



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES**

**“ACATLÁN”**

**EFFECTOS DE LOS SISMOS EN PUENTES.  
ASPECTOS BÁSICOS**

**TESIS**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:  
**INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

**LUIS MAURICIO HERNÁNDEZ OLGUÍN**

DIRECTOR: DR. EN I. DARÍO RIVERA VARGAS

ACATLÁN, EDO. DE MÉXICO

NOVIEMBRE 2005

0351458

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD  
NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ACATLÁN

**TRABAJO PARA TITULACIÓN**

**EFFECTOS DE LOS SISMOS EN PUENTES.  
ASPECTOS BÁSICOS**

**HERNÁNDEZ OLGUÍN LUIS MAURICIO.**  
**09718267-6**

**DIRIGIDA POR:**  
**Dr. en I. DARÍO RIVERA VARGAS**

**2005.**

Mi más sincero agradecimiento a Dios, por darme la inteligencia, perseverancia y valentía para poder llegar a este día tan especial en mi vida.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por darme la oportunidad de superarme en todos los aspectos de mi vida y que hoy veo los frutos de esa superación en este trabajo.

Al Doctor Darío Rivera por el empeño y dedicación que puso en este trabajo y por todo lo que aprendí al trabajar con él.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Luis Mauricio Hernández

FECHA: 15-12-05

FIRMA: P.P. María Opelia Rosendo Aleman

Quiero dedicar este trabajo a mis padres, por darme la vida y enseñarme a amarla, disfrutarla y vivirla.

A mi esposa Ofelia, ya que sin su amor y apoyo incondicional no hubiera podido llegar a este día.

A mi familia, muy especialmente a mis tías, mi abuelita y a mis hermanos Olivia, Susana, Marcos y Diego.

Y a Antonio, Cesar, Damián y Miguel no solo por todo lo que pusieron en este proyecto, sino también por comprender mis locuras cotidianas.

Con todo mi cariño y agradecimiento  
Mauricio

---

## EFFECTOS DE LOS SISMOS EN PUENTES, ASPECTOS BÁSICOS

---

# ÍNDICE

---

TEMA	Pág.
<b>Introducción</b>	<b>1</b>
<b>Capítulo 1 Antecedentes</b>	<b>3</b>
1.1. Aspectos históricos	3
1.1.1 Historia de puentes urbanos en México	3
1.1.2 Historia de sismos en México	5
1.2. Aspectos básicos de puentes	9
1.2.1 Definición	9
1.2.2 Partes de un puente	10
1.2.2.1 Cimentación	12
1.2.2.2 Subestructura	14
1.2.2.2.1 Columnas o pilas	15
1.2.2.2.2 Estribos	16
1.2.2.3 Superestructura	17
1.2.2.3.1 Carpeta asfáltica	17
1.2.2.3.2 Cubierta	17
1.2.2.3.3 Miembros primarios	18
1.2.2.3.3.1 Vigas portantes	18
1.2.2.3.4 Trabes presforzadas	18
1.2.2.3.5 Miembro secundarios	20
1.2.2.3.6 Juntas y sistemas de apoyo	20

---

---

1.3. Comportamiento sísmico de diferentes tipos de puentes urbanos	21
<b>Capítulo 2 Características de los sismos</b>	<b>26</b>
2.1 Aspectos básicos de los sismos	26
2.2 Fuentes sísmicas en la Republica Mexicana	28
<b>Capitulo 3 Análisis de daños en algunos puentes</b>	<b>32</b>
3.1 Daños observados en puentes urbanos	32
3.1.1 Sismo de California, 1987	32
3.1.2 Sismo de Loma Prieta, 1989	33
3.1.3 Sismo Erzincan, 1992	34
3.1.4 Sismo de Northridge, 1994	36
3.1.5 Sismo de Kobe, 1995	41
3.1.6 Sismo de Kocaeli, 1999	43
3.1.7 Sismo de Chichi, 1999	44
3.1.8 Sismo de Duzce, 1999	47
3.1.9 Sismo de Bhuj, 2001	47
3.1.10 Sismo de Nisqually, 2001	50
3.1.11 Sismo de México D.F, 1985	52
3.2 Clasificación de daños	52
3.3 Análisis de daños	52
3.3.1 Análisis numérico	60

---

---

	Índice
3.3.2 Análisis de gráficas obtenidas	63
<b>Capítulo 4 Análisis plástico simplificado de columnas de puentes</b>	<b>65</b>
4.1 Generalidades	65
4.2 Demandas sísmicas	65
4.2.1 Sistema de un grado de libertad	67
4.2.2 Cálculo de la respuesta sísmica	70
4.2.3 Espectro de respuesta	72
4.3 Capacidad de deformación y resistencia de elementos de concreto reforzado	73
4.3.1 Capacidad de deformación	73
4.3.2 Capacidad de resistencia, diagrama $M - \phi$	76
4.3.3 Modelo constitutivo del concreto	78
4.4 Carga móvil en puentes	81
4.5 Revisión de algunos casos	83
4.5.1 Sismo de Kobe, Viaducto Fukae	83
4.5.1.1 Datos del puente	83
4.5.1.2 Planteamiento del problema	83
4.5.1.3 Propiedades geométricas	84
4.5.1.4 Propiedades mecánicas	85
4.5.1.5 Propiedades dinámicas	85
4.5.1.6 Cálculo de demandas	87
4.5.1.7 Cálculo de capacidad de resistencia y	88



---

deformación de las columnas	
4.5.1.8 Análisis de resultados	90
4.5.2 Sismo de Northridge, Distribuidor Norte	91
4.5.2.1 Datos del puente	91
4.5.2.2 Planteamiento del problema	91
4.5.2.3 Propiedades geométricas	92
4.5.2.4 Propiedades mecánicas	93
4.5.2.5 Propiedades dinámicas	93
4.5.2.6 Cálculo de demandas	95
4.5.2.7 Cálculo de capacidad de resistencia y deformación de las columnas	96
4.5.2.8 Análisis de resultados	98
4.5.3 Sismo de México, Viaducto Fukae y Distribuidor Norte	98
4.5.3.1 Viaducto Fukae	99
4.5.3.2 Distribuidor Norte	99
4.5.3.3 Análisis de resultados	99
<b>Conclusiones</b>	<b>101</b>
<b>Bibliografía</b>	<b>103</b>

---

## **EFFECTOS DE LOS SISMOS EN PUENTES, ASPECTOS BÁSICOS**

---

---

# ***INTRODUCCIÓN***

---

En México siempre se han llevado a cabo obras atrevidas, en el caso particular de los puentes, fue el primer país en América Latina en implementar el concreto presforzado en la construcción. En nuestros tiempos con las nuevas estructuras construidas en el Distrito Federal, segundos pisos, se comprueba que nunca se ha dejado de estar a la vanguardia en cuanto a la ingeniería civil se refiere; debido a la gran actividad tectónica que se tiene en nuestro país.

Durante los últimos años, en México, a pesar de que no se da importancia a la investigación sobre el comportamiento sísmico de puentes en comparación con la que se ha dado para los edificios. Posiblemente, esto se atribuya a que en el pasado no se registraron grandes daños en este tipo de estructuras, sin embargo ante el creciente número de vialidades de este tipo que se están construyendo en la zona metropolitana de la ciudad de México se hace necesario estudiar los posibles efectos de los sismos sobre este tipo de estructuras. Lo anterior obedece a que durante la ocurrencia de eventos sísmicos de gran intensidad como los de Kobe (1995), Northridge (1994), entre otros, los puentes han evidenciado un mal comportamiento sísmico.

Por consiguiente, en este trabajo se tiene como objetivo revisar los aspectos básicos que repercuten en el comportamiento sísmico de puentes urbanos de concreto reforzado, poniendo particular interés en las columnas; las cuales han demostrado ser altamente vulnerables ante la acción del sismo. Con ello se pretende tener un panorama general de los principales parámetros que se tienen que estudiar adecuadamente a fin de garantizar la estabilidad estructural de ellos y evitar graves daños como los ocurridos en otros países.

Para lograr lo anterior se llevó a cabo una serie de estudios, los cuales están contenidos en cinco capítulos, mismos que se describen a continuación.

En la primera parte del trabajo (Capítulo 1), se hace una breve descripción de la historia de los puentes urbanos en México y una de los sismos principales ocurridos en nuestro país. También se da una breve explicación de los aspectos básicos de un puente, así como el comportamiento sísmico de algunos tipos de ellos.

Después se comentan los aspectos más importantes de los sismos así como su clasificación. Otro aspecto que se toca es el de las principales fuentes sísmicas existentes en la Republica Mexicana (Capítulo 2).

Posteriormente, se hace una breve reseña de los daños observados en puentes urbanos durante la ocurrencia de sismos ocurridos en diferentes países, así, como un análisis de daños con base en lo observado; de ello se pudieron obtener gráficas que relacionan el daño con diferentes parámetros que miden la dimensión del evento sísmico (Capítulo 3).

En el capítulo 4 se llevó a cabo un análisis simplificado de las columnas de los puentes ubicados en diferentes escenarios sísmicos (Japón, E.U.A. y México) para poder dar una explicación de los principales parámetros que repercuten en el diseño sísmico de las columnas y por ende del comportamiento global de la estructura.

Por último, se emiten las principales conclusiones derivadas del trabajo.

---

# CAPÍTULO

---

# 1 ANTECEDENTES

---

## 1.1 ASPECTOS HISTÓRICOS

En esta primera parte del estudio se hizo una revisión de los principales datos históricos relacionados con la construcción de puentes urbanos en México; así como los sismos más intensos que han repercutido en el comportamiento de las construcciones, con el objetivo de deducir el efecto de éstos en el desempeño estructural de los puentes, al tener en cuenta que durante la ocurrencia de dichos eventos sísmicos casi no había puentes como los que existen el día de hoy.

### **1.1.1 Historia de puentes urbanos**

El primer antecedente de los puentes se tiene en el momento en que alguien cruzó con ayuda de un tronco una zanja o río. A lo largo de la misma historia existieron civilizaciones que fueron las grandes inventoras de nuevas técnicas y formas de construcción de puentes; la civilización que más avanzó fue la romana, ya que, se tenía un puente prácticamente en cualquier parte del imperio, sin poderse superar su técnica y realizaciones hasta los últimos dos siglos; pero el puente más antiguo data del año 850 antes de Cristo.

Tras la aparición de materiales como el acero se tuvo un replanteamiento de todo lo antes sabido. Con la teoría de estructuras se pudo comprobar cada uno de los modelos que se tenía en mente y que cada vez se diseñaban con mayor grado de dificultad. Dicho desarrollo fue todavía más acelerado con la adición del ferrocarril como medio de transporte, ya que, se empezaron a construir puentes de mayor longitud y más atrevidos. (Moñeón, 1997)

### **1.1.1.1 Historia de puentes urbanos en México**

En México, el antecedente histórico inicia con la Secretaría de Comunicaciones, la cual fue pionera en la instalación de laboratorios para el control de calidad de los materiales y para la implantación de las normas correspondientes. El desarrollo de esta tecnología permitió obtener concretos de mayor resistencia y de mayor confiabilidad.

Lo anterior, favoreció la construcción de grandes puentes de concreto reforzado, como el arco del puente Belisario Domínguez, que vino a sustituir el puente colgante sobre el río Grijalva, en Chiapas, en el año de 1954.

Por otra parte, la aplicación del concreto reforzado en los puentes comunes de claros pequeños y modernos, se hizo, prácticamente, general en todos los proyectos en México. Al observarse la gran influencia que los moldes tenían en el precio unitario del concreto, surgió la superestructura de solo dos nervios; innovación nacional respecto a la práctica de la época. (Villalaz, 1980)

La aplicación de esa nueva tecnología fue relativamente temprana, el puente Zaragoza, sobre el río Santa Catarina, en la ciudad de Monterrey, fue el primer puente de concreto presforzado del continente americano, construido en 1953 bajo la dirección exclusiva de ingenieros mexicanos, que idearon un sistema original para el sistema de anclaje de los cables de presfuerzo y comprobaron la validez de sus cálculos con la realización de una prueba de carga sobre una viga a escala natural.

El incremento de la industria del presfuerzo y la prefabricación permitió el empleo cada vez más frecuente de vigas presforzadas y prefabricadas en los puentes urbanos. Con estos elementos se evitaban las obras falsas y se reducían los tiempos de construcción. Al principio, este tipo de estructuras se veía limitado en su aplicación por falta de personal calificado y por dificultades para el transporte de los elementos hasta el sitio de las obras, pero esas limitaciones fueron superadas con el desarrollo económico del país.

Uno de los puentes más importantes en los que por primera vez se aplicó en forma intensiva el uso de vigas prefabricadas presforzadas, es el que cruza el río Coatzacoalcos y que permite el paso de la carretera costera del golfo y del ferrocarril. Durante varios años, este puente, con una longitud de, aproximadamente, 1 km fue el más largo de México. También se han ido construyendo varios puentes en distintas partes del país como son el puente Campeche el cual se encuentra en la zona noreste de la isla del Carmen y es una estructura de 108 tramos de 30 m cada uno. Se tienen puentes como el Papagayo el cual es una parte importante de la carretera Cuernavaca – Guerrero el cual es de alrededor de 300 m de largo con 4 tramos.

Se tienen datos de puentes como el Tuxpan, Mezcala, Chiapas y Tampicó que son de acero y atirantados, y aunque están fuera de nuestro tema, son ejemplos importantes del avance que se ha tenido en la ingeniería de puentes. También podemos comentar la construcción del puente El Zacatal en la parte suroeste de la Isla del Carmen en Campeche.

Capítulo 1: Antecedentes

Hoy en día se tiene la innovación de los segundos pisos del periférico construidos en el Distrito Federal, los cuales en su parte de San Antonio tienen una longitud de 6890 m y una superficie de rodamiento de 66140 m<sup>2</sup>. Son travesaños presforzados tipo cajón formando un sistema Gerber, los cuales fueron presforzados con 54 MPa y alcanzan longitudes de 12 y 35 m.

Una de las innovaciones fue el uso de travesaños ballenas los cuales se presforzaron longitudinalmente y transversalmente. En el sentido longitudinal se utilizaron dos tipos de travesaños; uno de soporte de doble cantiliver el cual medía aproximadamente 22.5 m y pesaba 180 t, y uno de soporte simple el cual medía 24.5 m y pesaba 165 t. Los primeros son soportados por una conexión rígida de pares de columnas de concreto reforzado las cuales forman una estructura rígida en el sentido longitudinal y en el transversal trabajan con dobles columnas aisladas; después de la conexión los travesaños se presforzaron para aumentar el soporte a los momentos que pudieran hacer daño a la estructura.

La cimentación fue de zapatas de 4 m por lado, soportadas por 4 pilas (para resistir los efectos sísmicos) cuyas longitudes variaron entre los 15 y 25 m según las propiedades del suelo (Meli y Rioboo, 2003).

### 1.1.2 Historia de sismos en México

Se hará una breve reseña de los sismos ocurridos en México, a fin de identificar aquellos que han producido graves daños en las construcciones, a parte de establecer las características sismológicas de dichos eventos. Además, se busca analizar los sismos que han provocado daños en puentes, al mismo tiempo de revisar el grado de daño. Con esta información se busca tener un marco de referencia sobre el posible escenario de daños en los puentes urbanos de acuerdo a estos antecedentes históricos.

Hasta el siglo XVIII los registros de terremotos son escasos y no hubo una real comprensión del fenómeno. De las explicaciones relacionadas con castigos divinos o respuestas de la tierra al mal comportamiento humano, se pasó a explicaciones pseudo-científicas; que eran originadas por liberación de aire desde cavernas presentes en las profundidades del planeta.

Desde el siglo XVII comienzan a aparecer numerosos relatos sobre terremotos, pero parece ser que la mayoría fueron distorsionados o exagerados.

El temblor más antiguo en México, del que se tiene alguna referencia, tuvo lugar en el año 1354 o uno-pedernal, de acuerdo con los registros prehispánicos. Según Fernando de Alva Ixtlilxochitl, ese año se sintió un violento temblor que reventó montes e hizo desaparecer a muchos hombres. Desde entonces y hasta la fecha, de documentos, relaciones y crónicas, se ha obtenido información sobre 113 sismos de

intensidad moderada, 45 fuertes y 7 muy fuertes sentidos en la ciudad de México, además de muchos otros calificados como leves. (Maldonado, 1998).

Los más fuertes han sucedido en los años de 1354, en 1475, el 26 de agosto de 1611, el 4 de abril de 1768, el 8 de marzo de 1800, el 7 de abril de 1845, el 3 de junio de 1932, 7 de junio 1911, 28 de julio de 1957 y el 19 de septiembre de 1985. Los dos primeros produjeron desgajamientos de cerros, agrietamientos del terreno y gran destrucción; ambos están descritos en códices. El primero se relaciona aparentemente con una erupción del volcán Popocatepetl.

El temblor del 26 de agosto de 1611 afectó algunas construcciones como las que aún se encuentran en el centro histórico de la ciudad. El número de edificios era muy pequeño en ese entonces y la altura de los mismos no sobrepasaba los tres pisos, con excepción de las iglesias. Este sismo tuvo varios movimientos premonitorios, que empezaron desde junio. Aparentemente, sus efectos se agravaron porque las paredes de las construcciones se hallaban debilitadas por inundaciones previas. Es probable que este sismo se haya originado en Colima, pues menciona una erupción del volcán del mismo nombre y daños en Jalisco. Se cayeron partes del convento de Jesús María y del convento de San Francisco. El área afectada llegó hasta Xochimilco.

La segunda mitad del siglo XVIII fue especialmente activa desde el punto de vista sísmico, ya que se sintieron 22 temblores moderados, 4 fuertes y 2 muy fuertes.

Para 1768, la ciudad había crecido considerablemente y estaba dividida administrativamente en cuarteles. El 4 de abril, en la madrugada, ocurrió un sismo originado aparentemente en Oaxaca; se percibió también en Veracruz, Orizaba, Córdoba y Puebla, así como en Colima y Guadalajara. Los daños en la ciudad de México fueron muy extensos, incluyendo el Palacio Real, numerosas casas, conventos, los puentes sobre las acequias y los acueductos de Chapultepec. Este temblor fue comparado con el famoso terremoto de Lisboa de 1755, uno de los más fuertes ocurridos en Europa.

El 8 de marzo de 1800 se sintió otro movimiento muy fuerte en la ciudad, que causó daños a iglesias, conventos, colegios, hospitales, cuarteles, garitas, casas particulares, acueductos y puentes. Se abrió el suelo en varias partes y se rompieron las cañerías y las arquerías. Aparentemente tuvo su origen en Oaxaca y se extendió hacia Veracruz, Puebla y Cuernavaca.

Durante el siglo XIX se sintieron 23 temblores moderados, 11 fuertes y uno muy fuerte, este último ocurrió el 7 de abril de 1845; posiblemente se originó en Jalisco o Michoacán. Hubo derrumbes en Iglesias y casas en los pueblos de Poncitlán y Ocotlán, Jalisco, así como en Pátzcuaro, Michoacán. Se sintió en numerosas poblaciones del país y abarcó los estados de Veracruz, Tlaxcala, Puebla, México,

Querétaro, Guanajuato, San Luis Potosí, Morelos, Hidalgo, Guerrero, Michoacán, Jalisco y Colima.

En la Ciudad de México y zonas aledañas provocó serios daños, como el desplome de la cúpula en la iglesia Santa Teresa la Antigua, así como algunas arquerías cuarteadas. Afectó tanto a Xochimilco como a Tlalpan.

A fines de ese siglo, en el año 1887, se empezaron a utilizar aparatos para la medición de movimientos sísmicos dentro de la República Mexicana; uno de estos aparatos se ubicó en el Observatorio Astronómico de Tacubaya. A partir de esa fecha, las descripciones sobre sismos percibidos en la capital o en el Valle de México se complementaron con los datos registrados por estos instrumentos.

En lo que va del siglo, los temblores han provocado graves daños: cuarteaduras en edificios públicos como el Palacio Nacional y la Catedral Metropolitana, derrumbes en bardas y techos, grietas en casas y edificios, como el convento de Santo Domingo, roturas en el pavimento, graves daños en cañerías y desarticulación de tuberías, como ocurrió el 2 de septiembre de 1902; la suspensión de energía eléctrica en toda la ciudad el 14 de abril de 1907; la flexión de los rieles de tranvías eléctricos el 7 de junio de 1911, recordado como el "temblor de Madero", porque fue el día en que Francisco I. Madero entró a la capital. La caída de la victoria alada en Paseo de la Reforma el 28 de julio de 1957, junto con el desplome de varios edificios y graves daños en otros de las colonias Cuauhtémoc, Juárez y Centro. Los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985 evidenciaron, entre otras cosas, la vulnerabilidad de las cimentaciones de edificio en la ciudad de México, sobresaliendo en esto las cimentaciones mixtas, las cuales tuvieron un comportamiento poco menos de pésimo al tener severos asentamientos y desplomes, e incluso el volcamiento de un edificio por la falla total de la cimentación. Pero también fue evidente que los edificios flexibles, en especial los que tenían periodos de vibración del orden de 2 segundos, fueron altamente vulnerables ante la acción del sismo a consecuencia del comportamiento dinámico de las arcillas de la ciudad de México que favorece la amplificación de las ondas sísmicas que arriban de diferentes fuentes sísmicas.

En los últimos tiempos se han tenido varios movimientos de una intensidad alta pero ninguno como el que se tuvo en 1985. Entre esos movimientos importantes destaca el ocurrido en Colima el 21 de enero del 2003 con una intensidad de 7.8, en el cual se tuvieron cifras importantes como la confirmación de 17 muertos, con más de 2000 estructuras de todo tipo que presentan daños irreparables; los puentes de Coahuayana y el que da salida hacia la autopista sufrieron fallas en topes laterales.

A continuación se presentan dos tablas para mostrar cronología de sismos ocurridos en México, en la tabla 1 se muestra la información de los sismos que se describieron anteriormente tomando en cuenta su fuente, magnitud (en el caso de tenerla) y los



daños provocados. En la tabla 2 se muestran los 15 sismos más importantes ocurridos en México desde el año 1900, la cual servirá para poder ver la regularidad de ocurrencias de este tipo de eventos en el siglo pasado.

