términos generales que existe un reducción para los modelos evaluados con NEAR. Al comparar los valores obtenidos en el diseño de los apoyos elastoméricos se observa que la fuerza axial obtenida de los casos de análisis es ligeramente mayor que la de diseño, mientras que la fuerza cortante de diseño es mayor para los modelos evaluados con NEAR y menor para los casos evaluados con SAP90. De lo anterior se puede decir que los resultados obtenidos de un análisis sísmico realizado con SAP90 son un tanto conservadores.

6.4 Análisis de la respuesta de los puentes estudiados.

Con objeto de conocer el efecto de los apoyos elastoméricos sobre la respuesta de los puentes estudiados se obtuvieron gráficas de aceleraciones en dirección X para sitios de interés en los modelos. En las figs. 6.11 y 6.12 se muestra la historia en el tiempo del nodo 3 que corresponde a uno de los sitios del puente ATC. En estas figuras se observa una disminución apreciable en las aceleraciones producidas por efecto sísmico lo cual concuerda los resultados obtenidos anteriormente y valida el efecto que se indican los apoyos elastoméricos sobre el comportamiento estructural de los modelos. Estos mismos resultados se obtienen para el puente 5 de Mayo y se presentan en las figs. 6.13 y 6.14. Sin embargo, la disminución en la respuesta no es tan grande como la esperada para el puente ATC. Lo anterior puede atribuirse a la rigidez del modelo del puente ATC, tanto en sus dimensiones como en el sistema actual.

7. Efecto de la Carga Viva sobre el Comportamiento de los Apoyos Elastoméricos en Puentes con Trabes de gran Peralte.

7.1 Consideraciones

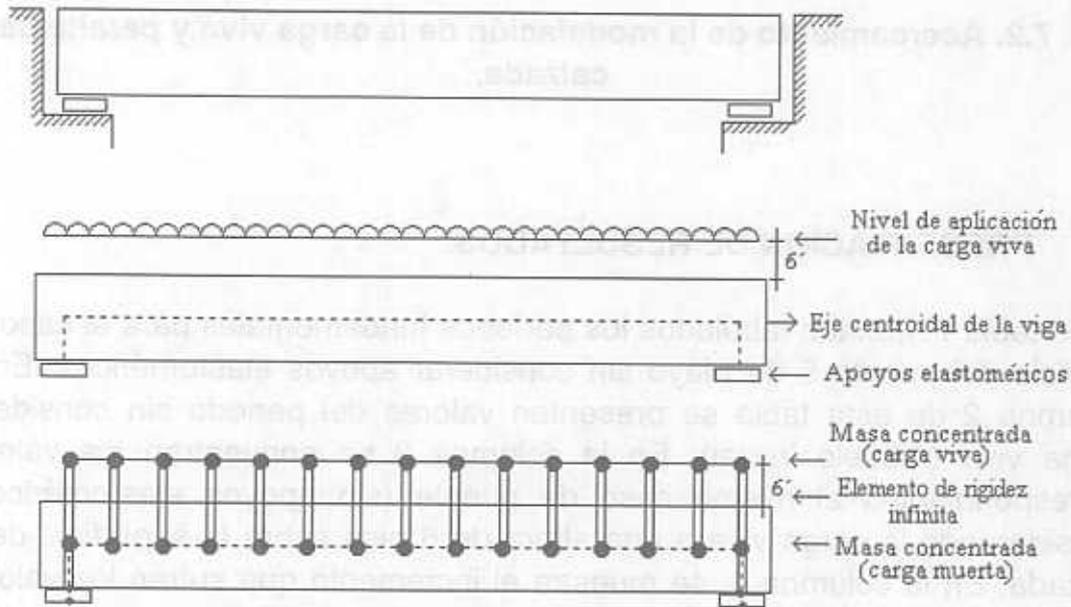


Fig. 7.1. Modelo de puente considerando carga viva y peralte de calzada.