**TABLA 1: Sismos más importantes en la Ciudad de México**

Sismo	Fuente	Magnitud	Daños
Mexico D.F 26 /08/1611	Colima	----	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Daños en construcciones del centro histórico</li> <li>• Efectos en muros de construcciones</li> </ul>
Mexico D.F 04 /04/1763	Oaxaca	-----	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Daños en palacio Real y numerosas casas</li> <li>• Daños en puente de Acequias y acueducto</li> </ul>
Mexico D.F 8/03/1800	Oaxaca	-----	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Daños a iglesias, conventos, puentes y hospitales</li> <li>• Se abrió el suelo y se dañó la cañería</li> </ul>
Mexico D.F 7/04/1845	Jalisco o Michoacan	-----	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Desplome de la cúpula de la iglesia del Señor de Sta. Teresa</li> <li>• Algunas arquerías cuarteadas</li> </ul>
Mexico D.F 2/09/1902	Oaxaca	7.8	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Derrumbes en bardas y edificios, grietas y rupturas en cañerías y pavimento</li> <li>• Daños en rieles de tranvía y casas</li> </ul>
Mexico D.F 19 y 20/09/1985	Colima	8.1 y 7.5	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fallas en cimentaciones mixtas al haber desplomes y asentamientos</li> <li>• Fallas en edificios</li> </ul>
Mexico D.F 21/01/2003	Colima	7.8	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mas de 17 muertos</li> <li>• Daños en más de 2000 estructuras</li> <li>• Daños en topes laterales de puentes</li> </ul>

**TABLA 2: Sismos más importantes desde 1900 en la ciudad de México**

Fecha	Localización exacta del epicentro		Magnitud
	Latitud	Longitud	
20/01/1900	20.0	105.0	8.1
14/01/1903	15.0	98.0	8.3
15/04/1907	16.7	99.2	8.2
7/06/1911	19.7	103.7	7.9
17/06/1928	16.3	96.7	8.8
15/01/1931	16.1	96.6	8.0
3/06/1932	19.8	104.0	8.4
18/06/1932	19.5	103.5	8.0

15/04/1941	18.9	102.9	7.9
29/04/1954	29.5	112.5	7.7
23/08/1965	16.3	95.8	7.8
29/11/1978	16.0	96.7	7.8
14/03/1979	17.5	101.5	7.6
19/09/1985	17.7	102.5	8.1
20/09/1985	17.4	102.0	7.5

Después de haber observado los daños más importantes que han ocasionado los sismos en México y darnos una idea de la frecuencia que tienen estos eventos en nuestro país debido a nuestra colocación geográfica gracias a las tablas 1 y 2 podemos concluir, tomando en cuenta y teniendo como base las observaciones que hizo la fundación ICA en 1987, que los sismos de mayor importancia en cuanto a su destrucción no solo en el Distrito Federal sino en todo el territorio nacional son los de subducción debido al constante reajuste que existe entre la placa de Cocos y la Americana.

También tomando como base la investigación que hicieron Meli y Rivera (2003) se puede deducir empíricamente el porqué del poco deterioro en los puentes en México; esto es debido a que los puentes al comportarse como una estructura rígida tienen un periodo de vibración muy bajo (menos de un segundo) y los sismos al llegar al Distrito Federal excitan al terreno con un periodo de vibración muy alto (mayores a los 2 segundos) por lo que es muy poco probable que entren en resonancia y pueda ocasionar algún problema; esto se comentará a detalle en el capítulo 4 con el análisis plástico de columnas de diferentes puentes.

## **1.2 ASPECTOS BÁSICOS DE PUENTES**

### **1.2.1 Definición**

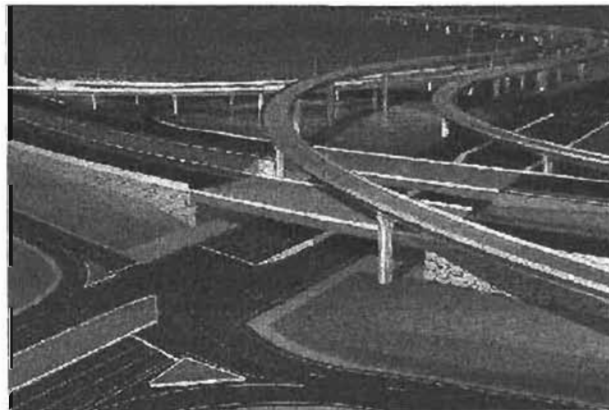
Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros, animales y mercancías. La infraestructura de un puente está formada por los estribos o pilares extremos, las pilas o apoyos centrales y los cimientos, que forman la base de ambos. La superestructura consiste en el tablero o parte que soporta directamente las cargas y las armaduras, constituidas por vigas, cables, o bóvedas y arcos que transmiten las cargas del tablero a las pilas y los estribos.

Un viaducto es una obra que cruza a gran altura una brecha, o que se compone de gran número de vanos sucesivos. La distinción entre viaducto y puente no es muy

precisa, y en ocasiones se utiliza el mismo término para las dos cosas; la palabra viaducto regularmente se reserva para puentes muy largos y de alturas muy grandes. En las figuras 1.1 y 1.2 se muestra la diferencia entre un puente y un viaducto atendiendo a sus dimensiones.



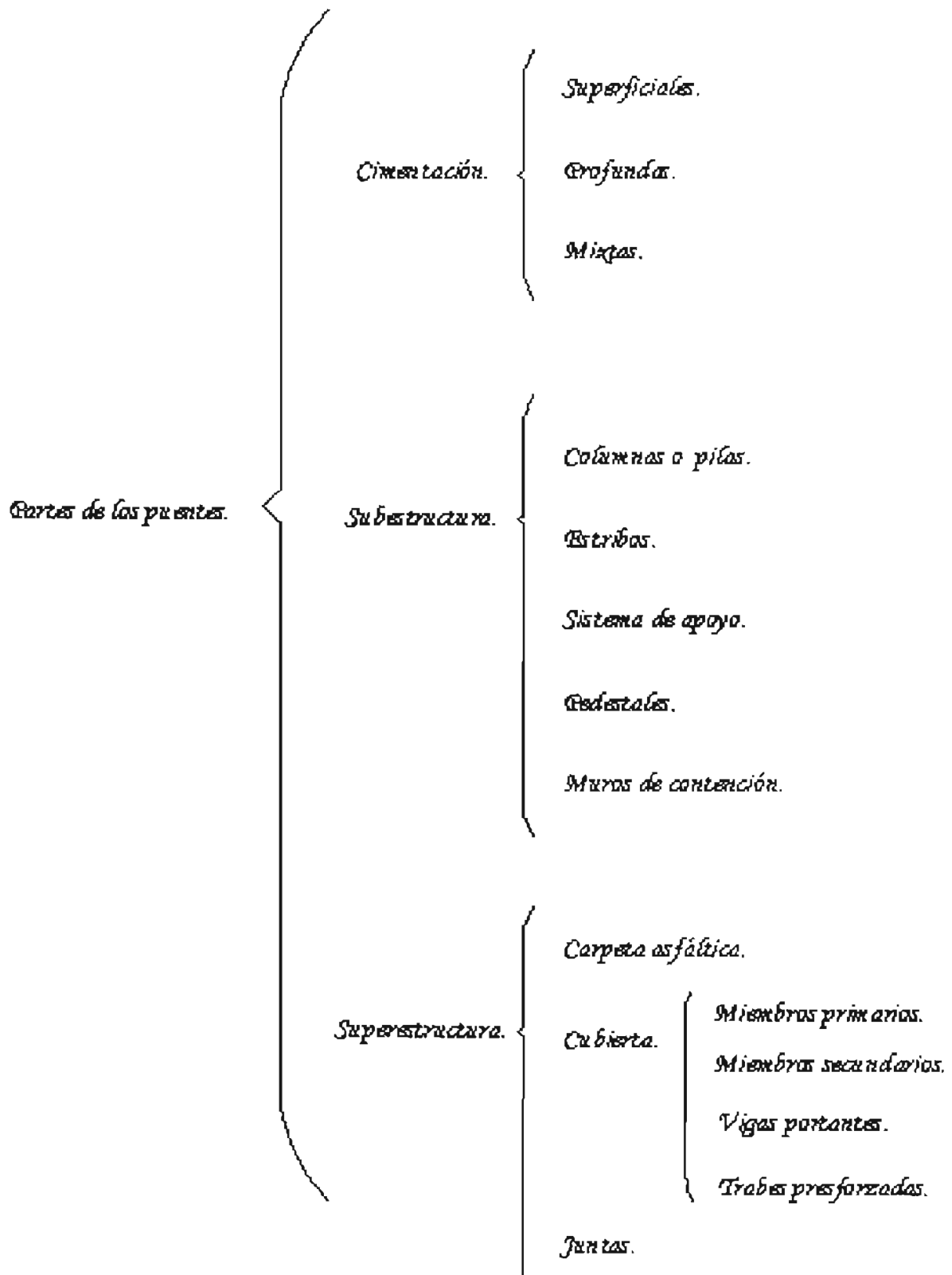
**Fig 1.1 Puente**



**Fig. 1.2 Viaducto**

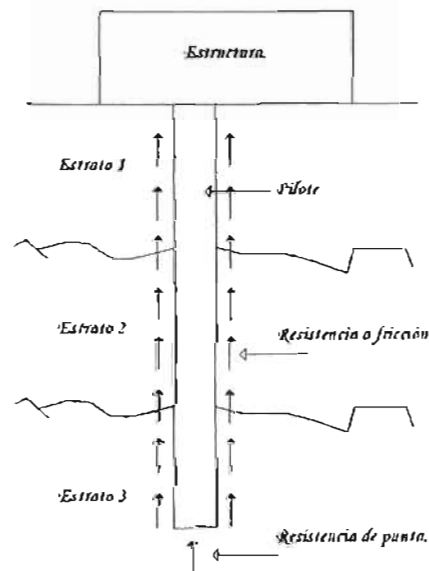
### **1.2.2 Partes de un puente**

Los puentes se dividen generalmente en tres partes básicas que son: la cimentación, la subestructura y la superestructura; éstas a su vez se subdividen como se muestra a continuación.



Las cimentaciones profundas están constituidas por pilotes que transmiten su carga por punta o por fricción y que se denominan pilas cuando su sección transversal es de gran tamaño. Los pilotes pueden colocarse bajo las zapatas o bajo las losas de cimentación y pueden combinarse con estas de manera que la carga se resista en parte por apoyo superficial y en parte por profundo.

Un pilote desarrolla resistencia por apoyo directo en su punta y por fricción en la superficie de contacto en el suelo. De acuerdo a su forma de trabajo se llaman pilotes de punta y pilotes de fricción (figura 1.4).



**Fig.1. 4 Cimentación profunda típica**

Es obvio que su proceso de construcción influye en su capacidad y ocupación. Existen de muchos materiales y procedimientos constructivos. Los materiales utilizados suelen ser madera para sección circular; acero para sección tubular o en H; concreto reforzado y presforzado para sección circular, triangular, cuadrada o irregular (figura 1.5).

Se llama cimentación mixta aquella que está formada por un cajón parcialmente compensado que se apoya sobre un grupo de pilotes de fricción (figura 1.6). Se considera, en este caso, que la carga no compensada por el peso de la tierra es transferida en su totalidad al terreno de apoyo, induciendo esfuerzos cortantes y de compresión que generan asentamientos. El grupo de pilotes por su baja deformabilidad, recibe la mayor parte de la carga no compensada y la transfiere al suelo que los rodea y a la punta de los pilotes, disminuyendo así los asentamientos. Pero cuando se presenta un sismo, el incremento de la carga inducido a la cimentación es transferido, también en su mayor parte, al grupo de pilotes. Por esta razón, la capacidad de carga del grupo de pilotes debe ser suficiente para soportar

### 1.2.2.1 Cimentación

La cimentación constituye un elemento de transición entre la estructura propiamente dicha y el terreno en que se apoya. Su función es lograr que las fuerzas que se presentan en la base de la estructura se transmitan adecuadamente al suelo en que está apoyado. Para que esto se cumpla deberá de haber una seguridad adecuada contra fallas en la estructura y el suelo y contra la presencia de hundimientos excesivos que ocasionan daños en la estructura o en las vecinas.

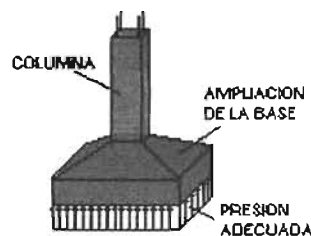
La forma en como se clasifican las cimentaciones está en función de la profundidad de los estratos a los que se transmite la mayor parte de las cargas que provienen de la estructura y se clasifican en:

- Superficiales
- Profundas
- Mixtas

Las cimentaciones superficiales son aquellas que se apoyan en estratos poco profundos que tienen la suficiente capacidad para resistir las cargas de la estructura. Geotécnicamente en éstas, la profundidad de apoyo en el terreno es de entre una y una y media veces el ancho del cimiento, desarrollando su capacidad de carga esencialmente por un mecanismo de falla en el que la fricción por contacto lateral con el terreno es despreciable.

Las cimentaciones superficiales son comunes como apoyo para puentes, por ejemplo, los puentes Mezcala y Papagayo; su utilización está justificada por las características del terreno, como son: la suficiente resistencia al corte y en el caso de cimentaciones sobre ríos la resistencia a la excavación máxima que se anticipe. Su aplicación es adecuada en terrenos rocosos o suelos muy competentes.

En este grupo se encuentran las zapatas, losas de cimentación y cajones de cimentación (Meli, 1987).



**Fig. 1.3 Zapata tradicional**

los efectos del sismo sin sufrir la pérdida de la capacidad de carga por remoldeo de la arcilla, ni asentamientos residuales excesivos. (Tamez, 2001).

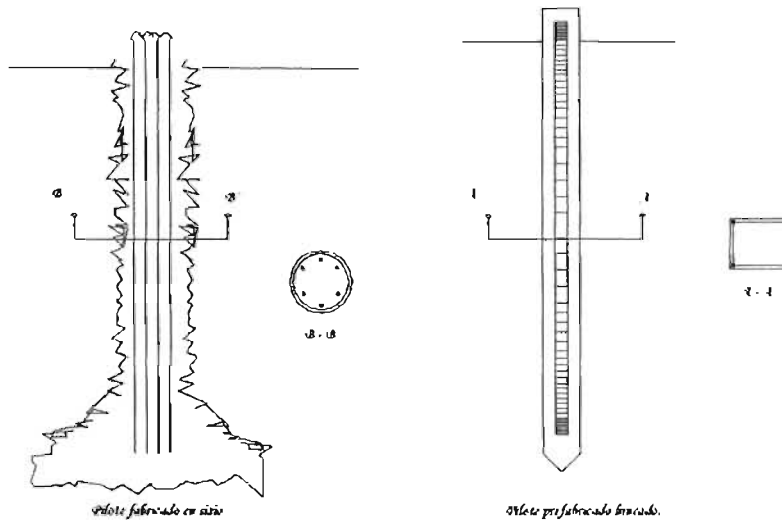


Fig. 1.5 Tipos de cimentación profunda

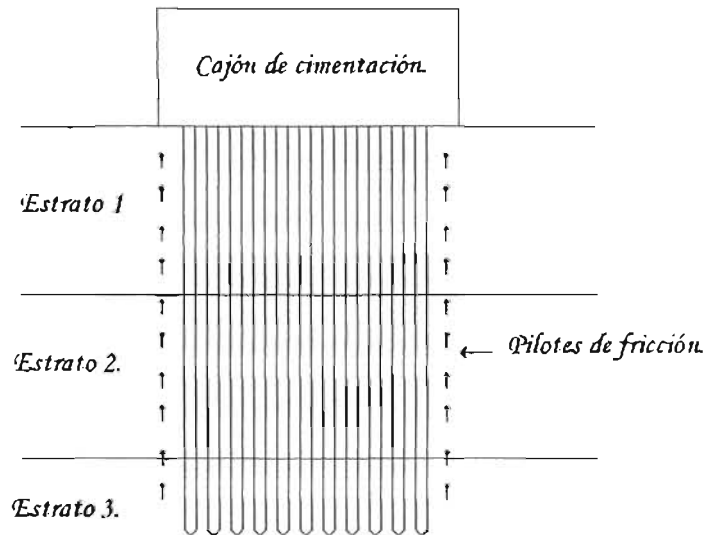
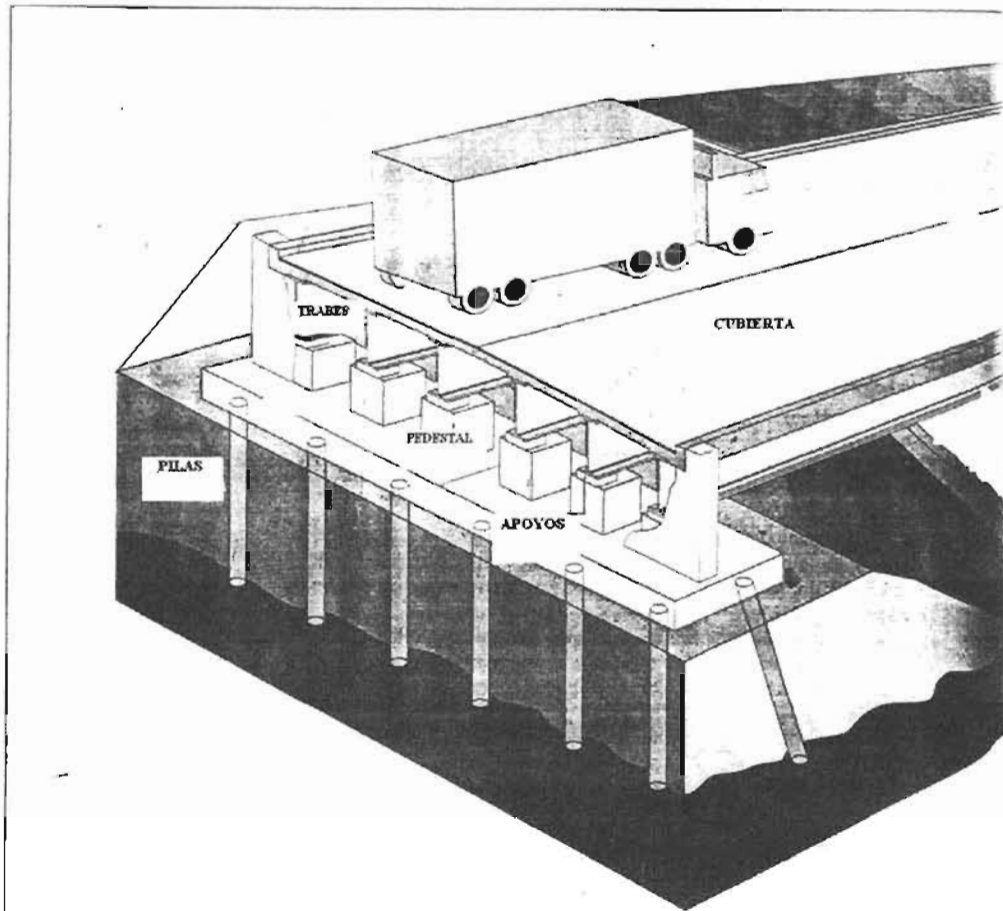


Fig. 1.6 Cimentación mixta

### 1.2.2.2 Subestructura

La subestructura son todos aquellos elementos requeridos para soportar la superestructura y el paso de la carretera. En la figura 1.7 están numerados los componentes básicos de una subestructura.



**Fig. 1.7 Componentes básicos de una subestructura**

#### 1.2.2.2.1 Columnas o pilas

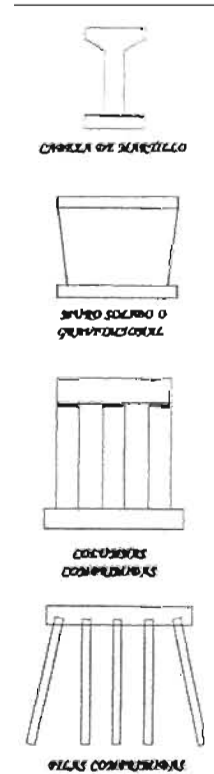
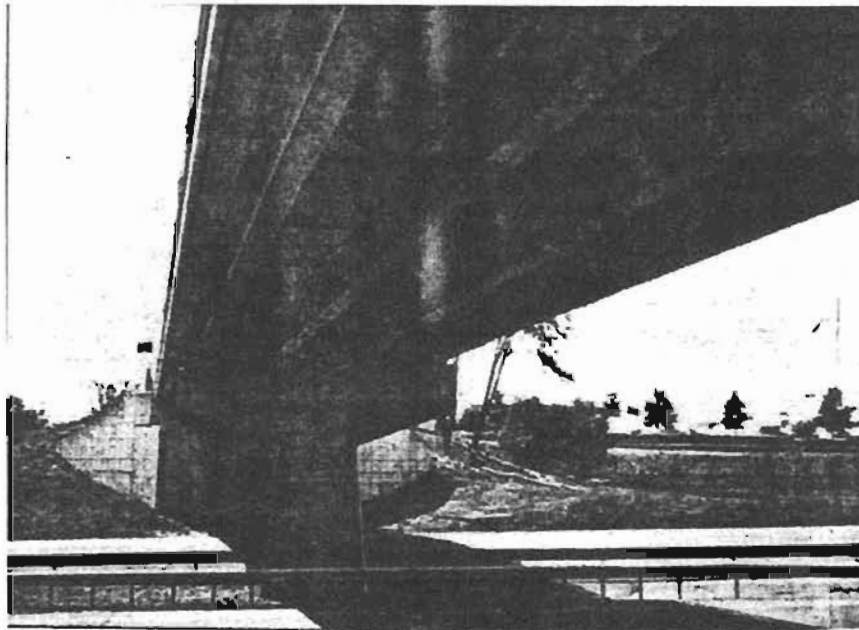
Las columnas son estructuras que soportan la superestructura como puntos intermedios entre los estribos, entre sus funciones principales están la de: a) Transferir las cargas a la cimentación, b) Resistir las cargas transversales y longitudinales que actúan en el puente.

Algunos tipos de columnas se muestran en la figura 1.8, en general por su geometría se dividen en circulares, rectangulares, elípticas, entre otras. La mayoría de los puentes se diseñan con columnas de concreto reforzado que tienen un mayor rango de manejo en sitio. Las columnas “sólidas” o con mayor volumen son los llamados muros gravitacionales (Figura 1.8) las cuales se recomienda que su uso sea en ríos. Las columnas “cabeza de martillo”, con base en muro gravitacional, es la más usada en dicho tipo de ambiente.

Las columnas cabeza de martillo son usadas en lugares donde se tienen múltiples trabes pero los momentos que inducen estos sistemas son muy grandes al igual que



sus cortantes, por lo que el reforzamiento horizontal en lo alto de la cabeza es el de mayor importancia; dichas columnas son acompañadas de mangos con forma circular y rectangular para los lugares con poco espacio y estabilidad en ambas direcciones.

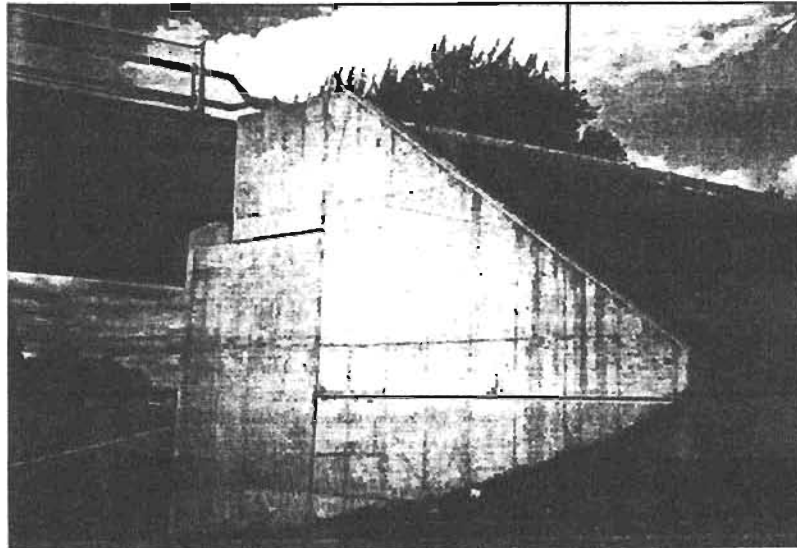


**Fig.1.8 Tipos de columnas**

#### 1.2.2.2 Estribos

Los estribos son estructuras que retienen el empuje del terreno, que sirve de soporte de la estructura y paso de la carretera. Como un muro de retención, los estribos resisten las fuerzas longitudinales y de la tierra debajo del paso de la carretera. En la figura 1.8 se ilustran estribos de tipo cantiliver o muros de retención.

Un estribo hueco está formado por un muro frontal y sendos muros en vuelta recubiertos en su parte superior. El terraplén termina en talud en el interior del estribo y, consecuentemente, no ejerce más que empujes muy débiles sobre tales muros. En la figura 1.9 se muestra un muro de contención con ambos tipos en él.



**Fig. 1.9 Tipos de muros de contención**

### **1.2.2.3 Superestructura**

La superestructura comprende todos los elementos que soporta un puente sobre él. La figura 1.10 muestra una típica superestructura. Los componentes básicos de una superestructura son los siguientes:

#### **1.2.2.3.1 Carpeta asfáltica**

La superficie de uso o carpeta asfáltica es la porción de la sección transversal de la cubierta por la cual cruza el tráfico de los vehículos. En la mayoría de las veces esta capa está hecha de material bituminoso con un espesor que normalmente varía de 2 a 4 pulgadas (51 a 102 mm), sin embargo, este espesor puede ser algunas veces mayor debido al reencarpentamiento que sufre en su vida útil.

El tablero soporta todos los equipamientos indispensables para la utilización, el funcionamiento y la durabilidad del puente.

#### **1.2.2.3.2 Cubierta**

La función principal de la cubierta es la de distribuir las cargas transversalmente a lo largo del puente. Se considera como una extensión física de la carretera, la cual puede ser de concreto reforzado (figura 1.10), o también de acero (puentes ortotrópicos).

A continuación se dará una breve descripción de los elementos que la componen.

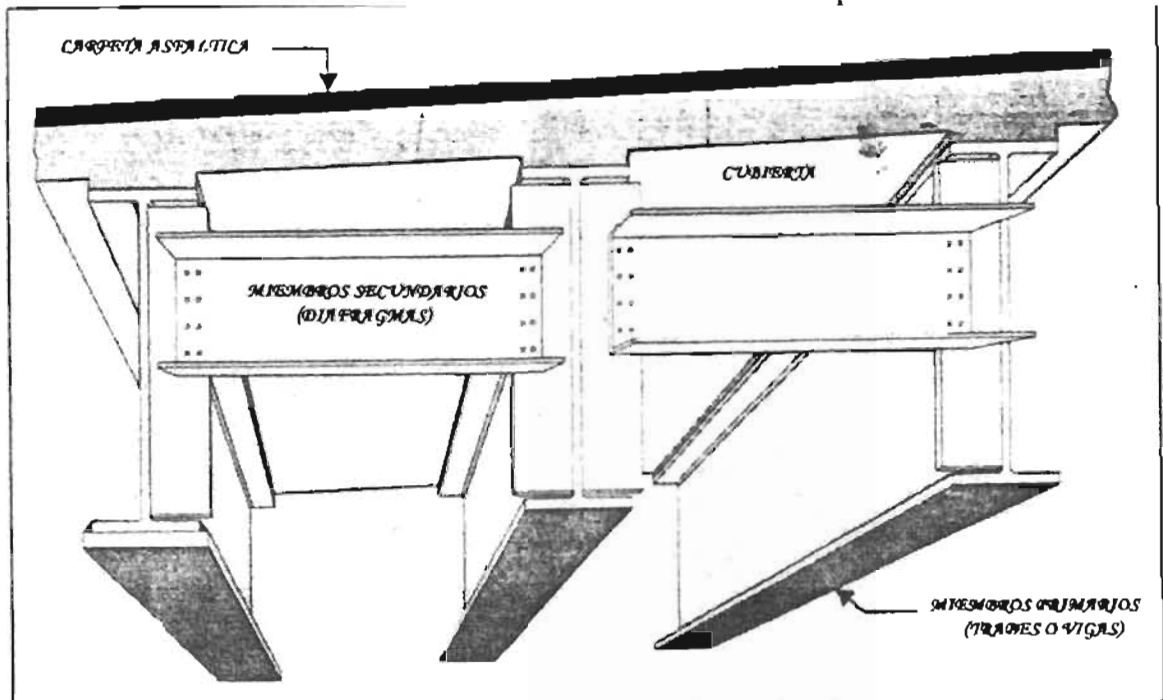


Fig. 1.10 Componentes básicos de una superestructura.

### 1.2.2.3.3 Miembros primarios

Los miembros primarios distribuyen cargas longitudinalmente y son usualmente diseñados para resistir flexión. En la figura 1.10 el miembro primario está laminado, en algunas ocasiones, las caras de los miembros primarios que son de gran longitud tienen una placa soldada por debajo en la cual llevan un parapeto el cual le da una mayor rigidez al miembro además de lo agradable que se ve.

#### 1.2.2.3.3.1 Vigas portantes

Estas traveses pueden ser vigas de acero, concreto presforzado, madera laminada, o algún otro material. También pueden ser de sección tipo cajón; las traveses cajón pueden estar construidas de acero o concreto presforzado y son usadas para salvar grandes claros.

Los elementos portantes principales (vigas principales, arcos, etc.) y los demás elementos (diafragmas, nervios transversales, nervios longitudinales secundarios, etc.) contribuyen a repartir las cargas. El conjunto de los elementos portantes recibe el nombre de esqueleto resistente.

#### 1.2.2.3.4 Traveses presforzadas

El concreto pretensado se diferencia del concreto reforzado en su forma de trabajo, el concreto armado, trabaja en una forma pasiva, es decir, entra en carga cuando las acciones exteriores actúan sobre la estructura. El concreto pretensado, trabaja en

forma activa, cuando previamente se tensan los cables que inducen presfuerzo para después aplicar las cargas; con el concreto comprimido se evitan esfuerzos de tensión o que éstas sean mínimas.

Existen dos tipos de concreto presforzado los cuales difieren en la forma en que se tensan los cables; ya sea antes o después de colar el concreto.

En una trabe pretensada, los cables están esforzados a tensión (usualmente se tensan con un gato hidráulico) la cual se le da antes de la colocación del concreto. La magnitud de la fuerza de presfuerzo varía dependiendo de la trabe y las cargas que se le aplican (figura 1.11). Una vez que el concreto está alrededor de los cables, estos son liberados. Los cables rápidamente buscan regresar a su longitud original.

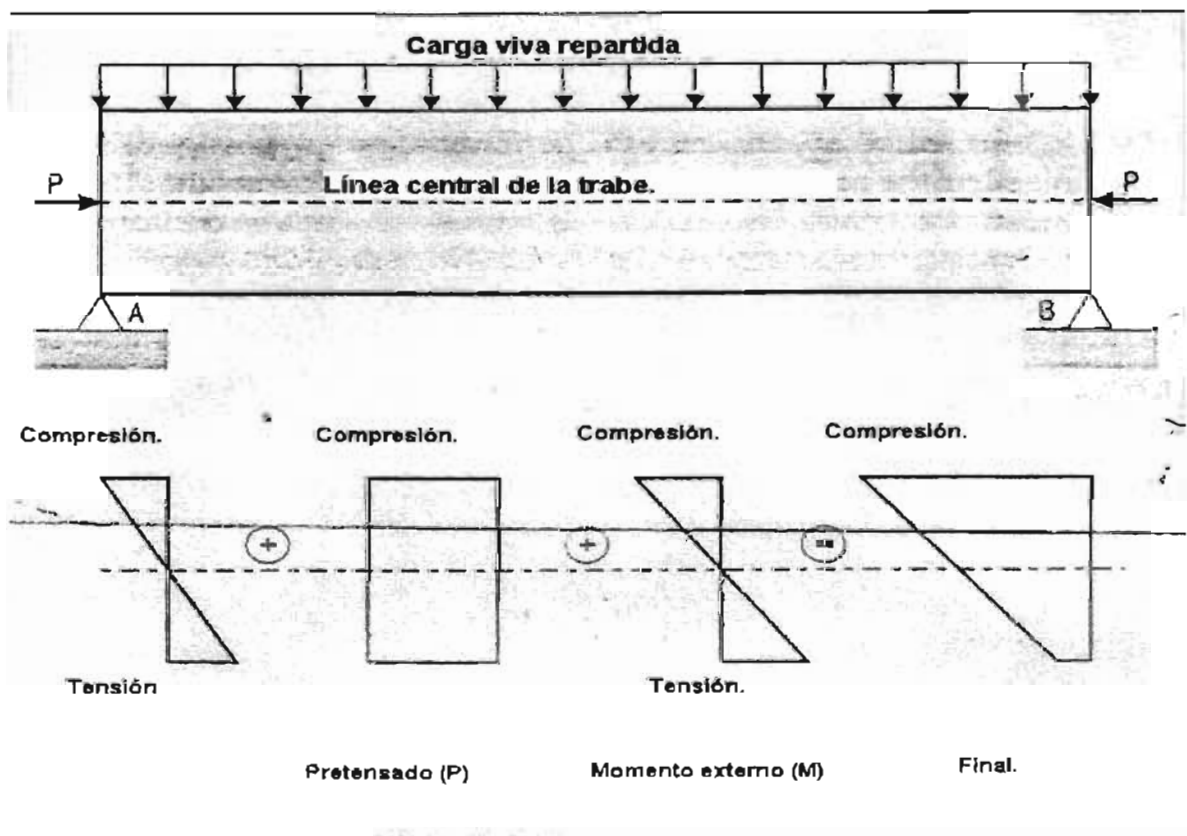


Fig. 1.11 Presfuerzo en vigas

En una trabe postensada, los cables de acero son tensados después de que el concreto ha endurecido. Los cables están puestos en la trabe en los siguientes estilos.

- Vinculados.
- No vinculados.

Los cables vinculados son puestos sin huecos preformados en los miembros de concreto. Estos agujeros pueden estar formados por ductos de metal o tubos de plástico. Después de que el concreto endureció y el esfuerzo de postensado es aplicado, el espacio entre los cables y el agujero es llenado con material para que el cable/tubo se junten alrededor de la trabe.

Los cables no vinculados son simplemente engrasados y envueltos en papel. Después la fuerza de postensión es aplicada. Para proteger los cables a veces se usa un papel impermeabilizante para protegerlo de la corrosión. La grasa puede tener también un componente anticorrosivo. Con respecto al diseño de puentes, los cables vinculados son de un mayor uso que los no vinculados usados en edificios. Ambos métodos requieren de la incorporación de un anclaje en el final de los miembros de postensado.

#### **1.2.2.3.5 Miembros secundarios**

Los miembros secundarios se componen de estructuras cruzadas por arriba y por debajo de la losa, están diseñados para resistir las deformaciones transversales que sufre la superestructura y ayudan a distribuir parte de las cargas verticales entre las trabes.

En la figura 1.10, se muestran diafragmas tipo canal, comúnmente usados entre secciones laminadas de losa. Los canales se sujetan con conexiones en las placas de acero, las cuales están soldadas a lo largo de la viga.

#### **1.2.2.3.6 Juntas y sistemas de apoyo**

Los apoyos son sistemas mecánicos los cuales transmiten las cargas de la superestructura a la subestructura. Ejemplo de apoyos, son los sistemas hechos a base de acero, movable actuando a lo largo de la placa de acero, o “almohadillas” rectangulares hechas de neopreno. El uso y funcionamiento de los apoyos varía dependiendo del tamaño y configuración del puente. Los apoyos que permiten rotación y translación longitudinal son llamados apoyos móviles, y los que únicamente permiten rotación son llamados apoyos fijos.

Las juntas de dilatación son dispositivos que permiten los movimientos relativos entre dos partes de una estructura. Algunos proyectos de puentes interrumpen los tableros para cubrir requerimientos estructurales de diseño y construcción, para garantizar los movimientos reológicos tales como; cambios de temperatura, efectos de retracción o flujo plástico, acortamientos por pretensado, cargas de tráfico, asentamientos diferenciales o tolerancias requeridas. En tales casos, en la estructura se deben considerar movimientos permisibles que garanticen un desempeño adecuado para los diferentes estados límites de utilización del puente, donde el deterioro o la falla de las juntas pueden comprometer su seguridad.

Los tipos de juntas y las discontinuidades superficiales del pavimento deben considerar además del confort de los usuarios vehiculares, el desplazamiento pedestre, y el movimiento de bicicletas y de motos

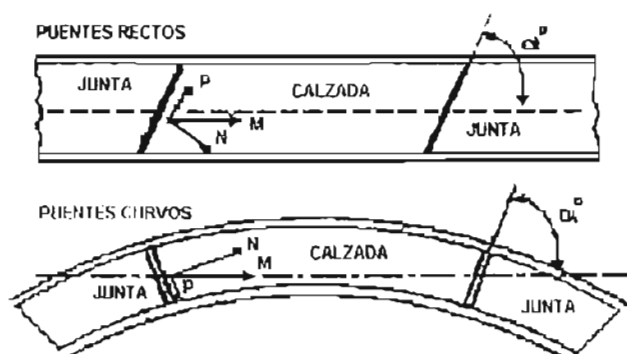


Fig. 1.12 Acomodo básico de una junta

### 1.3 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE DIFERENTES TIPOS DE PUENTES URBANOS

El esquema estructural de los puentes urbanos es importante en el comportamiento sísmico. A continuación se comentan algunos aspectos básicos del desempeño sísmico de puentes urbanos dependiendo de su configuración estructural.

De acuerdo a su sistema estructural los puentes urbanos se pueden clasificar a grandes rasgos, de la siguiente manera:

- Puentes estandar
- Puentes con sistema Gerber
- Puentes apoyados sobre columnas altas y bajas
- Puentes esviajados
- Puentes curvos

- **Puentes estandar**

Se conciben como puentes estandar, todos aquellos puentes que son regulares en planta y que no presentan variación en la rigidez lateral de sus columnas de apoyo, debidas a las variaciones bruscas de sus alturas. Se puede decir que este es el esquema ideal para que los puentes urbanos tengan un buen comportamiento sísmico.

Es común que la respuesta en este tipo de puentes no sea compleja en comparación con los puentes curvos. De igual forma su comportamiento sísmico es satisfactorio, si se toma en cuenta que al no tener diferentes alturas y rigideces en las columnas no se da pie a que se concentre el daño en columnas poco rígidas. Además estos puentes no presentan severos problemas de torsión como los que presentan los puentes esviados.



**Fig. 1.12 Puente estandar**

- **Puentes con sistema Gerber**

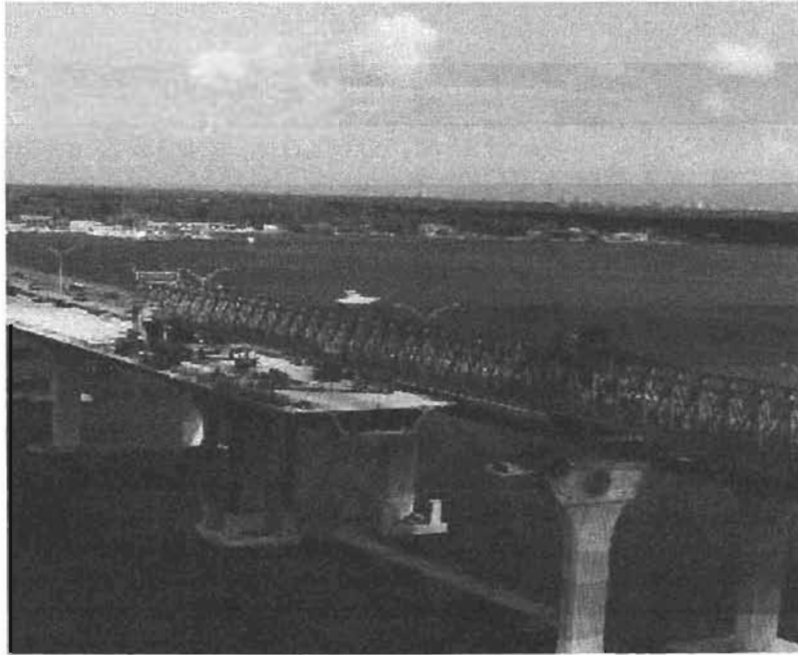
El sistema gerber se caracteriza por la incrustación de articulaciones en la superestructura, lo que da lugar a la discontinuidad de toda la estructura. Esto es particularmente benéfico para puentes de grandes longitudes en los que se corre el riesgo de cruzar diferentes tipos de terreno, con diferentes características; esto implica que si en un tramo del puente el terreno es altamente deformable, la estructura se puede deformar de manera local sin afectar al resto de la estructura, ya que las articulaciones permiten ese grado de libertad, es decir, la rotación de la cubierta.

Una situación similar se puede dar cuando la componente vertical del sismo es muy intensa, asociado con los movimientos fuera de fase de los apoyos del puente, para lo cual el sistema gerber permite transportar la energía que intenta introducir el sismo a la estructura a través del grado de libertad que tienen los diferentes segmentos del conjunto de la estructura.

- **Puentes apoyados sobre columnas altas o bajas**

Generalmente se dice que desde el punto de vista sísmico, se quiere una estructura sencilla y regular. Además de disponer de un puente rígido con secciones generosas. Sin embargo, esto no es posible, ya que los puentes con variación en la altura de sus columnas son muy comunes hoy en día. Esta irregularidad estructural trae como

consecuencia una demanda sísmica (fuerza, desplazamiento) desigual para cada una de las columnas; así, por ejemplo en columnas cortas se tienen fuerzas cortantes de gran magnitud, mientras que en las columnas largas se tiene fuerzas cortantes de menor magnitud. Para este tipo de estructuras es difícil lograr que cada columna de apoyo se vea sometida al mismo nivel de excitación. Por otro lado, si a las columnas de diferente altura se les da el mismo tamaño de sección y reforzamiento, las columnas están sujetas a diferentes demandas de ductilidad.



**Fig. 1.13 Puente de columnas grandes**

- **Puentes esviajados**

Se dice que el tablero de un puente tiene esviaje, cuando la forma en planta del tablero no es rectangular. Esto quiere decir que los apoyos del tablero forman un ángulo distinto a 90 grados, con el eje longitudinal del tablero.

Los puentes esviajados, tienden a causar respuesta rotacional, con un incremento en los desplazamientos. También exhiben una respuesta sísmica única durante un sismo debido a la acción de armadura.

Daños observados en terremotos como el de San Fernando, U.S.A, han mostrado que los tramos esviajados desarrollan grandes desplazamientos como consecuencia de la rotación del tablero, por lo que se corre el riesgo que las esquinas de los mismos se queden sin apoyo y esto de lugar a la caída de la superestructura. Este comportamiento es debido a la combinación de la respuesta longitudinal y



transversal. Estas rotaciones tienden a acumularse bajo respuestas transversales cíclicas.

También hay rotación en los puentes esviados, cuando la rigidez de la subestructura varía. Debido a la variación de rigideces en dos subestructuras, existen diferentes desplazamientos a flexión, lo que trae un desarrollo de diferentes desplazamientos en la dirección transversal.

Para prevenir la posible pérdida de apoyo de la superestructura a consecuencia de la rotación que sufren los puentes esviados se recurre a la colocación de cables que restringen los desplazamientos de la superestructura tal como se comenta ampliamente en el trabajo de Kawashima (2001).

- **Puentes curvos**

La respuesta sísmica de los puentes curvos es en gran parte influenciada por la geometría, por tanto estos puentes son susceptibles al daño de un movimiento de excitación fuerte.

Al tener una planta curva se incrementan las fuerzas axiales en las columnas. A su vez estas fuerzas axiales aumentan los esfuerzos laterales en el refuerzo de confinamiento.

Estudios de puentes con planta curva como el del distribuidor 5/14 sur colapsado en el terremoto de San Fernando U.S.A. en 1971, han dado muestras del mal desempeño sísmico de este tipo de puentes. Se ha observado que los elementos de apoyo como columnas o estribos están sujetos a deformaciones multidireccionales que dan lugar a esfuerzos de torsión en sus secciones. Además causa deformaciones complejas que dan lugar a fallas por cortante. El otro problema de estos puentes se encuentra en las juntas de expansión de la cubierta, cuando estas entran en el rango no lineal.

Las juntas de expansión son generalmente de goma de caucho con conectores de cortante, y la no linealidad está asociada con deslizamientos y colisiones, los cuales toman lugar entre las traveses.

Para analizar los efectos de no linealidad en las juntas de expansión, se han llevado a cabo una serie de pruebas de laboratorio sobre modelos a escala. En general, se han podido observar colisiones múltiples en todas las traveses, ocasionadas por las barras restringidoras colocadas en las juntas de expansión (Rivera,2002).

Por lo anterior, se requieren más trabajos en los que se estudie más a detalle el fenómeno, a parte de proponer un sistema que restrinja el movimiento relativo de los

tableros de la superestructura para mejorar el comportamiento sísmico de los puentes curvos.



**Fig. 1.14 Puente curvo**

# CAPÍTULO

---

## 2

## CARACTERÍSTICAS DE LOS SISMOS

---

Con el propósito de analizar el tipo de sismos que pueden llegar a producir daños importantes en puentes urbanos se revisarán sus aspectos básicos, así como las principales fuentes sísmicas existentes en la República Mexicana.

### 2.1 ASPECTOS BÁSICOS DE LOS SISMOS

Un terremoto o sismo es la liberación súbita de energía elástica acumulada en el subsuelo que se refleja en un movimiento brusco de la tierra, de ahí su raíz latina *Terrae motus*. Este fenómeno natural en parte se debe a la fricción continua que se produce por el deslizamiento de la docena de placas continentales de aproximadamente 70 km de espesor que, flotando sobre enormes masas de magma, componen la corteza terrestre (figura 2.1).

Estas placas en movimiento entablan entre sí un juego de presiones y alejamientos que van generando una acumulación de energía elástica sobre un determinado volumen de roca que acaba fracturándose. Tras la fractura, esa energía elástica se libera y toneladas de roca y tierra se desplazan en todas las direcciones, hasta que de nuevo encuentra un nuevo punto de equilibrio y el movimiento cesa. La fisonomía que hoy día tiene nuestro entorno geográfico y la tierra en general, es el resultado de esa lenta transformación a través de los siglos y que fue particularmente intensa durante la Orogénesis, cuando se produjeron los plegamientos que conforman los sistemas montañosos (Meli, 1981).

La **magnitud** de un sismo es una medida del tamaño del mismo que es independiente del lugar donde se hace la observación y que se relaciona en forma aproximada con la cantidad de energía que se libera durante el evento. Se determina a partir de las amplitudes de registros de sismógrafos estándar. La escala de magnitudes es la de Richter; cada incremento de una unidad en ella implica un aumento de 32 veces en la cantidad de energía liberada (Meli, 1981).