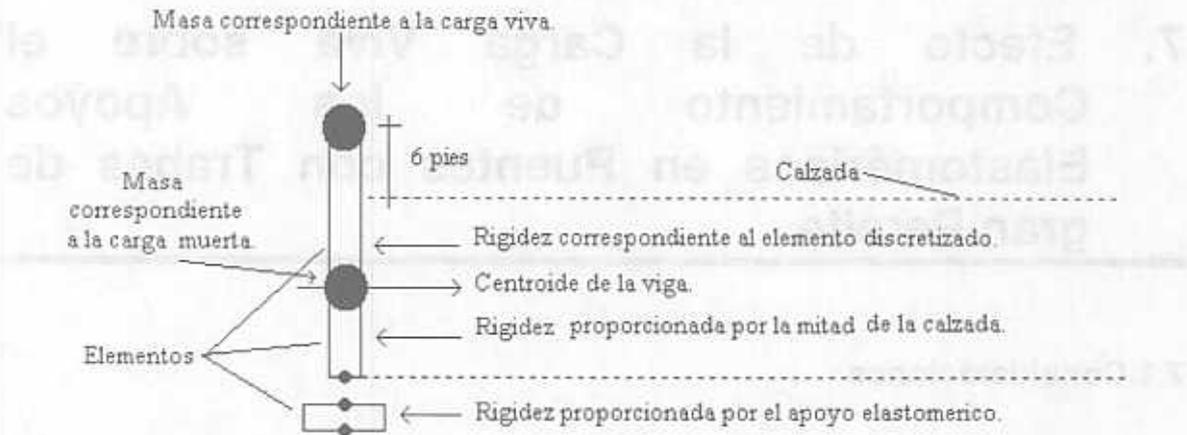


Fig. 7.2. Acercamiento de la modelación de la carga viva y peralte de la calzada.

7.2 PRESENTACION DE RESULTADOS.

En la tabla 7.1, están tabulados los períodos fundamentales para el caso de análisis del puente 5 de Mayo sin considerar apoyos elastoméricos. En la columna 2 de esta tabla se presentan valores del periodo sin considerar carga viva (modelo inicial). En la columna 3 se encuentran los valores correspondientes al mismo caso de puente (sin apoyos elastoméricos), considerando la carga viva a una altura de 6 pies sobre la superficie de la calzada. En la columna 4, se muestra el incremento que sufren los valores de los periodos naturales (en porcentaje), lo cual nos indica que para estos casos de estudio, el efecto que induce la consideración de la carga viva, influye de manera poca significativa en los primeros modos de vibrar, sin embargo los modos superiores se incrementan notablemente.

7. Efectos de la Carga Viva sobre el Comportamiento de los Apoyos Elastoméricos en Puentes con Trabes de gran Peralte

MODO	PERIODO		(%)
	SIN CV y P	CON CV y P	
1	0.53403	0.58896	10.3
2	0.45435	0.48450	6.6
3	0.38711	0.41144	6.3
4	0.31888	0.34524	8.3
5	0.31335	0.33867	8.1
6	0.28592	0.31814	11.3
7	0.15834	0.17386	9.8
8	0.15474	0.16386	5.6
9	0.10431	0.11237	7.7
10	0.10145	0.10938	7.8
11	0.09716	0.10917	12.4
12	0.09516	0.10179	6.9
13	0.08665	0.09504	9.7
14	0.08293	0.09365	12.9
15	0.07280	0.08995	23.6
16	0.06595	0.08938	35.5
17	0.05023	0.08528	69.7
18	0.04730	0.07813	65.2
19	0.04721	0.06733	42.7
20	0.04693	0.05370	5.7

Tabla. 7.1. Períodos naturales de vibración del puente 5 de Mayo sin apoyos elastoméricos.

En la tabla 7.2, se presentan los resultados de los períodos naturales correspondientes al caso del puente 5 de Mayo con apoyos elastoméricos. En esta tabla se hace la comparación de los períodos obtenidos a partir de los modelos iniciales con aquellos en los cuales se toma en cuenta la contribución de la carga viva aplicada a 6 pies sobre el nivel de la calzada. En la cuarta columna se presenta el incremento que se produce en los valores de los períodos naturales respecto al modelo inicial.