Fig. 2.1 División de placas

La **intensidad** de un sismo es una medida de los efectos que éste produce en un sitio dado, o sea de las características del movimiento del terreno y de la potencialidad destructiva del sismo, en ese lugar en particular y en lo que concierne a sus efectos en las construcciones. Se han propuesto varias escalas para medir la intensidad; algunas son más precisas pero se basan en mediciones instrumentales difíciles de obtener para los sitios que interesan. La más común es la de Mercalli modificada, en la que la intensidad se mide por una apreciación subjetiva del comportamiento de las construcciones en el sitio, y la escala consta de 12 grados, tal como se describe ampliamente en el trabajo de Meli (1981).

El **foco** de un sismo es el lugar donde comienza el corrimiento de la falla geológica que originó el sismo mientras que el **epicentro** es el punto sobre la superficie terrestre directamente encima del foco. El foco y el epicentro se determinan a partir de mediciones instrumentales en diversos sitios; su localización resulta poco precisa debido a la falta de un número suficiente de instrumentos y al desconocimiento de la estructura terrestre, ya que el foco se idealiza como un punto cuando en realidad son fracturas de decenas de kilómetros..

## **2.2 FUENTES SÍSMICAS EN LA REPÚBLICA MEXICANA**

Las fuentes sísmicas son proyecciones de volúmenes litosféricos dentro de los cuales se presume que pueden ocurrir sismos con origen tectónico similar. Esto quiere decir que una fuente sísmica no es una falla geológica activa, pero también significa que es muy probable que una fuente sísmica se asocie a una o varias fallas activas.

Desde el punto de vista del riesgo sísmico, las fuentes sísmicas desarrollan un papel fundamental; por lo tanto, se debe saber en dónde están ubicadas, cuál es la recurrencia de las magnitudes de los sismos asociados a su actividad y cuál es la magnitud máxima razonable que puede originar una ruptura en alguna de las fallas de la fuente. Es tradicional ubicar las fuentes dentro del mismo mapa del área de influencia. También se acostumbra ubicar las fuentes sísmicas en 3 categorías:

1. Las que están perfectamente definidas, conocidas y estudiadas.
2. Las que no son muy definidas pero que de todos modos se sabe que existen.
3. Las indefinidas, es decir, las que son asociadas con fallamientos conocidos.

La ubicación y caracterización de las fuentes sísmicas es uno de los argumentos más frecuentes para demostrar la noción del trabajo multidisciplinario que a menudo es necesario adelantar en la ingeniería sísmica. Es apenas natural que sean los geólogos los encargados de dar la información básica sobre la posible actividad de una falla geológica. En la actualidad, las nuevas técnicas neotectónicas que han desarrollado los geólogos permiten confirmar la actividad de una falla geológica (Sarria, 1979).

Las principales fuentes sísmicas que existen en la República Mexicana se pueden clasificar en cuatro tipos, según Rosenblueth (1987):

1. Temblores locales, originados dentro o cerca de la cuenca
2. Temblores de ínter placa, tipo Acambay, que se originan en el resto de la placa de Norteamérica
3. Temblores de profundidad intermedia de falla normal, causados por el rompimiento de la placa de Cocos ya subducida
4. Temblores de subducción

Estas fuentes sísmicas pueden producir mayor o menor daño en las edificaciones de distintas entidades del país, lo cual depende del tipo de fuente sísmica y de las propiedades mecánicas del suelo del lugar que se vaya a analizar. Como ejemplo, se

tiene el caso de la Ciudad de México la cual es particularmente vulnerable ante sismos de subducción ya que el tipo de ondas que llegan son ricas en periodos largos que sufren menos atenuación y experimentan gran amplificación al atravesar las arcillas del lago. Por ello, prácticamente cualquier sismo grande que ocurra en la zona de subducción, desde Jalisco hasta Oaxaca, representa un peligro para las estructuras erguidas en la zona lacustre de la Ciudad. Aunque estos sismos sean más conocidos y estudiados, debemos estar preparados para cualquier tipo de terremoto ya que, por ejemplo, un sismo local podría provocar daños en la zona de lomas y no en la de lago (Reinoso, 1996), como ejemplo está el sismo de octubre de 2005 el cual tuvo una magnitud de 4.8 en escala de Richter y no origino daños visibles.

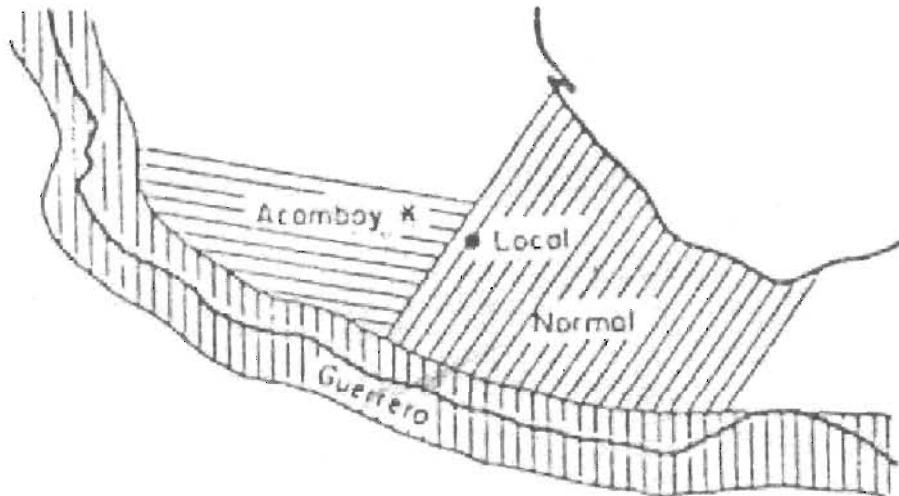
A continuación se hace una descripción de cada uno de los temblores mencionados anteriormente, los cuales se clasifican atendiendo a su fuente sísmica.

### **Sismos locales**

Aunque la mayor parte de los sismos que ocurren en México se relacionan directamente con el movimiento de las placas tectónicas, hay temblores menos frecuentes que ocurren hacia el interior de las placas; este es el caso de los sismos que ocurren a lo largo del Eje Neovolcánico Mexicano y localmente en el Valle de México. A diferencia de los terremotos que ocurren lejos de la ciudad de México y que son sentidos en la ciudad como medidas oscilatorias de período largo, los sismos locales se presentan como una fuerte sacudida vertical casi instantánea, seguida por vibraciones rápidas de muy corta duración. Frecuentemente, los sismos locales son acompañados de un fuerte ruido subterráneo.

En la placa de Norteamérica, bajo el valle de México y en general a lo largo de las montañas que lo rodean, existen muchos sistemas sismológicos con fallas geológicas. Los sistemas principales son:

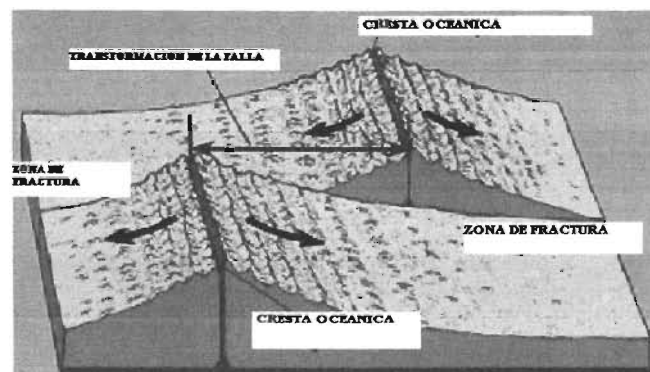
1. Fallas esencialmente NE
2. Fallas con orientación SE
3. Fallas con dirección EO superficialmente



**Fig. 2.2 Principales tipos de fallas y sistemas sismológicos**

### Sismos de ínter placa

A lo largo de la placa de Norteamérica los deslizamientos de fallas geológicas son debidos esencialmente a 2 fenómenos: El desplazamiento de estas placas con respecto a las placas oceánicas, debido principalmente a la resistencia y empuje de las corrientes magmáticas, y al curvado inducido por la fricción de las placas oceánicas (figura 2.3). Los sismos que amenazan más al valle son producidos por las intersecciones de fallas principales o cerca del final de la placa. El sitio más peligroso es el Este del final de la parte que toca la falla de Acambay (figura 2.2), el cual es el más representativo; para dicha falla el sismo de mayor magnitud ha sido  $M_w = 7.0$ , ocurrido en 1912, después de esta fecha no se ha tenido ningún movimiento con importantes consecuencias. El deslizamiento vertical en Acambay es pequeño, unos 0.40 mm/año, el cual tiene un periodo de retorno de 1500 años para magnitudes de 7.0 como se dijo anteriormente, y una distancia asignada de 80 km



**Fig. 2.3 Sismos de interplaca**

### **Sismos de profundidad intermedia**

Los sismos de profundidad intermedia se caracterizan por tener una profundidad del orden de 80 km, además para el caso particular de la actividad sísmica que se genera en la placa de Cocos, los sismos de profundidad intermedia han mostrado que sus magnitudes disminuyen conforme se aleja de la zona de subducción. Esto puede estar inducido por las tensiones de la gravedad y por la resistencia causada por la forma de las corrientes. Estas tensiones son mayores al acercarse a la zona de subducción.

### **Sismos de subducción**

Los sismos de subducción son los que históricamente han causado mayores consecuencias en México, sobresaliendo Jalisco, Distrito Federal, Colima, entre otros. La mayor magnitud registrada desde 1800 es  $M_S = 8.4$  en el sismo de Jalisco de 1932. En general los sismos generados cerca de las costas de Guerrero y Michoacán son los de mayores movimientos violentos. Estos eventos han tenido magnitudes menores de  $M_S = 8.4$ . Estudios al respecto, han mostrado que los eventos de mayor violencia que se pueden esperar en la abertura de Guerrero, oeste de Acapulco, es uno con una  $M_w = 8.2$  (Rosenbueth y otros, 1987).

Los sismos de subducción presentan mecanismos del tipo de falla inversa y se encuentran a lo largo de los límites convergentes de placas. En México ocurren en el límite convergente entre la placa de Rivera y la placa de Norteamérica al NW del país, en el límite entre la placa de Cocos y la placa de Norteamérica que abarca la mayor parte de la costa del Pacífico, y en el límite entre la placa de Cocos y la placa del Caribe al SE de México.

A lo largo de la zona de subducción en la parte central de México, la placa de Cocos en subducción es sismogénica hasta una profundidad de 100 km aproximadamente, y su ángulo de subducción es pequeño (~15 grados), mientras que en la porción Sur- Este de México, ocurren sismos de profundidades de hasta 250 km y el ángulo de subducción se incrementa hasta aproximadamente 45 grados.



---

# *CAPÍTULO*

---

## *3*

## *ANÁLISIS DE DAÑOS EN ALGUNOS PUENTES*

---

En este capítulo se describirán brevemente los daños observados en puentes durante la ocurrencia de varios sismos, así como el análisis de sus efectos en los puentes; para ello se trató de relacionar los daños con parámetros representativos de los sismos tales como, la aceleración máxima del terreno, magnitud, distancia epicentral y tipo de sismo.

### *3.1 DAÑOS OBSERVADOS EN PUENTES URBANOS*

Para este análisis se tomaron en consideración 11 sismos, de los cuales se trató de coleccionar la mayor cantidad de información posible en cuanto a sus características sismológicas, así como los daños observados en los puentes urbanos de concreto reforzado.

De igual forma se hace la descripción de los puentes dañados durante estos eventos sísmicos para tener una idea del tipo de estructuración de puentes.

#### **3.1.1 Sismo de California, 1987**

Este sismo tuvo una magnitud pequeña en comparación con los demás sismos analizados, el cual fue de 5.9 en la escala de Richter, pero la aceleración máxima fue una de las más altas registrada ( $6.3 \text{ cm/s}^2$ ). Este sismo fue de subducción y la distancia epicentral a la zona de mayor daños fue de 103 km.

### **Puente Ruta 605/5**

Este puente que cuenta con 173 m de largo y 9 tramos, está soportado por columnas y estribos.

El daño fuerte ocurrió en una de las crujiás soporte principal para los dos tramos del puente. Las 5 columnas fueron dañadas severamente, sobresaliendo las 3 del centro que se dañaron más que las exteriores.

Las grietas mayores se observaron en las caras este y oeste de todas las columnas (figura 3.1). Las grietas menores se observaron en las caras norte y sur.

Hubo algunos derrumbes en los estribos debido a los movimientos transversales del sismo.

En otra crujía, una trabe se agrietó profundamente cerca del apoyo. Se determinó que algunas estructuras que se mantenían trabajando, en realidad ya no servían. Hubo también, signos de desplazamientos adicionales en los estribos. El mantenimiento de las columnas se dio con anillos de acero alrededor de las columnas (Gates y otros, 1988).

#### **3.1.2 Sismo de Loma Prieta, 1989**

La magnitud de este sismo fue muy alta al igual que la aceleración máxima del terreno los cuales fueron 7.1 en escala de Richter y  $6.5 \text{ cm/s}^2$  respectivamente. El sismo fue de subducción con una distancia del epicentro a la zona de desastre de 96 km.

El sismo ocurrió en la falla de San Andrés inmediatamente al sur de la región de la bahía de San Francisco.

Entre los daños observados está el colapso de la cubierta superior en el puente San Francisco – Oakland (figura 3.2). El sismo causó grietas considerables en la cubierta.

Algunas cimentaciones sufrieron por la licuación de arenas como fue en Oakland y San Francisco, lo que trajo consigo el colapso del puente elevado de Cypress Street (E.Q. Spectra Vol 9, 1993).



**Fig. 3.1 Falla por cortante**



**Fig. 3.2 Puente San Francisco – Oakland**

### **3.1.3 Sismo de Erzincan, 1992**

El sismo tuvo una magnitud de 6.1 en la escala de Richter, con una aceleración máxima de terreno de  $5 \text{ cm/s}^2$ . El sismo fue de subducción y la distancia que tenía entre el epicentro y el evento fue de 90 km.

En este sismo no hubo daño significativo en la mayoría de los puentes; en el único que hubo, es en el puente de tres tramos que servía como puente del tren mostrado en la figura 3.3. Las cubiertas estaban soportadas por tres traveses principales, las cuales a su vez estaban simplemente apoyadas sobre las columnas.



**Fig. 3.3 Puente para el paso del tren**

El estribo norte se deslizó alrededor de 0.20m hacia la crujía, la cual dio lugar a fuertes grietas como se ve en la figura 3.4. Los estribos en ambos lados fueron fuertemente separados por el empuje de las cubiertas. La demolición fue también a lo largo de la intersección de las cubiertas sobre los estribos.

Fuera de este puente, tanto puentes de concreto como de acero no mostraron ningún tipo de daño adicional. (E.Q. Spectra Vol. 9, 1993).



**Fig. 3.4 Grietas en el estribo norte**

### 3.1.4 Sismo de Northridge, 1994

Esta zona de los Estados Unidos ha sido históricamente atacada por grandes sismos del tipo de subducción como este, pero este fue de unas dimensiones estratosféricas tanto en magnitud ( $6.7^\circ$  en escala de Richter) como en daños.

La distancia que había entre el evento y la zona de desastre fue muy pequeña, tan solo de 32Km, por lo cual sucedieron daños severos a pesar de la poca aceleración del terreno ( $1.8 \text{ cm/s}^2$ ). A continuación se describirán los daños más significativos.

#### Distribuidor Norte

Se trataba de un puente curvo compuesto por 10 tramos. El puente se construyó en 5 estructuras separadas por juntas de expansión. Las estructuras 2, 4 y 5 eran de concreto reforzado, mientras que las estructuras 1 y 3 eran de concreto presforzado. Las columnas eran de sección rectangular muy parecidas a las del separador principal 14/5 y varían de 5 m en tramos pequeños de 19.8 a 22.8 m en tramos grandes. La planta general se puede ver en la figura 3.5

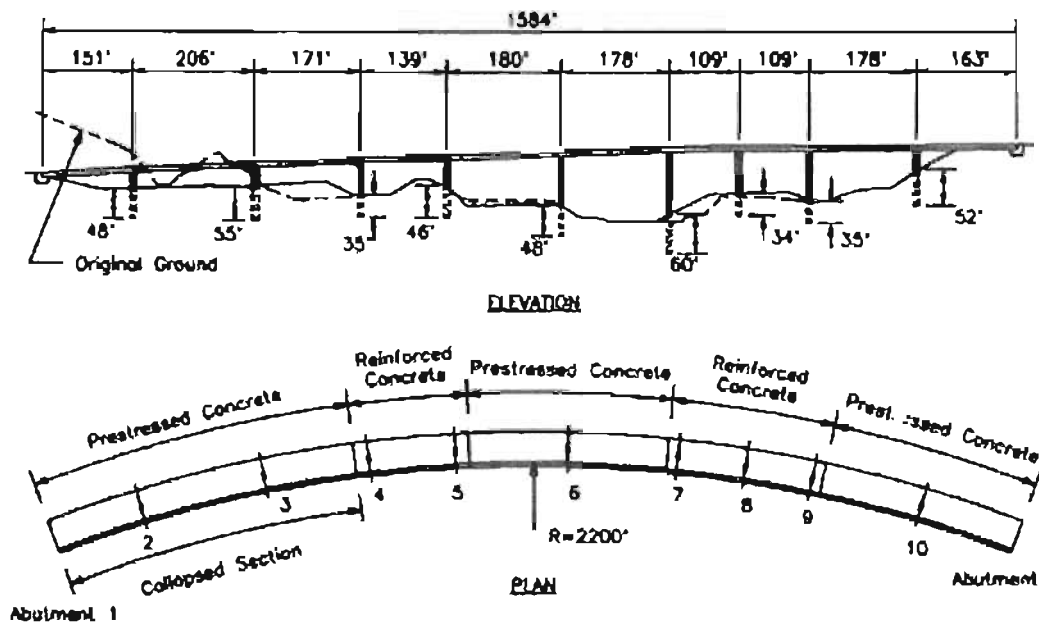
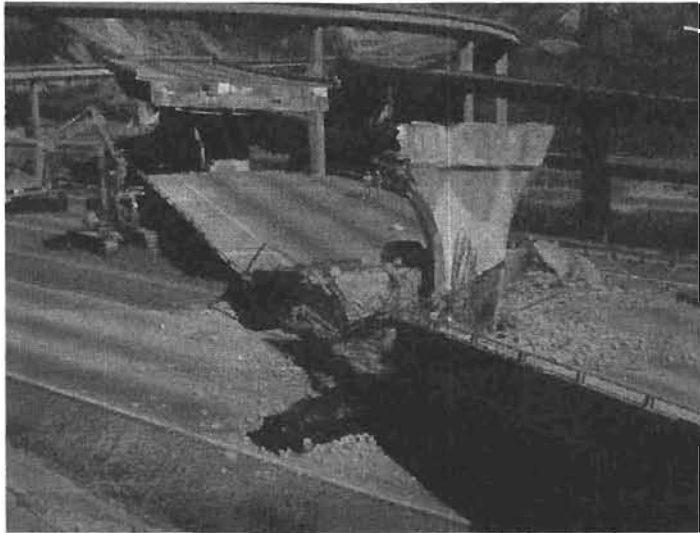


Fig. 3.5 Planta del Distribuidor Norte

Los daños ocurridos en este puente dieron lugar a la falla en los estribos de los tramos 1 y 2. La única columna de la crujía 2 se dañó severamente. En el tramo 1 perdió el apoyo del estribo. El cerrojo que conecta la superestructura con el estribo 1 falló. Las traveses cajón en el tramo 2, cerca de la crujía 3, colapsaron al impactarse contra el suelo como se ve en la figura 3.6.



**Fig. 3.6 Trabe sin apoyo del estribo**

La rigidez de la crujía 2 fue relativamente pequeña en comparación con las otras. Los movimientos de la estructura 1 alejada del estribo 1 pudieron generar grandes fuerzas en la crujía 2. La pérdida del soporte de la crujía 2 pudo causar suficiente rotación y desplazamiento lateral con la repentina caída del tramo 1. La resistencia a flexión de la trabe cajón en la crujía 3 no fue suficiente para soportar el tramo 2 al perder el apoyo este, por lo que la trabe falló y cayó al suelo, como se ve en la figura 3.6.

### **Distribuidor Gavin Canyon**

Este es un puente esviado formado por tres estructuras, las cuales son de cinco tramos cada una, soportada por dos columnas, crujías y estribos. La trabe cajón central es de concreto presforzado y el resto son traveses de concreto reforzado. Las juntas de expansión están esviadas con un ángulo de  $66^\circ$ .

Los daños observados en este puente se manifestaron en las porciones finales de los tableros que perdieron apoyo en las juntas de expansión (figura 3.7).

En los estribos diafragmas se observaron movimientos de traslación y rotación de la estructura, lo cual pudo causar el que se perdiera el soporte en las juntas de expansión.

La falla en los soportes fue atribuida a la falla de las uniones de la junta de expansión. Grietas menores fueron vistas en las bases de las columnas y no se observó ninguna caída, lo que sugiere que no fueron expuestas a grandes incursiones inelásticas.



**Fig. 3.7 Daños observados en el puente**

### **Distribuidor Misión – Gothic**

Este puente está estructurado con estribos esviajados a  $45^\circ$  con respecto al eje longitudinal. La estructura está apoyada en tres pares de columnas. La superestructura consiste de 10 pares de travesaños cajón; las travesaños tienen 2.3 m de peralte, como se puede ver en la figura 3.8.

Las columnas varían de 6.75 m a 7.50 m de altura, las secciones de las columnas son octagonales de 1.80 m x 3.6 m aproximadamente y las rectangulares de 1.80 m x 4.3 m, todas reforzadas con 45 varillas del número 11, grado 40.

Una proporción muy grande de la estructura se colapsó. Los movimientos fueron predominantemente en dirección sur – oeste a lo largo de la alineación de las crujeas 3L y 4R, casi perpendicular a la alineación del puente.

Fueron observados daños en las columnas, tal como se muestra en la figura 3.9. El espiral fue fracturado en muchos lugares, y donde el espiral se fracturó, el refuerzo longitudinal se pandeó.