MODO	PERIODO		(%)
	SIN CV y P	CON CV y P	
1	0.62716	0.69724	11.2
2	0.50609	0.56631	11.9
3	0.49480	0.52802	6.7
4	0.38689	0.42413	9.6
5	0.38592	0.40980	6.2
6	0.33350	0.36062	8.1
7	0.33277	0.35857	7.8
8	0.33003	0.35736	5.8
9	0.16540	0.20318	22.8
10	0.12932	0.20318	57.1
11	0.11716	0.17536	49.7
12	0.10299	0.13905	35.0
13	0.09527	0.13448	41.2
14	0.09314	0.12571	35.0
15	0.08804	0.10990	24.8
16	0.07889	0.10176	29.0
17	0.06949	0.09766	40.5
18	0.06788	0.09509	40.1
19	0.06497	0.08519	31.1
20	0.06327	0.07463	18.0

Tabla. 7.2. Períodos naturales de vibración del puente 5 de Mayo con apoyos elastoméricos.

En términos generales se observó el mismo comportamiento de los modos de vibrar en el puente con apoyos elastoméricos, es decir, los modos superiores sufren fuertes incrementos. Este hecho corrobora resultados obtenidos anteriormente, ya que los períodos de modos superiores son comparables con el período fundamental y por lo tanto el comportamiento de la estructura será complejo.

7. Efectos de la Carga Viva sobre el Comportamiento de los Apoyos Elastoméricos en Puentes con Trabes de gran Peralte

9	SIN CV y P	CON CV y P	(%)
1	0	4737.568	-
2	1113100	1148000	3.135388
3	1777500	1848500	3.994374
4	1973900	2078000	5.273823
5	1690200	1821000	7.738729
6	931593.7	1086700	16.64957
7	368386.2	125997.8	65.79736
8	1524500	1578100	3.515907
9	790744.8	746649.4	5.576439
10	519356.8	384787.6	25.91074
11	1005600	908777.3	9.628351
12	2972000	2510800	15.51817
13	757261.1	256468.4	66.1321
14	1099400	1542500	40.3038
15	2329100	2812700	20.76338
16	3089500	3586900	16.09969
17	3349100	3850900	14.98313
18	3092100	3588100	16.04088
19	2333400	2814100	20.60084
20	1101300	1542000	40.01634
21	749722.6	246121.8	67.17162
22	2061100	2004500	2.746106
23	1010100	917579.1	9.159578
24	520582.6	383624.8	26.30856
25	802063.8	755028.4	5.864297
26	2048000	1800100	12.10449
27	370432.2	134286.6	63.74867
28	939957.2	1104500	17.50535
29	1703600	1845900	8.3529
30	1989900	2106900	5.879692
31	1791300	1871100	4.454865
32	1119000	1160100	3.672922
33	56091.22	318493.5	467.8135
34	140407	356615.6	153.9871
35	515440	553185.3	7.322928
36	901298.7	787771.9	12.59591
37	58680.97	241717.6	311.9182
38	68044.43	120733.7	77.43363
39	503710.3	598219.3	18.76257
40	952818.8	1243400	30.49701
41	68896.23	240850.9	249.585
42	61699.05	121379.1	96.72766
43	478666.7	577694.8	20.68832
44	913378.2	1206400	32.0811
45	67882.03	314311.5	363.0261
46	143177.2	351639.6	145.5975
47	494304.3	540811.4	9.408597
48	858644.1	766923.4	10.68204
49	20962.67	24552.33	17.12406
50	6713.412	7588.95	13.04162
51	6612.251	7362.62	11.34816
52	17322.87	20209.61	16.66645

Tabla 7.3 Momento flexionante alrededor de Z del Puente 5 de Mayo.

En la tabla 7.3, se presentan los valores de momento flexionante para los elementos que forman la calzada del puente 5 de Mayo. Como se puede observar los incrementos resultantes en los elementos estructurales son apreciables mientras que los apoyos elastoméricos sufren poca variación, con valores que no modifican el diseño de los mismos propuestos originalmente.

La aparición de momento torsionante en las trabes que forman la calzada del puente por acción de la carga viva es un efecto esperado de antemano por la forma en que se aplica dicha carga, sin embargo, los valores máximos obtenidos son relativamente pequeños comparables con los existentes de los elementos estructurales.

Elemento	Momento Flexionante (kNm)	Momento Torsionante (kNm)
1	10000	1000
2	10000	1000
3	10000	1000
4	10000	1000
5	10000	1000
6	10000	1000
7	10000	1000
8	10000	1000
9	10000	1000
10	10000	1000
11	10000	1000
12	10000	1000
13	10000	1000
14	10000	1000
15	10000	1000
16	10000	1000
17	10000	1000
18	10000	1000
19	10000	1000
20	10000	1000
21	10000	1000
22	10000	1000
23	10000	1000
24	10000	1000
25	10000	1000
26	10000	1000
27	10000	1000
28	10000	1000
29	10000	1000
30	10000	1000
31	10000	1000
32	10000	1000
33	10000	1000
34	10000	1000
35	10000	1000
36	10000	1000
37	10000	1000
38	10000	1000
39	10000	1000
40	10000	1000
41	10000	1000
42	10000	1000
43	10000	1000
44	10000	1000
45	10000	1000
46	10000	1000
47	10000	1000
48	10000	1000
49	10000	1000
50	10000	1000
51	10000	1000
52	10000	1000
53	10000	1000
54	10000	1000
55	10000	1000
56	10000	1000
57	10000	1000
58	10000	1000
59	10000	1000
60	10000	1000
61	10000	1000
62	10000	1000
63	10000	1000
64	10000	1000
65	10000	1000
66	10000	1000
67	10000	1000
68	10000	1000
69	10000	1000
70	10000	1000
71	10000	1000
72	10000	1000
73	10000	1000
74	10000	1000
75	10000	1000
76	10000	1000
77	10000	1000
78	10000	1000
79	10000	1000
80	10000	1000
81	10000	1000
82	10000	1000
83	10000	1000
84	10000	1000
85	10000	1000
86	10000	1000
87	10000	1000
88	10000	1000
89	10000	1000
90	10000	1000
91	10000	1000
92	10000	1000
93	10000	1000
94	10000	1000
95	10000	1000
96	10000	1000
97	10000	1000
98	10000	1000
99	10000	1000
100	10000	1000

Tabla 7.3. Momentos flexionante y torsionante en los elementos de la calzada del puente 5 de Mayo.

8. Conclusiones y Recomendaciones.

El uso cotidiano de apoyos elastoméricos en puentes hace necesario un mayor conocimiento de sus propiedades y comportamiento ante sollicitaciones diversas, como pueden ser sismos, viento, etc.. De esta manera, se podrá hacer un uso racional y provechoso de las características de los elastómeros, dado que su utilización está en aumento hoy en día debido a los bajos costos de fabricación, en relación con el beneficio que producen.

Una de las razones importantes que ha imperado para el uso de apoyos elastoméricos en puentes es su capacidad para absorber desplazamientos causados por efectos térmicos y para distribuir las fuerzas de manera uniforme sobre la subestructura debido al peso propio de la calzada y sus cargas vivas. Sin embargo, poco se ha tomado en cuenta, la capacidad de estos elementos como dispositivos disipadores de energía para estructuras de puentes sometidas a sismo. En nuestro país este hecho se refleja en la escasa información que existe en la reglamentación y sobre todo cabe mencionar que los diseños de los puentes existentes están basados en reglamentos extranjeros. Es por esto que en este trabajo se realizó un estudio que involucra además de los propiedades ya conocidas de los elastómeros, sus características dinámicas aplicadas al modelo estructural de un puente ficticio ampliamente estudiado en la literatura técnica de puentes, (ATC), y a un modelo de un puente real (5 de Mayo), analizados con dos programa de alta tecnología, uno de ellos para el análisis elástico de estructuras en general (SAP90) y el otro creado especialmente para el análisis no lineal de puentes (NEABS).