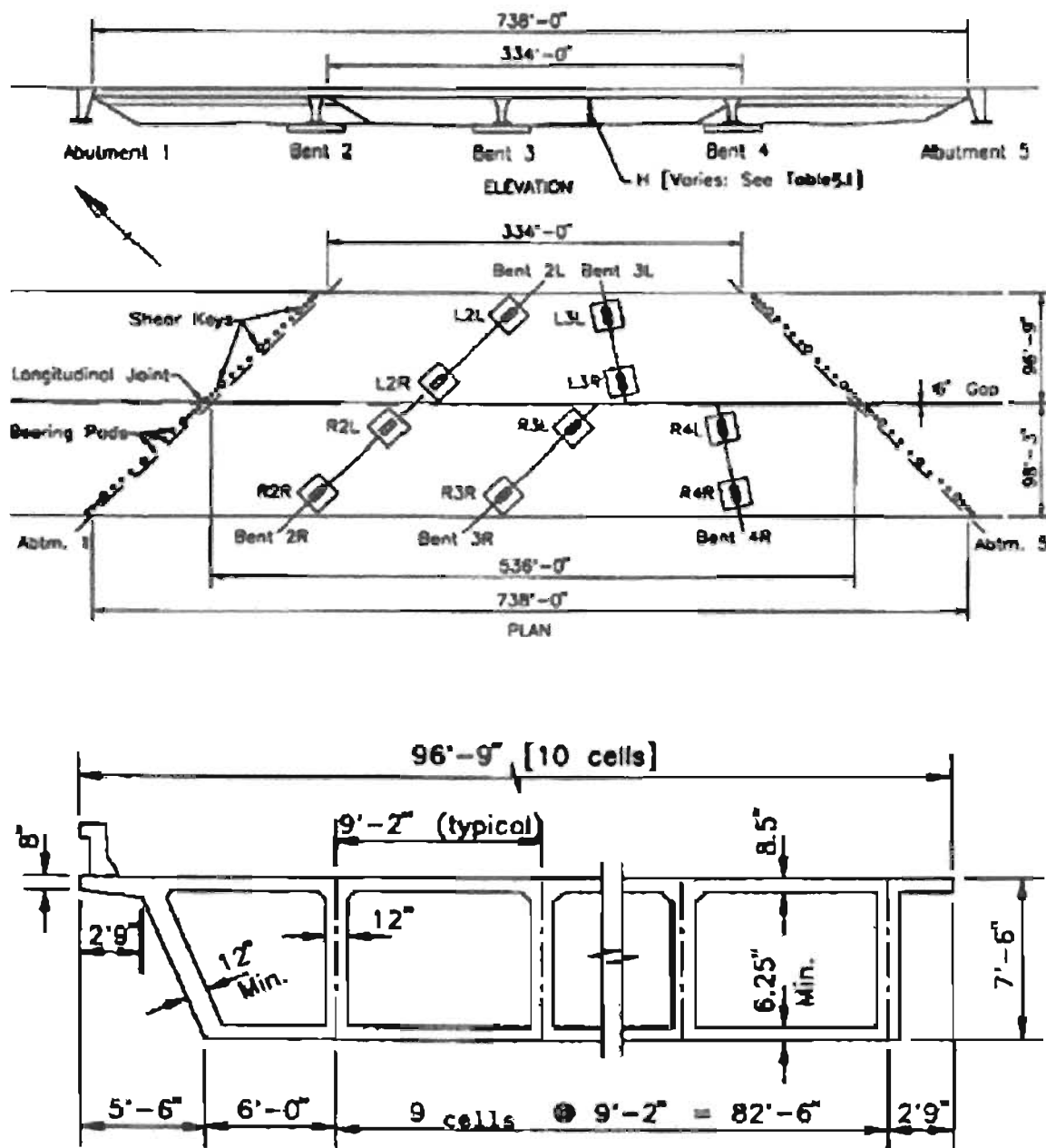
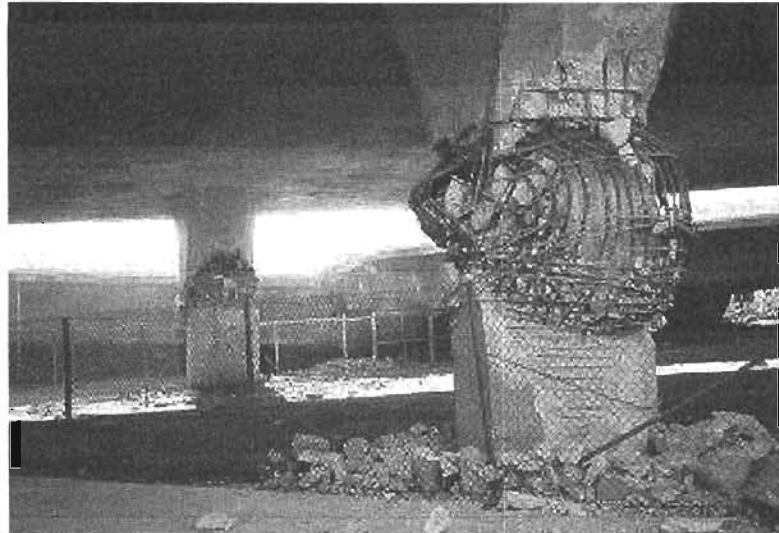


Fig. 3.8 Planta del puente y trabes

En el estribo 1R, hubo grandes desplazamientos los cuales fueron del orden de 0.45m paralelos al estribo, y aproximadamente 0.15m paralelos al alineamiento del puente. La mayoría de los desplazamientos fueron provocados por el colapso de otras porciones del puente pero la magnitud de los desplazamientos sugiere que casi todos los estribos fallaron por cortante.





**Fig. 3.9 Daños en columnas**

### **Puente la Cienega - Venie**

El puente consistía de 7 tramos y dos estructuras separadas por juntas de expansión, con enviajes de 5 a 41°.

El puente estaba soportado por diferentes tipos de columnas pero las de mayor recurrencia fueron las columnas de 1.2 m de diámetro, cuyo refuerzo longitudinal estaba conformado entre 12 y 48 varillas del número 11, grado 40.

Este puente sufrió el colapso parcial en la estructura principal y daño excesivo de la rampa de salida. La porción entre dos crujías se colapsó, llevándose consigo a los estacionamientos y muros límite que tenían abajo (figura 3.10). Todas las columnas en las crujías fallaron en sus segmentos altos y bajos. La mayoría de las columnas que se agrietaron fuertemente en la parte alta y baja hacen suponer una falla por flexión o una combinación de flexión y cortante. Un número de columnas con poco reforzamiento transversal no exhibió daños en los extremos sino a la mitad de la columna, lo que sugiere una falla por cortante imposibilitando el desarrollo de una respuesta a flexión.

Algunas columnas cortas fallaron por flexo cortante en lo alto algunas otras se colapsaron. Las columnas que fallaron por flexión en la parte inferior produjeron que el puente cayera sobre los muros perimetrales como se ve en la figura 3.11.



**Fig. 3.10 Desplome sobre estacionamientos del puente Cienega - Venie**

La rampa de salida de la estructura no se colapsó, pero se observaron daños severos. Las rampas fueron soportadas únicamente por 3 columnas, por lo que fallaron por cortante al desarrollarse articulaciones plásticas en las juntas. (E.Q. Spectra Vol. 11 y suplemento, 1995).



**Fig. 3.11 Derrumbe de muros al caer el puente sobre ellos**

### 3.1.5 Sismo de Kobe, 1995

Este sismo que ha sido uno de los más devastadores en Japón, fue de tipo subducción y con magnitud de 6.8 grados en la escala de Richter, la distancia epicentral fue de 20 km y las aceleraciones del terreno llegaron a ser de  $8\text{cm/s}^2$ .

Uno de los puentes que sufrieron mayores daños fue el Viaducto Fukae, el cual era de concreto presforzado, con tramos de 22 m de largo, simplemente apoyados, soportados por juntas internas en ambos lados. Las columnas oscilaban entre los 9.9 m y 12.4 m de alto, con diámetros entre 3.1 m a 3.3 m; el refuerzo longitudinal variaba dependiendo la altura de la columna y su posición, oscilando entre 180 varillas en la parte inferior hasta 60 en la superior, todas de grado 11. La cimentación era a base de pilas de 10 m a 15 m de largo con diámetros de 1 m.

Durante la ocurrencia de este sismo se observaron fallas importantes en estructuras de puentes, siendo éstas más notorias en las columnas. Así, se puede comentar que columnas de concreto reforzado fallaron prematuramente por cortante; por ejemplo, el viaducto de Fukae y el puente de Hanshin colapsaron por este tipo de falla como se muestra en la figura 3.12. Las columnas sufrieron grandes grietas longitudinales y diagonales a 2.5 m sobre la cimentación de la columna, exactamente al término del primer tercio.



**Fig. 3.12 Falla prematura por cortante en columna**

Los estribos fueron insuficientes por lo que causaron una falla prematura por cortante en las columnas. Esta falla también ocasionó el colapso del Puente Hanshin.

También se observaron fallas en columnas de concreto del Viaducto Hanshim; la figura 3.13 muestra el colapso del puente y de la columna de concreto del cruce Tateishi en el puente Hanshin. Dichas columnas fallaron como si hubieran sido aplastadas verticalmente. Bajo una excitación fuerte, el aplastamiento de las placas se atribuyó a la fractura en la soldadura, la cual hizo que disminuyera la capacidad de carga, sísmica como gravitacional.



**Fig. 3.13 Colapso de columna de concreto del viaducto Hashin**

De igual manera se observaron daños en dispositivos tendientes a restringir el movimiento relativo de los tableros de la superestructura ante eventuales movimientos sísmicos. Por ejemplo, en la figura 3.14 se muestra la falla de un dispositivo de prevención y de un cable restringidor. Estos elementos fueron diseñados, usando fuerzas de diseño con 0.3 y 0.4 de coeficiente sísmico, las cuales se vieron superados por las de este evento sísmico.

### **3.1.6 Sismo de Kocaeli, 1999**

Este sismo fue de interplaca el cual tuvo una distancia entre el lugar de mayor destrucción y donde se originó de 100 km, la aceleración máxima del terreno fue de  $4.07 \text{ cm/s}^2$ , mientras la magnitud fue de  $7.4^\circ$  en la escala de Richter.

El puente Arifive de 4 tramos, simplemente apoyados, de concreto presforzado, con un ángulo de esviaje de  $65^\circ$ , sufrió graves daños que lo llevaron al colapso, tal como se muestra en la figura 3.15. La falla cruzó el puente entre dos apoyos con un ángulo de  $70^\circ$ . Cerca del puente Arifive se cayeron muchos otros de forma similar.



**Fig. 3.14 Falla de placa**



**Fig. 3.15 Colapso del puente Arifive**

### **3.1.7 Sismo de Chichi, 1999**

El sismo tuvo una aceleración máxima de terreno de  $4.9 \text{ cm/s}^2$ , una magnitud de 7.6 en la escala de Richter, la distancia que tenía entre el epicentro y la ciudad con mayores daños fue de 50 km y este sismo fue de subducción.

Gran número de puentes presentaron fallas, la mayoría a consecuencia de el desplazamiento de la falla de Che long Pu. Los daños más representativos se citan a continuación.

### **Puente Bej – Fong**

El puente estaba constituido con traveses tipo “T” en sus trece tramos de concreto presforzado, los cuales estaban simplemente apoyados en columnas de concreto reforzado y estribo en sus extremos.

Los daños fueron generados por una falla que cruzó el puente entre dos apoyos en un ángulo de  $42^\circ$ . Tres tramos se colapsaron en la parte sur del puente. Las columnas de apoyo fueron desplazadas lateralmente entre 3.5 m y 4 m como se ve en la figura 3.16.



**Fig. 3.16** Desplazamientos laterales en el puente

### **Puente Wu – Shi**

Este puente consistía de 17 tramos de concreto presforzado, simplemente apoyados sobre estribos y columnas de concreto reforzado cuyas dimensiones eran de 8.5 m x 3 m y 5 m x 2 m, respectivamente.

Los daños originados en este puente fueron ocasionados por una falla geológica que cruzó el puente entre dos apoyos, en un ángulo más o menos de  $40^\circ$ . Como resultado, la mayoría de los estribos en la parte sur del puente sufrieron grandes daños, como se muestra en la figura 3.17.



**Fig. 3.17 Daños en la parte sur del puente**

Algunos apoyos fallaron por cortante de este a oeste. La cimentación de tipo cajón sufrió falla por cortante como se muestra en la figura 3.18.



**Fig. 3.18 Falla por cortante en cimentación**

### 3.1.8 Sismo de Duzce, 1999

El sismo tuvo una magnitud de 7.2 grados en la escala de Richter, una aceleración máxima de terreno de  $1.03 \text{ m/s}^2$ , el sismo fue de interplaca y la distancia entre el epicentro y Duzce es de 100 km.

El puente que sufrió mayores daños fue el Estambul – Ankara, el cual era de 59 tramos, que consistían de 7 vigas “U” de concreto presforzado, simplemente apoyados, que en su mayoría era de 40 m de longitud y 10 tramos seguidos. Las traveses eran soportadas por columnas con alturas entre los 10 m y 40 m, la cimentación era a base de pilas.

El viaducto fue diseñado y construido con las recomendaciones de la AASHTO. Algunas cimentaciones de las columnas sufrieron hundimientos y deslizamientos. La mayoría de las cubiertas se movieron en las direcciones longitudinal y transversal. En muchos estribos las traveses se movieron de los topes sísmicos y bancos de apoyo como se ve en la figura 3.19; como consecuencia las cubiertas de concreto sufrieron grandes daños por cortante, provocando que algunas cayeran sobre sus soportes.



Fig. 3.19 Trabe fuera de soporte

### 3.1.9 Sismo de Bhuj, 2001

Este sismo, uno de los mayores en la historia de India (7.7 grados en la escala de Richter), fue de interplaca y ocurrió a una distancia de 70 km de Bhuj, con una aceleración de  $8 \text{ cm/s}^2$ .



Este sismo fue altamente destructivo, la zona de mayor afección fue la zona V, la cual se muestra en la figura 3.20

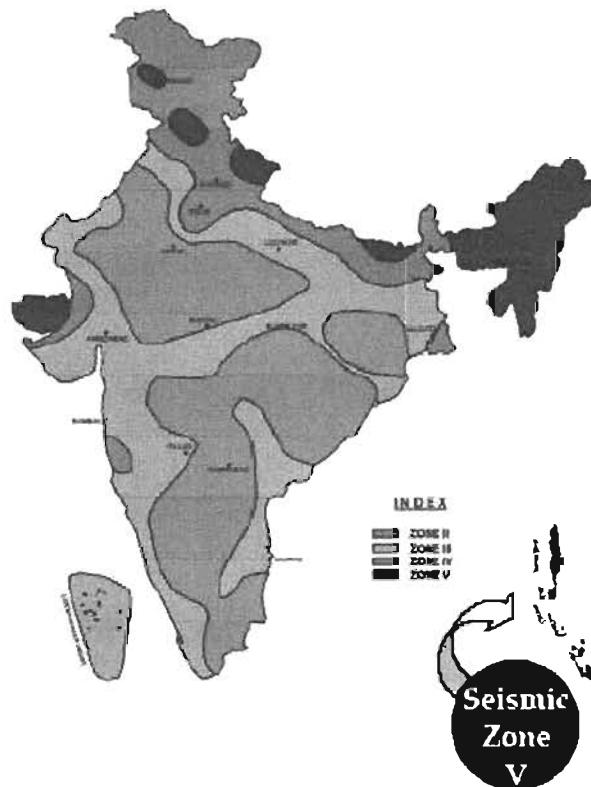


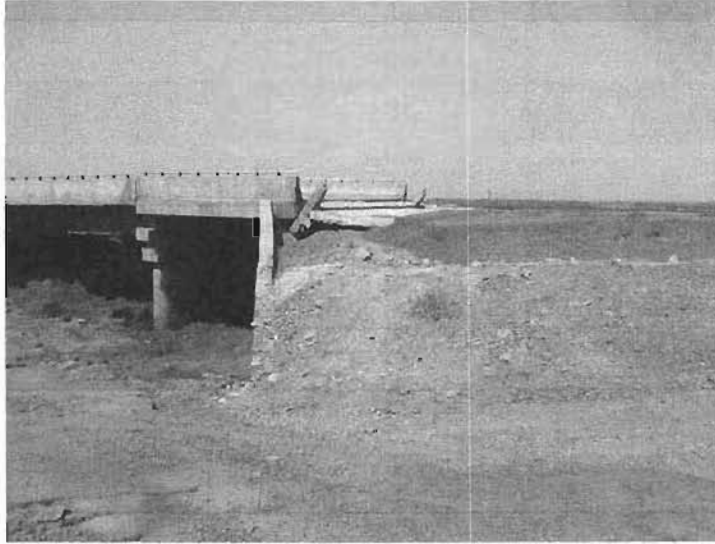
Fig. 3.20 Localización de las zonas sísmicas

A continuación se hablara brevemente de los daños más significativos en puentes.

### **Puente 89**

Es un puente de 4 tramos de concreto reforzado; estaba en construcción y fue severamente dañado.

Fuertes daños se observaron en un estribo junto con un muro de contención (figura 3.21). Esto puede ser atribuido a la licuación de suelos. La combinación de los movimientos sufridos por los estribos, dieron como resultado un desplazamiento de 0.46 m en la mayoría de ellos.



**Fig. 3.21 Daños en el estribo del puente**

### **Puente Surajbadi**

Los puentes Surajbad tienen una longitud de 1300 m aproximadamente.

Este puente en el momento del sismo se estaba terminando de construir por lo que los daños sufridos fueron los siguientes: el camino de acceso de terraplén y los estribos se deslizaron 0.70 m, se tuvo agrietamientos longitudinales en las rampas de acceso de terraplenes hasta de 1m, se observaron desplazamientos muy grandes en las bases de las columnas, indicando una licuación muy significativa (figura 3.22). El puente vehicular que ya estaba en operación tuvo 2 tipos dominantes de daños: inclinación significativa y/o desplazamiento lateral en las pilas; y aproximadamente 1m de compensación lateral en el estribo, como se muestra en la figura 3.23. (E.Q. Spectra Vol. 18, 2002).



**Fig. 3.22 Desplazamientos observados en base de columna**



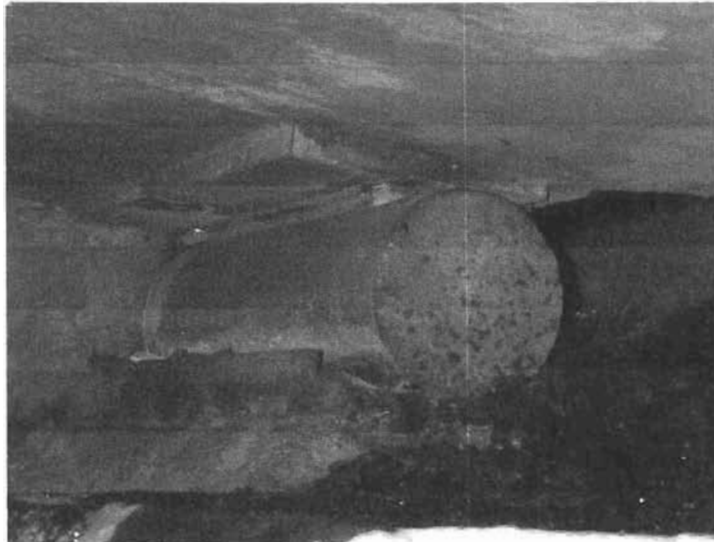
**Fig. 3.23 Desplazamientos observados en el puente**

### **3.1.10 Sismo de Nisqually, 2001**

Este sismo tuvo su mayor influencia en una zona ubicada a tan solo 17.5 km del epicentro, su aceleración fue muy pequeña, tan solo de  $1 \text{ cm/s}^2$ , con una magnitud de 6.8. El sismo fue de subducción.

La mayoría de los daños fueron observados en los puentes de concreto reforzado y presforzado. El daño en los componentes de acero representó el 30% del daño total.

Se observaron significativas licuaciones en 7 puentes, lo cual llevó a serios daños en estribos, como se observa en la figura 3.24.



**Fig. 3.24 Daños severos en estribos**

Los daños en elementos de concreto presforzado y reforzado únicamente fueron agrietamientos y desplomes de columnas, como se ve en la figura 3.25. En los puentes de acero hubo daños en las crujías y la fractura de los diafragmas y de estribos rígidos. También se presentaron elongaciones de cables restringidores y daño en juntas (Tyler Rana, 2001).



**Fig. 3.25 Grietas en columnas**

### 3.1.11 Sismo de México D.F, 1985

Este sismo, uno de los mayores que se ha registrado en nuestro país, tuvo una magnitud de 8.0, trayendo consigo una aceleración del terreno en el lugar del evento de  $2.94 \text{ cm/s}^2$  a una distancia epicentral de 300 km. El sismo fue de subducción.

En este sismo no se observó ningún tipo de daño en los puentes que se encontraban en las zonas más afectadas. En particular, en la ciudad de México se dañaron estructuras muy flexibles por lo que estructuras muy rígidas como los puentes, de aquellos años en las zonas más afectadas, no tuvieron ningún tipo de daño.

## 3.2 CLASIFICACIÓN DE DAÑO

Para el análisis de daños se vio la necesidad de hacer una clasificación de daños con base en las observaciones descritas, para así, hacer un mejor análisis del efecto de los temblores en puentes de concreto reforzado. La clasificación se estableció atendiendo al grado de daño, el cual puede ser desde daño nulo hasta colapso total de la estructura.

De esta manera se propusieron cinco niveles de daño los cuales se comentan a continuación:

1. **Nulo:** No presenta vestigio alguno de daño la estructura.
2. **Daño mínimo:** Daño poco visible.
3. **Daño moderado:** Daño estructural significativo pero reparable, no existe evidencia de colapso de ningún elemento.
4. **Daño severo:** Daño irreparable sin llegar al colapso; pueden estar en servicio y luego ser demolidos por su alto nivel de daño.
5. **Colapso:** Colapso de la superestructura y/o la subestructura.

## 3.3 ANÁLISIS DE DAÑOS

Para el análisis de daños se tomarán en cuenta dos aspectos básicos: las características sismológicas de cada evento sísmico y los daños observados.

Las características sismológicas permiten describir a grandes rasgos el tamaño del evento sísmico a partir de parámetros como son: la magnitud, distancia epicentral,

aceleración máxima del terreno y el tipo de sismo (subducción, interplaca, etc.); con base en la información recolectada se puede tener una visión más amplia sobre el poder destructivo de cada uno de los sismos revisados, en particular para los puentes urbanos de concreto reforzado, además de poder revisar y analizar los diferentes parámetros sismológicos que repercuten en el desempeño sísmico de ellos.

En la tabla 1 se correlacionan las características sismológicas de los eventos sísmicos recolectados con los daños producidos por los mismos. En las gráficas 3.1, 3.2 y 3.3 se muestran las posibles tendencias de comportamiento entre estos parámetros.