Es importante mencionar, que a pesar de que alguna de las herramientas de análisis utilizadas en este trabajo, probablemente no sea de uso cotidiano en la práctica común, es altamente recomendable poderlas aplicar, tanto para la revisión de puentes tipo ó de grandes dimensiones, así como para la verificación y/o modificación de normas de diseño sísmico de puentes.

Con base en los resultados analíticos obtenidos en este trabajo para los puentes ATC y 5 de Mayo utilizando apoyos elastoméricos, se encontraron

algunos aspectos relevantes que se mencionan a continuación y se complementan con algunas recomendaciones, producto del análisis detallado de resultados y en parte obtenidas por la experiencia adquirida durante el desarrollo del estudio.

- a) De la revisión bibliográfica realizada sobre sistemas de aislamiento sísmico se encontró que los apoyos elastoméricos laminados son los sistemas que mejor se adaptan a los puentes, esto principalmente por el buen comportamiento bajo cambios de temperatura, flujo plástico, y sobre todo ante cargas dinámicas. Así mismo, desde el punto de vista económico su costo de fabricación, instalación y mantenimiento es bajo comparado con otros sistemas de aislamiento sísmico.
- b) El diseño de los apoyos elastoméricos se llevó a cabo mediante las normas AASHTO y mediante el Código Británico. Los diseños obtenidos indican que las normas AASHTO son más conservadoras y menos específicas que las británicas, sin embargo, los resultados indicaron que sus variaciones no son significativas para fines de análisis. Por lo tanto podemos decir que la utilización de ambos reglamentos cumple con los requisitos mínimos para el buen comportamiento de apoyos elastoméricos bajo solicitaciones estáticas y dinámicas.
- c) De los análisis dinámicos realizados en este trabajo se observó que ninguno de los elementos de los puentes incursionaron dentro del rango inelástico, lo cual coincide con los resultados obtenidos en la ref. 18, por lo que se puede decir que se mantienen las políticas que establecen los códigos de sobrediseñar los elementos estructurales de puentes principalmente las trabes de la superestructura. Estos mismos resultados también se presentaron para los apoyos elastoméricos que aunque experimentaron desplazamientos grandes en los estribos no excedieron las deformaciones elásticas, propuestas por los reglamentos.

- d) La utilización de los apoyos elastoméricos redujo de manera importante la respuesta sísmica de la estructura de los puentes estudiados, lo cual fue conseguido por la flexibilidad proporcionada por los apoyos. La reducción obtenida en la respuesta fue más evidente para el caso del puente ATC, lo que indica que la influencia de los apoyos elastoméricos cambia para diferentes estructuraciones.
- e) El uso de apoyos elastoméricos en los puentes estudiados ocasionó que se presentaran desplazamientos en la superestructura similares a los experimentados por un cuerpo rígido, esto es, se obtuvieron desplazamientos relativos muy pequeños entre los nudos o extremos de las traveses, reduciendo los elementos mecánicos resultantes.
- f) La presencia de desplazamientos relativos apreciables en los extremos de los puentes sugiere que deben proporcionarse dispositivos adicionales que los controlen y los mantengan bajo niveles aceptables de servicio, ya que de lo contrario se puede presentar riesgo de inestabilidad. Estos dispositivos deben tomar en cuenta el número y la distribución de apoyos elastoméricos sobre las pilas o estribos.
- g) Para el análisis y la revisión de puentes importantes, ya sea puentes tipo o de grandes dimensiones es altamente recomendable considerar las tres componentes de la excitación, debido a que en estas estructuras puede presentarse un acoplamiento de modos superiores en cualquier dirección.
- h) Los resultados muestran que el comportamiento de las estructuras analizadas es poco sensible a variaciones en su período natural, sin embargo, es altamente variable a las características empleadas en la modelación de los apoyos tanto en claros intermedios como en la unión de la superestructura con los extremos. Es decir, el grado de exactitud que se tenga en la definición de las propiedades de los elastómeros y las

condiciones de restricción del puente en las pilas o estribos, es un factor determinante en la variación de la respuesta estructural.