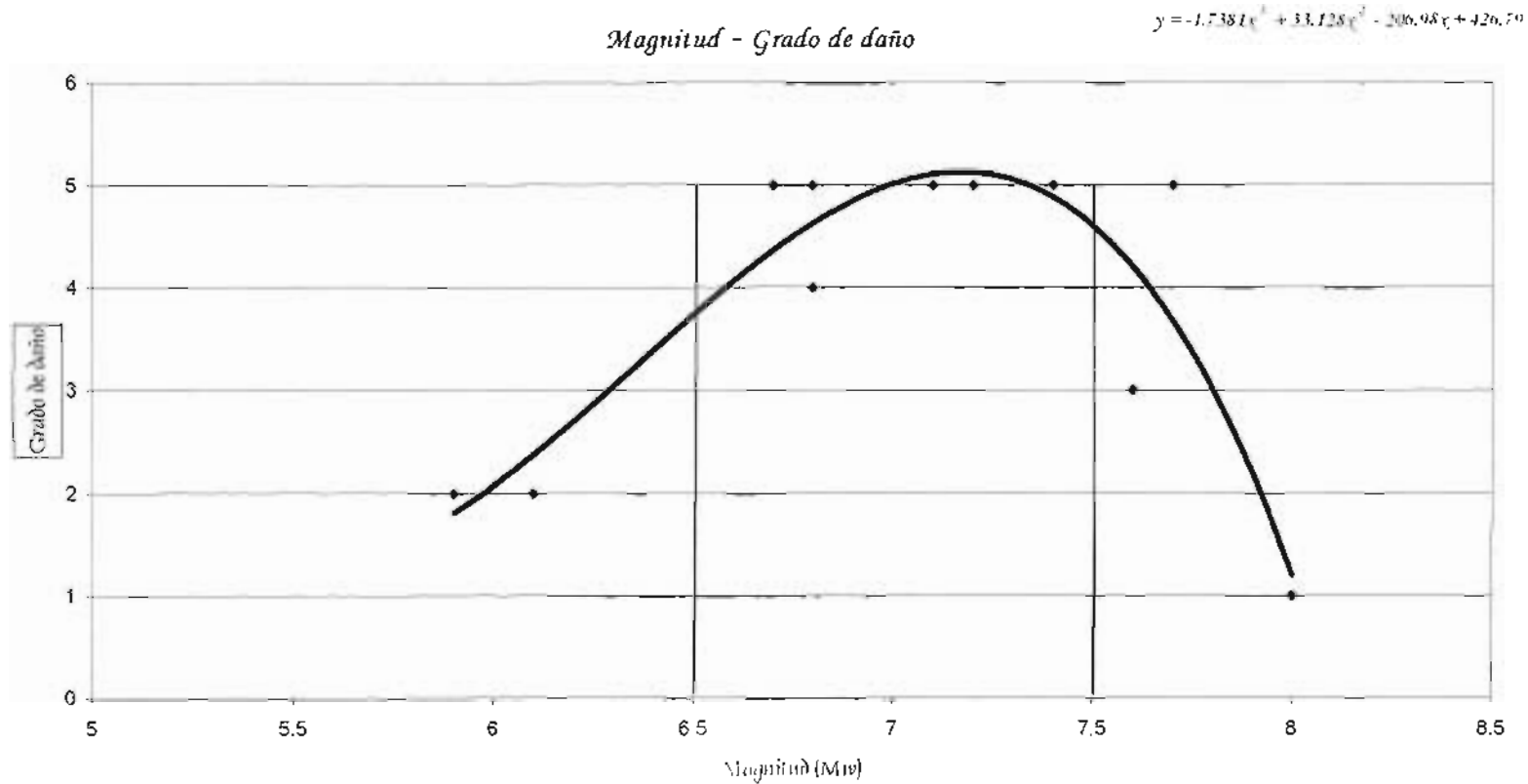
**Tabla 1: Características sismológicas de los sismos y el grado de daño producido**

Sismo	Magnitud	Distancia epicentral (km)	Aceleración máxima del terreno (cm/s <sup>2</sup> )	Tipo de sismo	Daños observados	Grado de daño
California, 1987	5.9	3 - 107	6.3	Subducción	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Grietas en columnas</li> <li>• Fractura del refuerzo</li> <li>• Pequeños desplazamientos en estribos</li> <li>• Colapso de estribos</li> <li>• Agrietamientos en traveses</li> <li>• Colapso de puentes</li> </ul>	2-5
Loma prieta, 1989	7.1	96	6.5	Subducción	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Colapso de las cubiertas</li> <li>• Fallas en columnas</li> <li>• Fallas en cimentaciones</li> </ul>	5
Erzincan, 1992	6.1	80 - 90	5	Subducción	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pequeños desplomes en algunas columnas</li> <li>• Agrietamiento en estribos</li> </ul>	2
Northridge 1994	6.7	32	1.8	Subducción	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Daños en estribos y juntas de expansión</li> <li>• Fuertes desplomes estructurales</li> <li>• Colapso total en columnas debido a la falla por cortante</li> </ul>	2-5

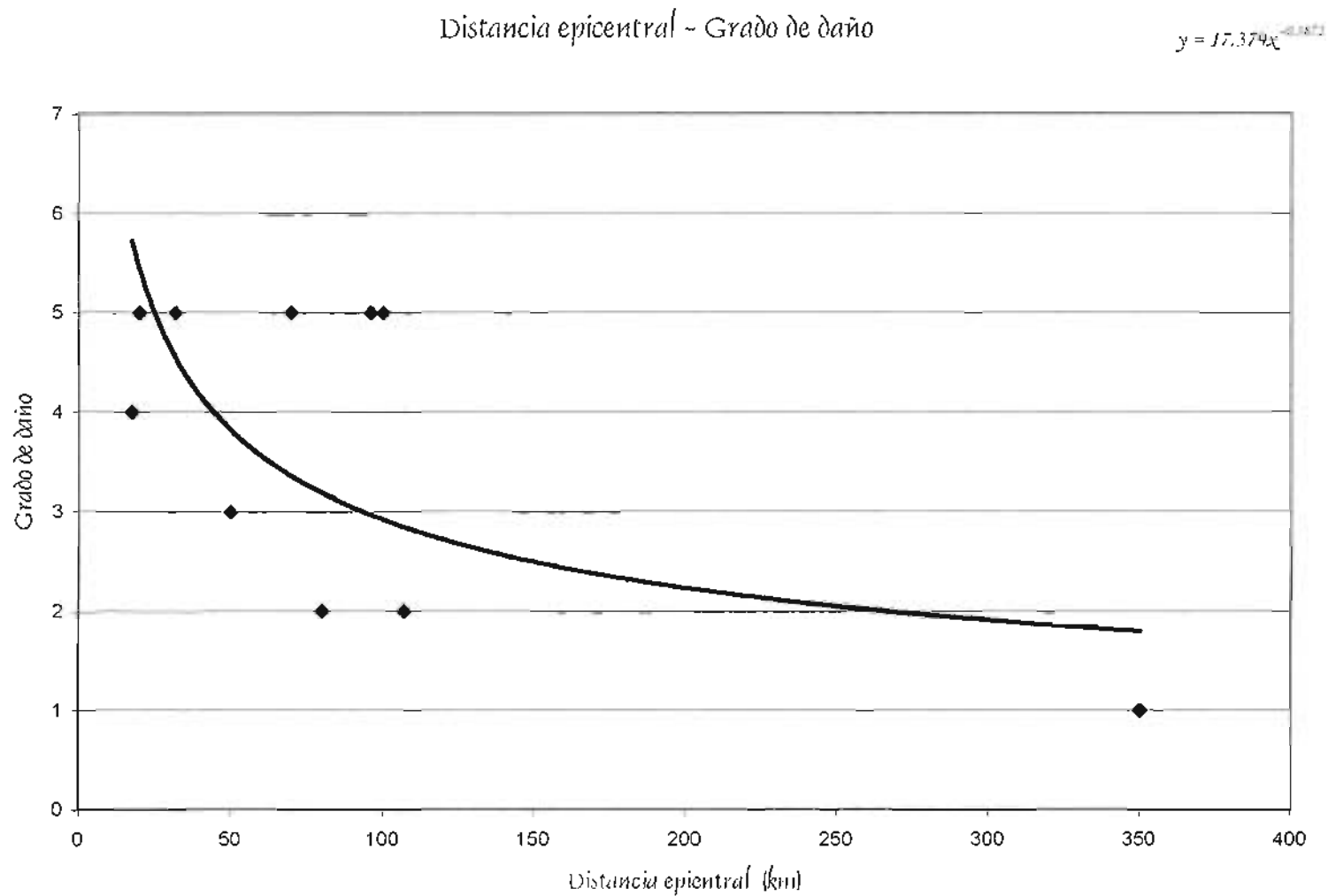
					<ul style="list-style-type: none"> <li>• Caída de traveses por pérdida de apoyo</li> <li>• Colapso parcial de algunos puentes</li> </ul>	
Kobe, 1995	6.8	20	8	Subducción	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Falla por cortante en columnas de concreto reforzado</li> <li>• Daños en tramos largos de puentes</li> <li>• Volteo de cimientos y subestructura</li> </ul>	5
Kocaeli, 1999	7.4	100	4.07	Interplaca	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Colapso de algunos tramos de puentes</li> <li>• Colapso de pasos a desnivel</li> <li>• Colapso de la superestructura</li> </ul>	5
Chi chi, 1999	7.6	50	4.9	Subducción	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La mayoría de los estribos sufrieron daño por cortante</li> <li>• Agrietamiento en cimentaciones de concreto reforzado</li> </ul>	3
Duzce, 1999	7.2	100	1.03	Interplaca	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Volteo de cimentaciones</li> <li>• Colapso de cubiertas</li> <li>• Daño en disipadores de energía</li> </ul>	5
Bhuj, 2001	7.7	70	8	Interplaca	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Daños severos en estribos y muros de contención</li> <li>• Falla en pilas; rotación plástica en su base</li> </ul>	5



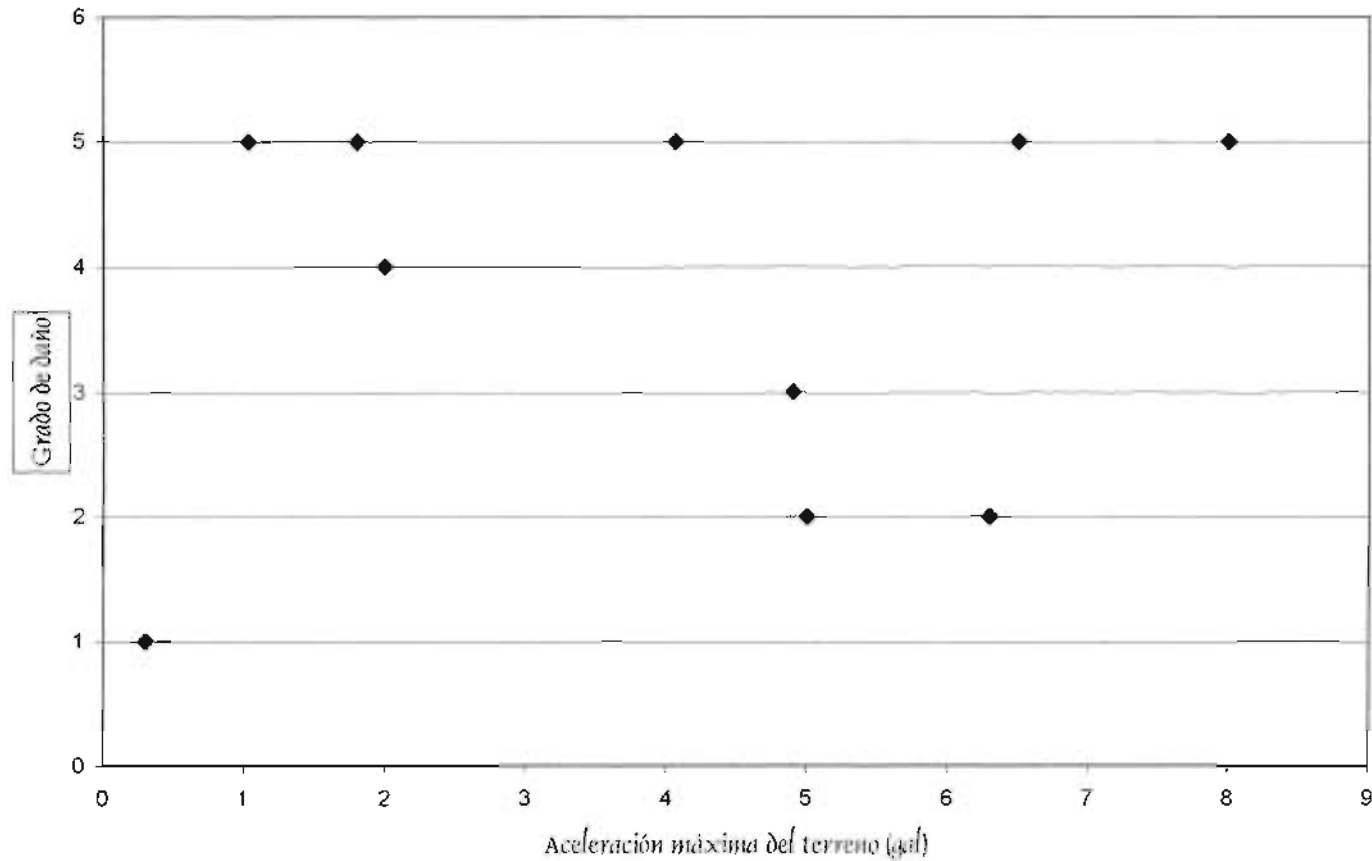
					<ul style="list-style-type: none"> <li>• Los caminos de acceso (terraplenes) colapsaron al tener grietas de 1m de ancho</li> </ul>	
Nisqually, 2001	6.8	17.5	1		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Daños en marcos y fractura de diafragmas rígidos</li> <li>• Elongaciones grandes en juntas, junto con daños severos en las mismas</li> </ul>	4
México	8	300	2.94	Subducción.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• No se observaron daños en puentes de la ciudad de México</li> </ul>	1



**Gráfica 3.1 Gráfica de evaluación del daño atendiéndolo a la magnitud**



**Gráfica 3.2 Gráfica de evaluación del daño atendiendo a la distancia epicentral**

*Aceleración del terreno - Grado de daño***Gráfica 3.3 Gráfica de evaluación del daño atendiendo a la aceleración máxima del terreno**

### 3.3.1 Análisis numérico

Con base en la información recolectada se trató de deducir algunas expresiones que relacionaran los parámetros sismológicos con el grado de daño observado. Sin embargo no en todos los casos se pueden percibir tendencias claras de comportamiento, como más adelante se comentará. Solamente se puede obtener una expresión empírica, cuando se trata de relacionar la distancia epicentral con el daño.

La expresión obtenida a este respecto, se dedujo a partir del análisis de regresión numérica con apoyo del paquete de cómputo Excel. A continuación se describe dicha expresión con su respectivo coeficiente de variación, este valor se utilizó para medir la variación que existe entre los resultados analíticos respecto a los observados, de tal forma, que si dicho coeficiente es cercano a cero, entonces indica que hay buena correlación entre estos valores; el caso contrario ocurre cuando este coeficiente es cercano a uno. La ecuación para evaluar el coeficiente de variación (Cv) está dada por:

$$Cv = \frac{Sx}{\bar{x}} \quad (3.1)$$

Donde:

$Sx$  = Desviación estandar

$\bar{x}$  = Media

**TABLA 3.2 RESUMEN DE SISMOS ANALIZADOS**

<b>SISMO</b>	<b>GRADO DE DAÑO</b>	<b>MAGNITUD</b>	<b>DISTANCIA EPICENTRAL</b>	<b>ACELERACIÓN MÁXIMA cm/s<sup>2</sup></b>
Kobe	5	6.8	20	8
Bhuj	5	7.7	70	8
Kocaeli	5	7.4	100	4.07
California	2	5.9	107	6.3
Duzce	5	7.2	100	1.03
Erzincan	2	6.1	80	5
Chi chi	3	7.6	50	4.9
Loma prieta	5	7.1	96	6.5
Northridge	5	6.7	32	1.8
Nisqually	4	6.8	17.5	1
México	1	8	300	0.3

A continuación se presentan los datos obtenidos de las gráficas y el análisis numérico derivado de los datos de los sismos.

**a) Magnitud – Grado de daño**

$$GD = -1.7381M^3 + 33.128M^2 - 206.98M + 426.79$$

Donde:

GD = Grado de daño

M = Magnitud

$$CV = 0.0927$$

9.27 %

**b) Distancia epicentral – Grado de daño**

$$GD = 17.379 D^{-0.387}$$

Donde:

GD = Grado de daño

M = Distancia epicentral

$$CV = 0.983$$

98.3 %

**c) Aceleración del terreno – Grado de daño**

En esta gráfica no se pudo encontrar ninguna ecuación debido a que no se encontró ningún tipo de relación entre los puntos que se tenían de los datos de los sismos. Sin embargo gracias a la media y desviación estándar que arrojaron los datos si se pudo encontrar un coeficiente de variación para este tipo de dispersión.

$$CV = 0.918$$

91.8 %

### 3.3.2 Análisis de las gráficas obtenidas

Con las gráficas obtenidas se pudo establecer una posible expresión empírica para hacer una estimación del grado de daño; aunque, hay que estar conciente que esto se debe usar con cierta reserva, al tener en cuenta que hace falta mayor información que de lugar a un análisis más detallado, en el cual se pueden incorporar más variables, tales como: estructuración del puente, periodo de vibración del sitio, fuente sísmica, armado y detallado del refuerzo, periodo de vibración de la estructura etc.

#### Gráfica Magnitud – Grado de daño (M-G.D.)

La gráfica obtenida al respecto muestra que la magnitud no resulta ser un parámetro adecuado para evaluar el nivel de daño que le puede provocar a los puentes urbanos. De esta forma, se aprecia que tanto para magnitudes relativamente pequeñas ( $M_w = 6.0$ ) como para magnitudes mayores ( $M_w = 8.0$ ), los puentes pueden tener un daño limitado; mientras que para magnitudes inferiores a 8.0 se pueden tener daños considerables. Por lo tanto, se muestra que la magnitud no es un buen parámetro para medir el efecto del grado de daño en una estructura.

#### Gráfica Distancia epicentral – Grado de daño (D-G.D.)

En esta gráfica se puede apreciar que la distancia epicentral podría ser un buen parámetro para predecir el grado de daño que se puede presentar en los puentes urbanos, ya que es evidente que entre mayor sea la distancia que exista entre el epicentro y el sitio afectado es menor el daño por ejemplo, Michoacán 198; sin embargo se tienen distancias epicentrales cortas con grados de daño apreciables (por ejemplo Kocaeli 1999 y Loma Prieta 1989. Sin la expresión derivada da una buena estimación cualitativa del daño que se puede considerar hasta cierto punto aceptable, ya que se ha observado que los puentes al ser estructuras poco flexibles sufren daños considerables ante sismos de alto contenido de frecuencias como son aquellos que tienen distancias epicentrales cortas, todo esto aunado a las características del sitio en que se pretende hacer el cálculo o estudio. Dicha ecuación es:

$$G.D = 17.39 D^{-0.39} \quad (3.2)$$

Donde:

G.D es Grado de daño

D es Distancia epicentral en km

El coeficiente de variación de la ecuación 3.2 es 0.43



Distancia epicentral Km	G.D. teórico	G.D. observado
107.00	2.81	2.00
96.00	2.93	5.00
80.00	3.15	2.00
32.00	4.50	5.00
20.00	5.41	5.00
100.00	2.89	5.00
50.00	3.78	3.00
100.00	2.89	5.00
70.00	3.32	5.00
17.50	5.68	4.00
300.00	1.88	1.00

$$\begin{aligned} x &= 1.080 \\ S_x &= 0.469 \end{aligned}$$

$$C_v = \frac{0.469}{1.080} = 0.434$$

### Gráfica aceleración de terreno – Grado de daño (A-G.D.)

Cabe destacar la nula tendencia de esta grafica por lo que no fue posible establecer una relación directa entre el grado de daño y la aceleración máxima del terreno.

# *CAPÍTULO*

---

# *4*

# *ANÁLISIS PLÁSTICO SIMPLIFICADO DE COLUMNAS DE PUENTES*

---

## *4.1 GENERALIDADES*

Con el propósito de analizar algunos casos particulares y para dar respuesta del por qué de la falla de columnas de algunos puentes, durante eventos sísmicos fuertes, se revisaron los aspectos básicos del análisis plástico para evaluar la capacidad de deformación lateral de puentes.

Se analizaron las columnas que fueron dañadas durante los sismos de Kobe y Northridge, para llevar a cabo lo anterior, se evaluaron los periodos de vibración de las estructuras de manera simple, en la cual se obtienen las masas de los elementos y en ello su rigidez para poder encontrar su periodo de vibración con el método simplificado para columnas, y de manera elaborada a través de un modelo tridimensional desarrollado en el programa SAP 2000 teniendo en cuenta las cargas tanto muertas como vivas y sísmicas que se indican en el ASSHTO, posteriormente con los espectros de respuesta de los sitios donde ocurrieron los sismos se obtuvieron las aceleraciones correspondientes a cada puente, así como su momento demandado, el cual se comparó con el momento resistente (evaluado a partir de un diagrama momento-curvatura) para de esta forma obtener conclusiones al respecto.

A continuación se explicarán brevemente las teorías en las que se basó el análisis plástico.

## *4.2 DEMANDAS SÍSMICAS*

Cuando en un sismo una estructura se sujeta a movimientos del terreno ésta responde en forma vibratoria. Cuando la estructura se comporta elásticamente, la aceleración

## Capítulo 4: Análisis plástico simplificado de columnas de puentes

máxima depende del periodo natural de vibración de la estructura y del amortiguamiento presente.

La aceleración máxima de la respuesta se grafica como función del periodo natural de vibración de la estructura y la magnitud del amortiguamiento, el cual se expresa como un porcentaje del amortiguamiento viscoso crítico. Es evidente que en un intervalo de periodos, dicha respuesta de la estructura puede ser varias veces mayor que la aceleración del terreno. La aceleración máxima de respuesta de estructuras con periodos pequeños se aproxima a la máxima del terreno. La aceleración máxima de estructuras con periodos grandes puede experimentar poco más que la del terreno y con periodos mayores un poco menos que la aceleración del terreno (Park, 1991)

La carga sísmica de diseño que recomiendan la mayoría de los códigos tiene la forma de carga lateral estática. Normalmente, se aplica carga lateral estática equivalente para estructuras de plantas múltiples con una distribución que normalmente se conoce como lineal, imponiendo la mayor carga en la parte superior, simulando el perfil de deflexiones del primer modo de vibración de la figura 4.1. En estos códigos se utilizan cargas de diseño estáticas para determinar la resistencia de estructuras necesaria para soportar cargas como las de los sismos, sin olvidar que de la misma manera se tienen métodos dinámicos para diseñar las estructuras. Se ha visto que las cargas teóricas son muy parecidas a las reales, y se ha observado que las estructuras se comportan muy bien ante estas cargas, lo cual ha sido atribuido a la característica de las estructuras dúctiles de disipar energía mediante deformaciones inelásticas, por lo cual la ductilidad de los elementos puede ser el factor más importante a considerar.

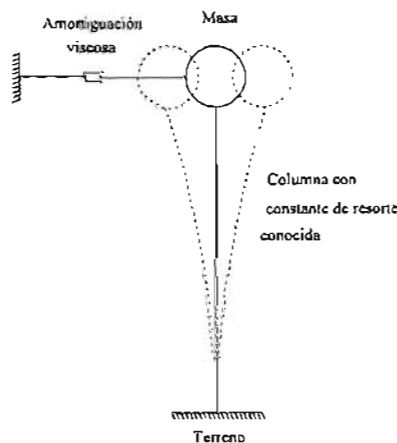
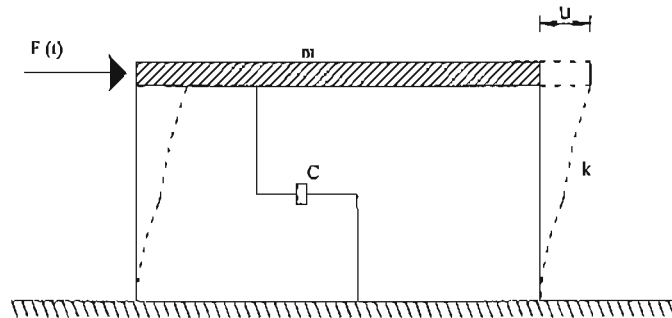


Fig. 4.1 Oscilador de un grado de libertad

#### 4.2.1 Sistema de un grado de libertad

Para determinar la respuesta de la estructura a partir de la historia de desplazamientos, es necesario resolver la ecuación de movimiento del sistema. La figura 4.2 muestra la representación de un sistema de un grado de libertad.