- i) Debido a los importantes desplazamientos en los extremos sería deseable que se incluyera un balance razonable entre las fuerzas cortantes en los apoyos y las tolerancias de los desplazamientos. Esta observación se basa en los resultados obtenidos de la fuerza cortante con los valores de diseño.
- j) De los resultados obtenidos en este trabajo, se encontró que los análisis realizados elásticamente proporcionan resultados conservadores, y no reflejan en buena medida el comportamiento real de puentes sujetos a solicitaciones sísmicas por lo cual sería deseable contar con herramientas de análisis que permitan comprender mejor la respuesta de estas estructuras. Lo anterior concuerda con las recomendaciones de la AASHTO, las cuales proponen realizar un análisis de historia en el tiempo y no un análisis modal espectral. En la actualidad la cada vez más creciente utilización de equipos de cómputo de alto rendimiento hace factible llevar a cabo análisis más refinados, los cuales pueden servir de base para la verificación de normas y reglamentos que empleamos hoy en día.
- k) Es recomendable contar con las características de temperatura en la zona donde se construirá el puente, ya que las temperaturas extremas pueden provocar cristalización en los apoyos. Los elastómeros se rigidizan cuando se enfrían, transformándose en cristales, llegando a ser frágiles ante impactos y perdiendo características de los hules. A temperaturas elevadas, expuestos prolongadamente, comienza un elevación progresiva de rigidización, transformándose también en cristales.
- l) Otra característica importante que se debe de tomar en cuenta en el diseño de un apoyo elastomérico son sus efectos a largo plazo (envejecimiento), los cuales ocasionan generalmente un incremento en la dureza y una reducción en la deformación a la

- ruptura. Estas causas pueden ser provocadas por el ataque del oxígeno atmosférico y ozono, efectos de calor y luz, y esfuerzos a tensión. Estos efectos se pueden controlar principalmente cubriendo el elemento con pintura.
- m) Con base en los resultados obtenidos en este trabajo, podemos decir que no se presenta el fenómeno de fatiga en los elastómeros, ya que si bien sus desplazamientos laterales fueron evidentes, no sobrepasaron las deformaciones permisibles que indican los reglamentos.
- n) Los resultados obtenidos para los modelos de estructuras de puentes que se estudiaron en este trabajo, muestran de manera generalizada que el efecto que puedan ocasionar los modos superiores es importante, ya que sus valores de período son comparables con el del período fundamental. Por lo tanto podemos decir que el comportamiento de un puente es complejo y diferente al de otro tipo de estructuras como edificios regulares, en los cuales su comportamiento depende básicamente del período fundamental, por lo que, en el análisis dinámico de puentes es importante considerar un buen número de modos de vibrar que permita definir de mejor manera su respuesta estructural.
- o) Para el análisis sísmico de puentes algunos reglamentos, como la AASHTO permiten considerar o no el efecto de la carga viva sobre la calzada. En la actualidad este aspecto cobra mayor importancia cada día, ya que el incremento en el tráfico de vehículos sobre las autopistas y particularmente sobre los puentes, aumenta la probabilidad de que cuando ocurra un sismo, la carga viva actuante sea considerable y por lo tanto los efectos sobre la estructura. De los resultados obtenidos en este estudio se observó que la carga viva no puede manejarse de manera opcional, al menos en análisis sísmicos de puentes medianos y grandes (con evidencia de tráfico elevado), ya que incrementan apreciablemente los elementos mecánicos en la

estructura, y los diseños propuestos pueden ser rebasados por las solicitaciones resultantes.

- p) Para investigaciones posteriores se propone realizar estudios con modelos de puentes, en los cuales se varíe el número y longitud de claros, la altura de las pilas y otras características geométricas de los elementos estructurales .

CIUDAD DE MEXICO

Av. Popocatepetl 506 B
Col. Xoco
03330 México, D.F.
Tels. 688 76 29
688 76 03
Fax. 688 76 08

SANFANDILA

Km 4 de la Carretera
Los Cues-Galindo
76700 Sanfandila, Qro.
Tels. (42) 16 97 77
16 96 46
16 95 97
Fax (42) 16 96 71