**Fig. 4.2 Sistema de un solo grado de libertad**

En la figura,  $F(t)$  es una fuerza que varía en el tiempo,  $k$  es la constante total del resorte de los elementos resistentes,  $c$  es el coeficiente de amortiguamiento y  $u$  es el desplazamiento.

La ecuación de equilibrio dinámico está dada por:

$$F_i + F_D + F_S = F(t) \quad 4.1$$

donde la fuerza de inercia:

$$F_i = m\ddot{u} \quad 4.2$$

la fuerza de amortiguamiento:

$$F_D = c\dot{u} \quad 4.3$$

la fuerza elástica:

$$F_S = ku \quad 4.4$$

Por lo que al sustituir 4.2, 4.3 y 4.4 en 4.1 se obtiene:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F(t) \quad 4.5$$

Para el caso de la excitación sísmica, la carga externa se representa a través del movimiento aplicado al nivel del suelo,  $u_g(t)$ , o sea que la aceleración total de la masa  $m$  es:

$$\ddot{u}_t = \ddot{u} + \ddot{u}_g \quad 4.6$$

de ahí:

$$F_i = m\ddot{u}_t = m\ddot{u} + m\ddot{u}_g \quad 4.7$$

## Capítulo 4: Análisis plástico simplificado de columnas de puentes

y

$$F(t) = F_i + F_D + F_S \quad 4.8$$

Entonces:

$$m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + ku = 0 \quad 4.9$$

Se puede verificar que una solución de la forma  $u = A \sin \omega t$  ó  $u = B \cos \omega t$  no satisface la ecuación. Sin embargo, la función exponencial  $u = Ce^{pt}$  si la satisface. La aplicación de esta ecuación en 4.9 da

$$mCp^2 e^{pt} + cCp e^{pt} + kC e^{pt} = 0 \quad 4.10$$

después de eliminar los factores comunes, se reduce a una ecuación llamada “ecuación característica” del sistema, a saber

$$mp^2 + cp + k = 0 \quad 4.11$$

las raíces de esta ecuación son:

$$\frac{p_1}{p_2} = -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}} \quad 4.12$$

Por lo tanto, la solución general de la ecuación 4.9 viene dada por la superposición de las dos soluciones posibles:

$$u(t) = C_1 e^{p_1 t} + C_2 e^{p_2 t} \quad 4.12 a$$

Se pueden dar tres casos en los que el contenido del radical sea cero, sea un número positivo y uno en que sea negativo (Paz, 1991).

Cuado el valor del coeficiente de amortiguamiento es menor que el valor crítico las raíces son conjugadas complejas por lo que:

$$\frac{p_1}{p_2} = -\frac{c}{2m} \pm i \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}} \quad 4.13$$

Donde:

$k$  es la rigidez lateral del sistema

$m$  es la masa del sistema

$i = \sqrt{-1}$  es la unidad imaginaria.

## Capítulo 4: Análisis plástico simplificado de columnas de puentes

En este caso es conveniente usar las ecuaciones de Euler, que relacionan funciones exponenciales y trigonométricas.

$$e^{ix} = \cos x + i \operatorname{sen} x \quad 4.14$$

$$e^{-ix} = \cos x - i \operatorname{sen} x$$

la aplicación de las raíces  $p_1$  y  $p_2$  de la ecuación 4.13 en la ecuación 4.12a y el uso de la ecuación 4.14, nos dan la forma siguiente, conveniente para expresar el movimiento de un sistema subamortiguado:

$$u(t) = e^{-(c/2m)t} (A \cos \omega_D t + B \operatorname{sen} \omega_D t) \quad 4.15$$

donde  $A$  y  $B$  son constantes de integración redefinidas y  $\omega_D$  es la frecuencia del sistema con amortiguación, que esta dada por:

$$\omega_D = \sqrt{\frac{k}{m} - \left(\frac{c}{2m}\right)^2} \quad 4.16$$

$$\omega_D = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \quad 4.17$$

Este último resultado se obtiene después de sustituir en la ecuación 4.16 la expresión de la frecuencia natural sin amortiguamiento.

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \frac{\operatorname{rad}}{\operatorname{s}} \quad \dots 4.18$$

Y definiendo la razón de amortiguamiento:

$$\xi = c / c_{cr} \quad 4.19$$

Donde:

$c$  es el coeficiente de amortiguación del sistema

$c_{cr}$  es el coeficiente de amortiguación crítico

Finalmente, cuando se introducen las condiciones iniciales de desplazamientos y de velocidad,  $u(0)$  y  $\dot{u}(0)$ , las constantes de integración pueden ser calculadas y sustituidas en la ecuación 4.15, dando:

$$y(t) = e^{-\xi\omega t} \left( \frac{\dot{u}_0 + \xi\omega u_0}{\omega_D} \text{sen } \omega_D t + u_0 \cos \omega_D t \right) \quad 4.20$$

### 4.2.2 Cálculo de la respuesta sísmica

Para el caso de resolver la ecuación de movimiento para una excitación cualquiera, como la del terreno, se recurre a métodos numéricos que simplifiquen la solución de dicha ecuación, dentro de éstos métodos esta el de Newmark, el cual, puede ser considerado como una generalización del método de aceleraciones lineal. Este método utiliza un parámetro convencionalmente designado por  $\beta$ . El método, en la forma original propuesta por Newmark (1976), contiene, a demás de  $\beta$ , un segundo parámetro  $\gamma$ , estos parámetros remplazan los coeficientes numéricos  $1/2$  y  $1/6$  de los términos que contienen la aceleración incremental  $\Delta\ddot{y}$  en las siguientes ecuaciones:

$$\Delta\dot{u}_i = \ddot{u}_i \Delta t + 1/2 \Delta\ddot{u}_i \Delta t^2 \quad 4.21$$

$$\Delta u_i = \dot{u}_i \Delta t + 1/2 \ddot{u}_i \Delta t^2 + 1/6 \Delta\ddot{u}_i \Delta t^3 \quad 4.22$$

Las cuales calculan el incremento de velocidad y el incremento de desplazamientos correspondiente a un intervalo  $\Delta t$  (Paz, 1991).

De esta manera, remplazando por  $\gamma$  el coeficiente  $1/2$  de  $\Delta\ddot{u}_i$  en la ecuación 4.21, y por  $\beta$  el coeficiente  $1/6$  de  $\Delta\ddot{u}_i$  en la ecuación 4.22, se obtiene:

$$\Delta\dot{u}_i = \ddot{u}_i \Delta t + \gamma \Delta\ddot{u}_i \Delta t^2 \quad 4.23$$

y

$$\Delta u_i = \dot{u}_i \Delta t + 1/2 \ddot{u}_i \Delta t^2 + \beta \Delta\ddot{u}_i \Delta t^3 \quad 4.24$$

En la práctica se ha descubierto que para valores de  $\gamma$  diferentes de  $1/2$ , el método introduce amortiguación en el sistema. Por esta razón este parámetro se fija generalmente como  $\gamma = 1/2$ .

Si de la ecuación 4.24 despejamos  $\Delta\ddot{u}_i$ , obtenemos:

$$\Delta\ddot{u}_i = \frac{1}{\beta \Delta t^3} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i \quad 4.25$$

y la aplicación de esta ecuación en la ecuación 4.23 da:

## Capítulo 4: Análisis plástico simplificado de columnas de puentes

$$\Delta \dot{u}_i = \frac{1}{2\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{1}{2\beta} \dot{u}_i + \left(1 - \frac{1}{4\beta}\right) \Delta t \ddot{u}_i \quad 4.26$$

La aplicación de las ecuaciones 4.25 y 4.26 en la ecuación incremental del movimiento da:

$$M\Delta \ddot{u}_i + C_i \Delta \dot{u}_i + K_i \Delta u_i = \Delta F_i \quad 4.27$$

Resulta en una ecuación para calcular los desplazamientos incrementales  $\Delta y_i$  a saber

$$\bar{K}_i \Delta u_i = \Delta \bar{F}_i \quad 4.28$$

En la cual la rigidez efectiva  $K_i$  y la fuerza incremental efectiva  $\Delta F_i$ , están dadas respectivamente por:

$$\bar{K}_i = K_i + \frac{M}{\beta \Delta t^2} + \frac{C_i}{2\beta \Delta t} \quad 4.29$$

$$\Delta \bar{F}_i = \Delta F_i + \frac{M}{\beta \Delta t} \dot{u}_i + \frac{C_i}{2\beta} \dot{u}_i + \frac{M}{2\beta} u_i - \left(1 - \frac{1}{4\beta}\right) \ddot{u}_i \quad 4.30$$

En estas ecuaciones  $C_i$  y  $K_i$  son, respectivamente, las matrices de amortiguamiento y de rigidez, calculadas en el instante  $t_i$  a la iniciación del incremento de tiempo  $\Delta t = t_{i+1} - t_i$ .

Para  $\beta = 1/6$  el método es exactamente igual al método de aceleración lineal y solamente es condicionalmente estable. Para  $\beta = 1/4$  el método es equivalente a suponer que la velocidad varía linealmente durante el incremento de tiempo, lo que requiere que la aceleración media se mantenga constante en cada incremento de tiempo. En este último caso ( $\beta = 1/4$ ) el método Beta de Newmark es incondicionalmente estable y en general da resultados de exactitud satisfactoria.

Como ya se mencionó anteriormente este no es el único método de solución, pero si es uno de los más socorridos; se explicó como manera de introducción hacia el objetivo que es revisar las columnas de puentes como sistemas de un grado de libertad.



### 4.2.3 Espectro de respuesta

Para simplificar el cálculo de la respuesta sísmica de estructuras, y evitar resolver constantemente la ecuación de movimiento, como se comentó anteriormente, se recurre a la construcción de espectros de respuesta.

El espectro de respuesta para una componente  $U_g(t)$  puede desarrollarse siguiendo los siguientes pasos:

1. Se establece un intervalo de muestreo.
2. Se selecciona un periodo natural  $T_n$  y una fracción de amortiguamiento  $\xi$  del Sistema de un grado de libertad.
3. Se procesa por medio de métodos numéricos (método de las ocho constantes, integral de Duhamel, entre otros.) la información, y se obtiene la respuesta de desplazamiento  $y(t)$  debido a una aceleración  $y_g(t)$ .
4. Se determina  $u_0$ , y el valor máximo de  $u(t)$ .
5. Las ordenadas espectrales son:

$$D=y \quad S_v=\frac{2\pi}{T_n} D \quad \text{y} \quad S_a=\left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D$$

6. Se repiten los pasos 2 al 5 para un intervalo de valores  $T_n$  y  $\xi$  abarcando los sistemas posibles de interés.
7. Se representan los resultados de los pasos 2 al 6 gráficamente para producir espectros como el de la figura 4.3

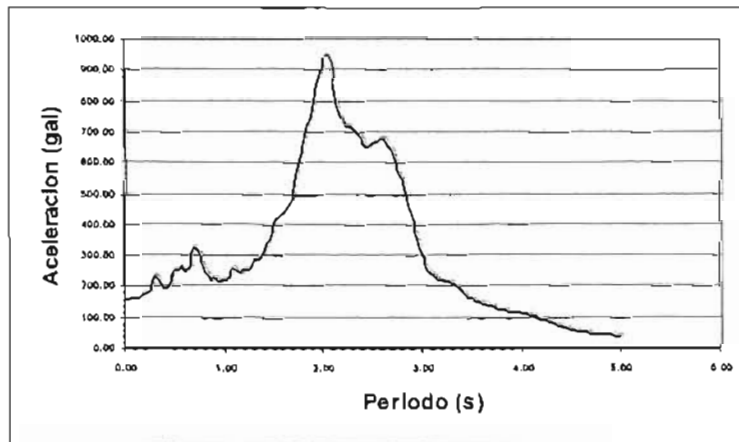


Fig.4.3 Espectro de respuesta del sismo SCT 1985

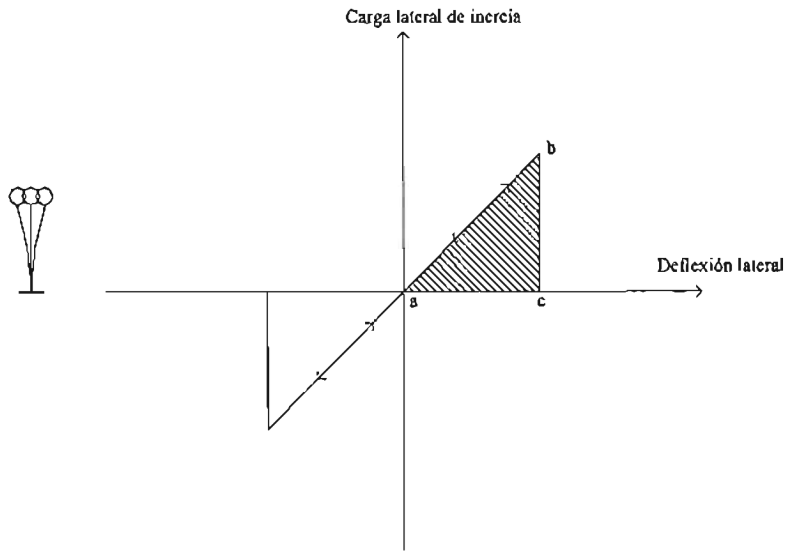
### **4.3 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN Y RESISTENCIA DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO**

#### **4.3.1 Capacidad de deformación**

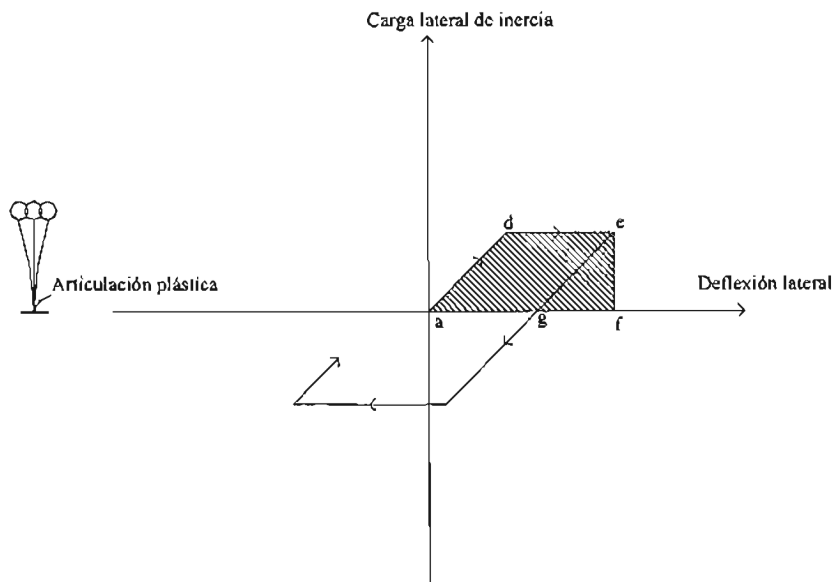
En el diseño por sismo, una consideración importante, es la necesidad de tener estructuras capaces de deformarse de manera dúctil cuando se sujeta a varios ciclos de carga lateral que la hacen penetrar en el intervalo inelástico.

Para entender el comportamiento no lineal en la respuesta de una estructura sometida a movimientos de sismos intensos, considérese un oscilador de un grado de libertad, tal oscilador, que responde elásticamente, tendrá una relación de carga – deflexión como la representada en la figura 4.4, donde el punto “b” es la respuesta máxima. El área “abc” bajo la curva representa la energía potencial almacenada en la deflexión máxima; y cuando la masa vuelve a la posición cero, la energía se convierte en energía cinética. Si el oscilador no es suficientemente fuerte para transmitir la carga de inercia de respuesta totalmente elástica, y desarrolla una articulación plástica con características elastoplásticas, la curva de carga - deflexión será como en la figura 4.5. Cuando se alcance la capacidad de articulación plástica, la respuesta de deflexión prosigue a lo largo de la línea “de” y el punto “e” representa la respuesta máxima. La energía potencial almacenada en la deflexión máxima en este caso queda representada por el área “adef”: nótese que la capacidad de articulación plástica ha limitado las fuerzas que actúan en la estructura. Cuando la masa regresa a la posición cero, la energía, convertida en energía cinética, queda representada por la pequeña área triangular “efg”, debido a que la energía que representa el área “edeg” se disipa por la articulación plástica transformada en calor y otras formas irrecuperables de energía.

En consecuencia, es evidente que en la estructura elástica, toda la energía almacenada se devuelve como energía de velocidad (cinética) en cada ciclo, en tanto que en la estructura elastoplástica sólo se devuelve parte de la energía. En consecuencia, no se requiere que la energía potencial almacenada en la estructura elastoplástica en cada ciclo sea tan grande como en la estructura elástica, y la deflexión máxima de la estructura elastoplástica no es necesariamente mucho mayor que el de la estructura elástica.



**Fig. 4.4 Respuesta elástica de osciladores a movimientos del terreno**



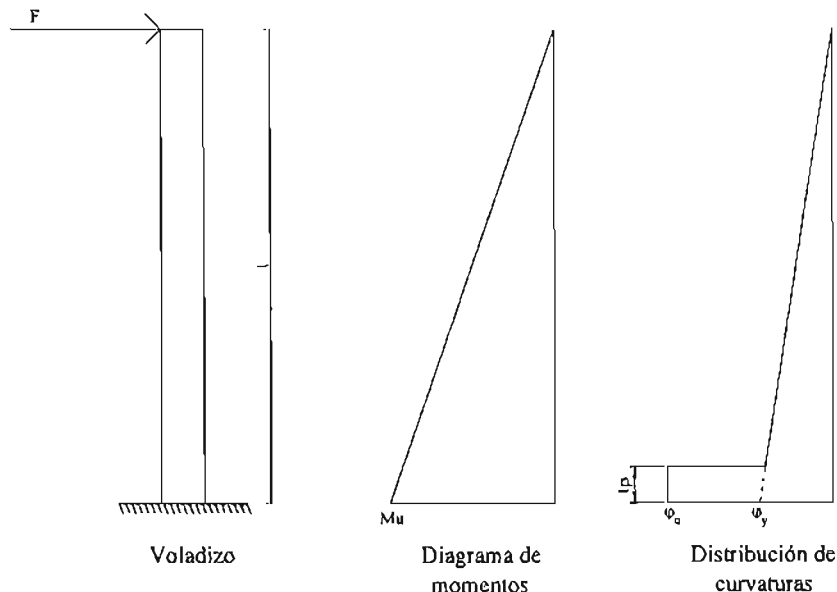
**Fig. 4.5 Respuesta elastoplástica de osciladores a movimientos del terreno**

### Requerimientos de ductilidad de curvatura

La ductilidad de las secciones de concreto reforzado se puede expresar mediante la relación  $\phi_u/\phi_y$  de ductilidad de curvatura, en que  $\phi_u$  es la curvatura en extremo del intervalo posterior al elástico y  $\phi_y$  es la curvatura en la primera fluencia. Esto supone que predominan las deformaciones a flexión. El factor disponible de ductilidad de curvatura es bastante grande en muchos casos, aunque es importante reconocer que hay

una diferencia significativa entre  $\Delta u/\Delta y$  (donde  $\Delta u$  es el desplazamiento inelástico último y  $\Delta y$  es el desplazamiento a la primer fluencia) de ductilidad de desplazamiento y el factor  $\varphi_u/\varphi_y$  de ductilidad de curvatura. Ello se debe a que una vez que se ha comenzado la cedencia en un marco, las deformaciones se concentran en las posiciones de la articulación plástica; en consecuencia, cuando un marco se deflexiona lateralmente en el intervalo inelástico la relación  $\varphi_u/\varphi_y$  requerida en una articulación plástica puede ser mayor que la razón  $\Delta u/\Delta y$ .

La relación entre ductilidad de curvatura y ductilidad de desplazamiento se puede ilustrar en un caso simple con referencia a la columna de voladizo con una carga lateral en el extremo (figura 4.6)



**Fig. 4.6 Columna en voladizo con carga lateral en el momento último**

Como se comentó anteriormente, la relación de ductilidad de desplazamiento está dada por:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta} \quad 4.31$$

Al relacionar los conceptos de desplazamiento lateral y de curvatura de una viga en cantiliver, estructura de concreto reforzado, la deflexión última se obtiene con la siguiente formula:

$$\Delta_u = \left( \frac{\varphi_y \lambda}{2} \cdot \frac{2 \lambda}{3} \right) + (\varphi_u - \varphi_y) l_p (\lambda - 0.5 l_p) \quad \dots\dots 4.32$$

donde  $\phi_u$  es la curvatura asociada al mayor momento que alcanza la estructura,  $\phi_y$  es la curvatura que tiene la estructura en la primera fluencia,  $l$  es la longitud de la columna y  $l_p$  es la longitud equivalente de la articulación plástica; la cual se obtiene de la siguiente manera:

$$l_p = 0.08L + 0.022 f_y db \geq 0.044 f_y db \quad 4.33$$

donde  $db$  es el diámetro de una barra del refuerzo longitudinal,  $L$  es la longitud del elemento y  $f_y$  es la resistencia del acero de refuerzo (Mpa).

### 4.3.2 Capacidad de resistencia, diagrama momento – curvatura

Para conocer la capacidad de deformación y de resistencia de elementos de concreto reforzado se recurre al concepto del diagrama de momento – curvatura.

#### Determinación del diagrama momento-curvatura

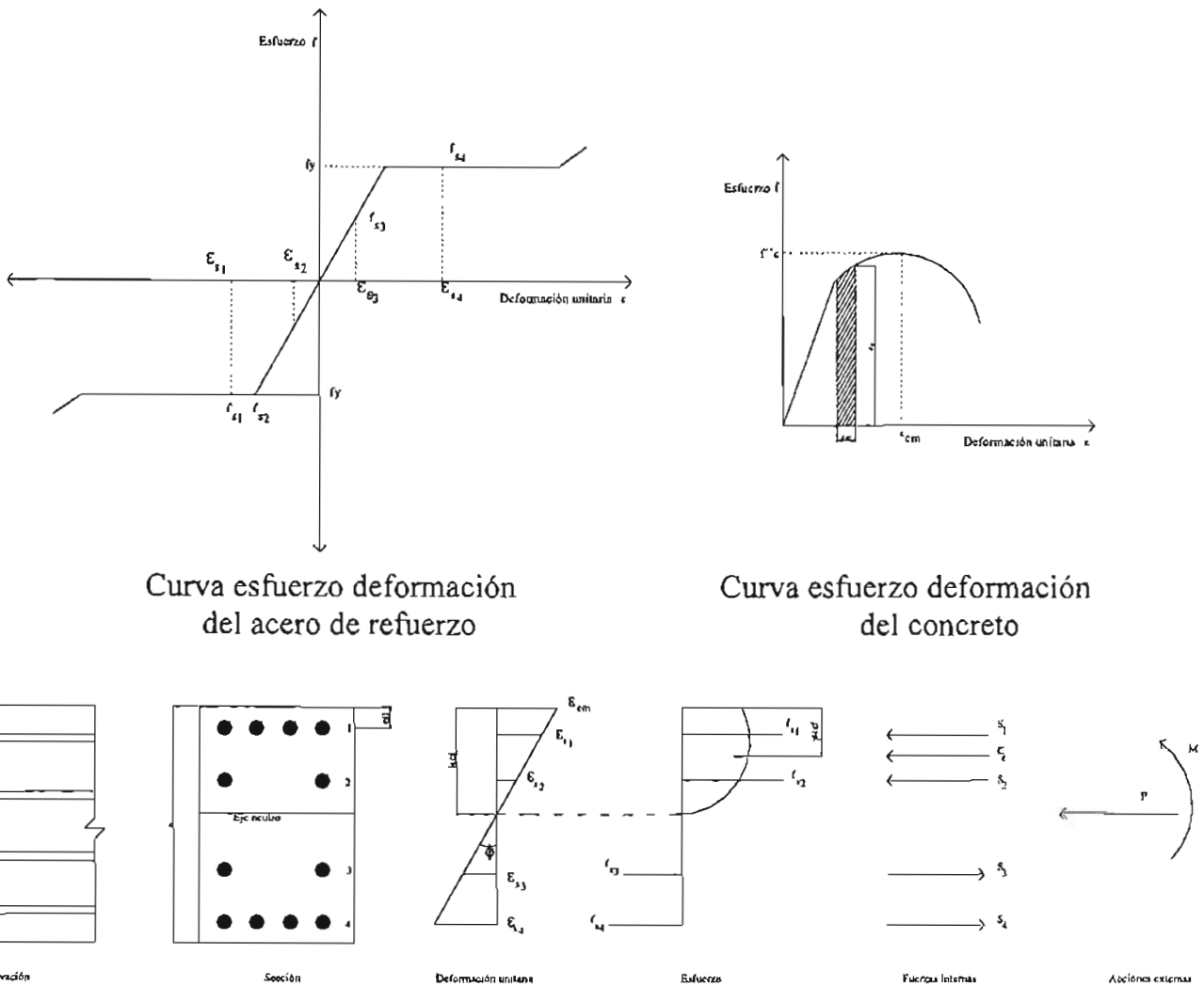
Es posible deducir curvas momento-curvatura para secciones de concreto reforzado sometidos a flexión y carga axial, con base a suposiciones semejantes a las utilizadas para la determinación de la resistencia a flexión. Se supone que las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de ésta y que se conocen las curvas esfuerzo-deformación para el concreto y el acero.

La figura 4.7 muestra una sección de concreto reforzado sometida a carga axial y flexión. Para determinada deformación del concreto en la fibra extrema de compresión  $\epsilon_{cm}$  y una profundidad  $kd$  del eje neutro, se pueden determinar las deformaciones del acero  $\epsilon_{s1}, \epsilon_{s2}, \epsilon_{s3}, \dots, \epsilon_{sn}$ .

Por triángulos semejantes del diagrama de deformaciones, se puede obtener la deformación  $\epsilon_{s1}$  del grupo de barras 1 a una profundidad  $d_1$ , dado por la siguiente ecuación:

$$\epsilon_{s1} = \epsilon_{cm} \frac{Kd - d_1}{Kd} \quad 4.34$$

Capítulo 4: Análisis plástico simplificado de columnas de puentes



Curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo

Curva esfuerzo deformación del concreto

Fig. 4.7 Carga en una sección de concreto y sus curvas

Ahora se pueden encontrar los esfuerzos  $f_{s1}$  y  $f_{sn}$  correspondientes a las deformaciones a partir de la curva esfuerzo-deformación para el acero. En seguida se pueden encontrar las fuerzas del acero  $S_{s1}$ ,  $S_{s2}$ ,  $S_{sn}$ , a partir de los esfuerzos del acero y las áreas del mismo. Por ejemplo, para el grupo de varillas 1, la ecuación de la fuerza es:

$$S_{s1} = f_{s1} A_{s1} \quad 4.35$$

Se puede encontrar la distribución del esfuerzo en el concreto en la parte comprimida de la sección de la figura 4.7 a partir del diagrama de deformaciones y de la curva esfuerzo-deformación para el concreto. Para cualquier deformación dada del concreto  $\epsilon_{cm}$  en la fibra extrema a compresión, se puede definir la fuerza de compresión del concreto  $C_c$  y su posición en términos de los parámetros  $\alpha$  y  $\gamma$ , en que actúa a la distancia  $\gamma kd$  de la fibra extrema a compresión.

## Capítulo 4: Análisis plástico simplificado de columnas de puentes

$$C_c = \alpha f'c b kd \quad 4.36$$

Se puede determinar  $\alpha$  del esfuerzo medio y  $\gamma$  del centroide para cualquier deformación  $\epsilon_{cm}$  en la fibra extrema a compresión para secciones rectangulares a partir de la relación esfuerzo-deformación como sigue:

$$\alpha = \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d \epsilon_c}{f'c \epsilon_{cm}} \quad 4.37$$

$$\gamma = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} \epsilon_c f_c d \epsilon_c}{\epsilon_{cm} \int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d \epsilon_c} \quad 4.38$$

En consecuencia, si se puede escribir el esfuerzo  $f_c$  en el concreto en términos de la deformación  $\epsilon_c$  usando las ecuaciones 4.36 a 4.38 se puede determinar la fuerza del concreto y su línea de acción.

La curvatura está dada por:

$$\phi = \frac{\epsilon_{cm}}{Kd} \quad 4.39$$

Se puede determinar la relación teórica momento-curvatura ( $M - \phi$ ) para un nivel dado de carga axial, incrementando la deformación del concreto en la fibra  $\epsilon_{cm}$  extrema a compresión. Para cada valor  $\epsilon_{cm}$  se encuentra la profundidad  $kd$  del eje neutro que satisface el equilibrio de las fuerzas ajustando  $kd$  hasta que las fuerzas internas calculadas utilizando las ecuaciones 4.34 a 4.37 satisfagan la 4.39. Desarrollando el cálculo para una diversidad de valores de  $\epsilon_{cm}$  se puede graficar el diagrama momento-curvatura, las cuales terminan de desarrollar una discontinuidad al llegar a un valor de  $\epsilon_{cm} = 0.004$ , ya que ésta es la deformación máxima que alcanza el concreto cuando pierde toda resistencia.

### 4.3.3 Modelo Constitutivo del concreto

Varios investigadores han propuesto relaciones esfuerzo – deformación para el concreto simple y confinado. Una de las más aceptadas es el modelo de Kent y Park en

1971, el cual fue desarrollado a partir de la evidencia experimental existente y combina muchas de las características de las propuestas anteriores a ellos. La figura 4.8 muestra la forma de ésta relación, en la cual, pueden identificarse tres regiones:

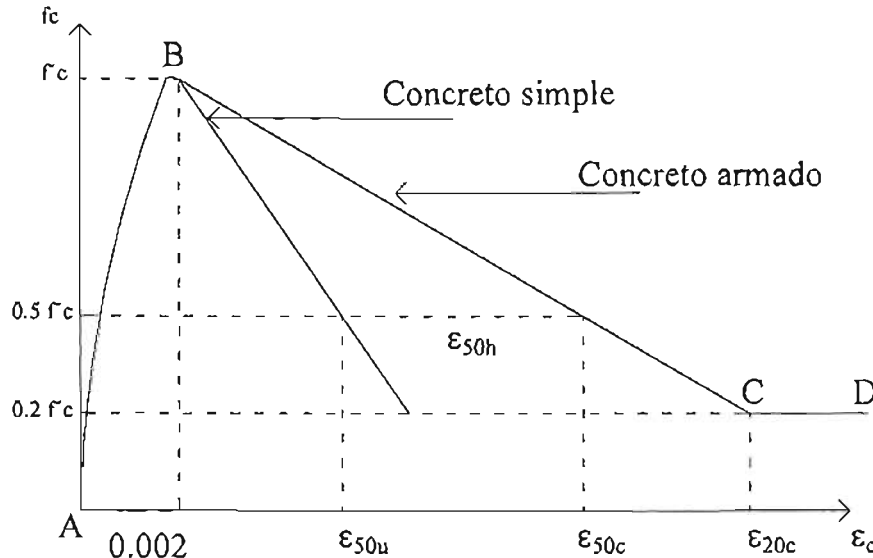


Fig. 4.8 Curva esfuerzo deformación de concreto armado de Kent y Park

- **Región AB** esta parte ascendente de la curva está representada por una parábola de segundo grado y supone que el acero de confinamiento no afecta el perfil esfuerzo – deformación. Se supone que el esfuerzo máximo que alcanza el concreto confinado es la resistencia  $f'_c$  del cilindro y las deformaciones son menores o iguales que 0.002, la curva se define mediante la siguiente ecuación:

$$f_c = f'_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{0.002} - \left( \frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right] \quad 4.40$$

donde

$f'_c$  y  $\varepsilon_c$  son el esfuerzo y la deformación del concreto a compresión, respectivamente.

El aumento en la resistencia  $f'_c$ , generalmente se desprecia, con excepción del caso de secciones de columnas circulares con refuerzo espiral, en el que el aumento podría llegar a ser significativo. Para este caso Park y Paulay (1994) proponen la siguiente relación:

$$f'_{cc} = f'_c + 250 \rho_s f_y \quad 4.41$$



## Capítulo 4: Análisis plástico simplificado de columnas de puentes

Donde  $f'_{cc}$  es el esfuerzo de compresión del concreto confinado,  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal y  $\rho_s$  es la relación del volumen del refuerzo transversal al volumen del núcleo de concreto.

- **Región BC** esta parte descendente de la curva está representada por una línea recta definida como:

$$f_c = f'_{cc} \{1 - Z (\epsilon_c - 0.002)\} \quad 4.42$$

$$Z = \frac{0.5}{\epsilon_{50u} + \epsilon_{50h} - 0.002} \quad 4.43$$

$$\epsilon_{50u} = \frac{3 + 0.002 f'_{cc}}{f'_{cc} - 1000} \quad 4.44$$

$$\epsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b''}{s_h}} \quad 4.45$$

donde,  $Z$  es el parámetro que define la pendiente de la rama descendente,  $\epsilon_{50u}$  es la deformación de compresión asociada a un esfuerzo igual a  $0.5f'_{cc}$ ,  $\epsilon_{50h}$  es la deformación que tiene en cuenta la ductilidad adicional proporcionada por los estribos,  $b''$  es el ancho del núcleo confinado medido desde el exterior de los aros y  $s_h$  es la separación entre estribos.

- **Region CD** esta zona considera la capacidad del concreto de soportar ciertos esfuerzos a deformaciones muy altas y se define como:

$$f_c = 0.2 f'_{cc} \quad 4.56$$

Normalmente, este tramo de la curva no se considera en el análisis dinámico (Kunnath,1992).

#### **4.4 CARGA MÓVIL EN PUENTES**

En todo análisis de puentes es importante considerar la magnitud de las cargas móviles, para ello se recurre a reglamentos que proporcionan dicha carga AASHTO (1996).

La carga viva en puentes se debe esencialmente a las fuerzas transmitidas por los vehículos que sobre ellos transitan. Su determinación depende del peso y características de los vehículos que pueden transitar sobre el puente, así como la distribución más desfavorable que se pueda esperar. Cuando la circulación se para pueden quedar llenos de vehículos muy pegados unos a otros, produciéndose una carga estática máxima. Cuando el tráfico fluye, el número de vehículos que transita es menor, pero la velocidad es mayor, lo que produce efectos dinámicos que incrementan las fuerzas internas en la estructura (Meli, 1998).

Para obviar la dificultad de tener que analizar combinaciones complejas, los códigos han determinado una carga equivalente, tanto para puentes largos como para cortos, con sus inconvenientes de cada tipo de ellos. A continuación se darán las reglas para aplicar dichas cargas estándar en los modelos de puentes.

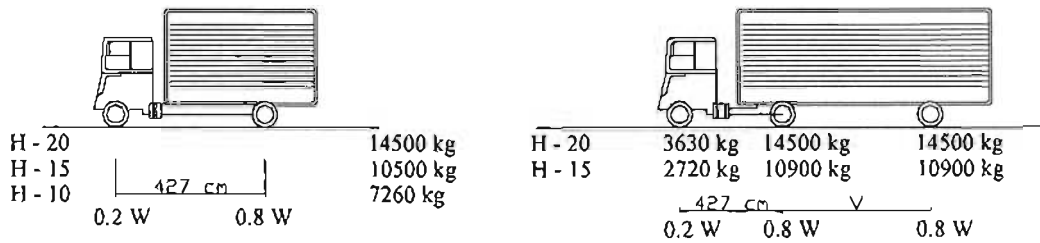
1. La carga por carril o el vehículo estándar ocupa un ancho de 3.05 m. Estas cargas se colocarán en bandas de 3.6 m distribuidas a lo ancho de la calzada del puente en números y posiciones tales que produzcan fuerzas internas máximas. Cuando el ancho de la calzada se encuentre entre 6 y 7.2 m se considerarán dos bandas de tráfico de la mitad del ancho de la calzada.
2. Cada carga de carril o vehículo estándar se considerarán como unidades indivisibles y no se podrán considerar aplicadas fracciones de ellos.
3. Cuando se considere más de un carril de tráfico se reducirán las fuerzas internas calculadas a los siguientes porcentajes considerando que es poco probable que las cargas máximas coincidan en varios carriles.
  - Uno o dos carriles, 100%
  - Tres carriles, 90%
  - Cuatro o más carriles, 75%

Dichas cargas son las siguientes:

1. Cargas concentradas:
  - 8170 kg; para momento
  - 11800 kg; para cortante
2. Carga uniformemente repartida
  - 952 kg por metro lineal de carril.

En la figura 4.9 se muestra los valores de carga móvil recomendados por el reglamento AASHTO (1996).

Capítulo 4: Análisis plástico simplificado de columnas de puentes



W = Peso combinado de los dos primeros ejes, que es igual al que tiene el camión H correspondiente.  
 V = Separación variable de 427 a 914 cm inclusive, según lo que sea más desfavorable.

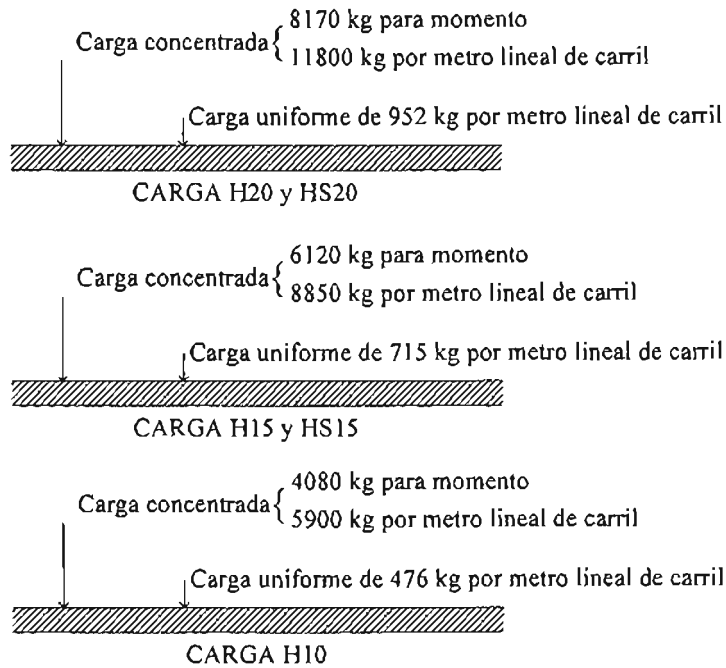


Fig. 4.9 Cargas móviles de acuerdo al reglamento AASHTO (1996)

## 4.5 REVISIÓN DE ALGUNOS CASOS

### 4.5.1 Sismo de Kobe, Viaducto Fukae

#### 4.5.1.1 Datos del puente

El viaducto tenía tramos de 22 m de largo, todos ellos simplemente apoyados. Las columnas eran de 9.9 m a 12.4 m de alto, con un diámetro entre 3.1 m y 3.3 m; el refuerzo longitudinal estaba constituido por 180 varillas en la parte de abajo, 120 varillas a 2.5 m hacia arriba y termina con 60 varillas en la parte superior, todas las varillas eran del número 11. A continuación se muestra el puente tanto en elevación como en planta en la figura 4.10.

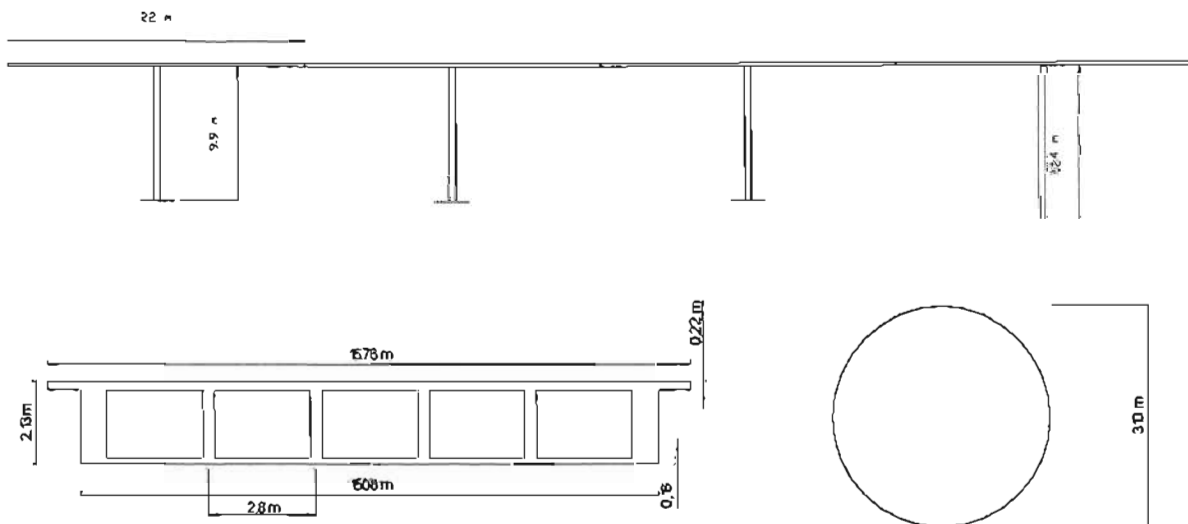


Fig. 4.10 Elevación y planta del puente

#### 4.5.1.2 Planteamiento del problema

Para efectos de calcular la rigidez lateral de este puente las columnas se consideraron como doblemente empotradas debido a que la rigidez de las traveses es mayor que la de las columnas. Por otro lado, para calcular la masa correspondiente a cada columna, se consideró las masas que proporciona las secciones, la carpeta asfáltica (y reencarpamiento), las instalaciones y las cargas móviles que propone el reglamento AASHTO (Carga H20). De la misma forma la carga muerta y viva se obtuvo al sumar las propuestas por el reglamento más sus pesos propios, los cuales se obtuvieron al multiplicar los volúmenes de cada elemento por su peso específico.

### 4.5.1.3 Propiedades geométricas

#### Áreas de las secciones

Para un mejor ejemplo se dividió la trabe en diferentes áreas para después sumarlas y obtener el área total, a continuación se da el desglose de dichas áreas.

$$A_1 = B \times H = 838 \times 22.0 = 18436 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = B \times H = 754 \times 191.0 = 144014 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = B \times H = 250 \times 175.0 = 43662.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total de trabe}} = A_1 + A_2 - 5A_3 = 53293.8 \text{ cm}^2$$

Así mismo se obtuvo el área de la columna de la siguiente manera:

$$A_{\text{columna}} = \frac{\pi(310.0)^2}{4} = 75476.9 \text{ cm}^2$$

#### Momentos de inercia de las secciones

$$Y_c = \frac{18436 \times 202 + 144014 \times 95.50}{18436 + 144014} = 107.586 \text{ cm}$$

Se obtuvieron los momentos de inercia de las áreas antes mencionadas para después obtener el momento total de la trabe.

$$I_1 = \frac{838 (22.0)^3}{12} = 743585 \text{ cm}^4 \qquad I_2 = \frac{754 (191.0)^3}{12} = 4.4\text{E}+08 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = \frac{250 (175.0)^3}{12} = 1.1\text{E}+08 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 743585 + 4.4\text{E}+08 + 2.5 \times 1.1\text{E}+08 + 18436 (94.4)^2 + 144014 (83.4)^2 + 2.5 \times 43662.5 (20.1)^2 = 1282303983 \text{ cm}^4$$

De igual forma se obtuvo el momento de inercia de la columna

$$I_c = \frac{\pi(155.0)^4}{4} = 453333370.9 \text{ cm}^4$$

#### 4.5.1.4 Propiedades mecánicas

$$E = 14000 \sqrt{f'_c} = 14000 \sqrt{250} = 221359.44 \text{ kg/cm}^2; \text{ NTC - concreto (2004)}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

#### 4.5.1.5 Propiedades dinámicas

Cabe comentar que para calcular el periodo de vibración del puente en la dirección transversal se consideró la estructura como un oscilador de un grado de libertad, en la cual cada columna trabaja con cierta área tributaria de la cubierta. El cálculo de dicho periodo se realizó con el programa SAP200 y de manera simplificada con la siguiente expresión:

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Donde:

T es el Periodo de la estructura

m es la Masa del sistema

k es la Rigidez del sistema

#### Pesos totales (W)

Concepto	W (kg)
Trabe	281391.00
Columna	74873.00
Banqueta	1584.00
Carpeta asfáltica	663.70
Móviles	32744.00
<b>Totales</b>	<b>391255.820</b>

#### Masas (m)

$$m_{\text{total}} = \frac{391255.820}{981} = 398.83366 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \text{ s}^2$$

**Rigidez lateral (k)**

Previo a calcular la rigidez lateral del sistema, se calculó la rigidez relativa de la trabe y la columna como se muestra a continuación.

$$k_{\text{columna}} = \frac{I}{L}$$

$$k_{\text{columna}} = \frac{453333371}{1240} = 365591 \text{ cm}^3$$

$$k_{\text{trabe}} = \frac{1282303983}{2200} = 582865 \text{ cm}^3$$

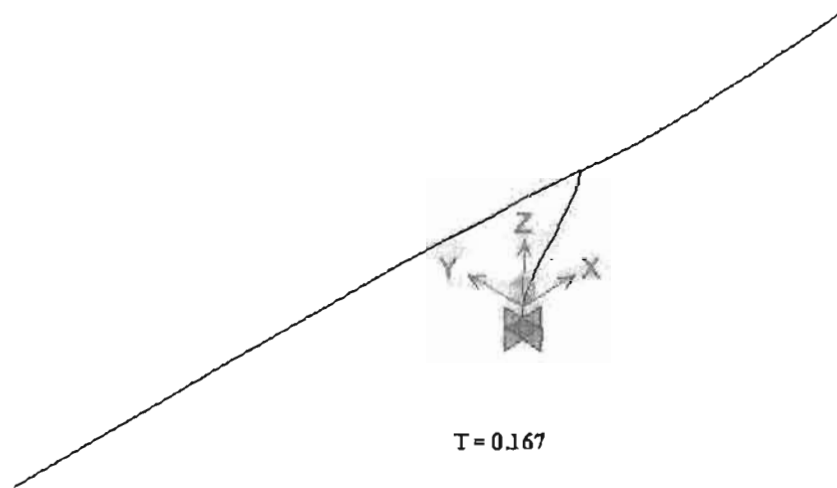
Como la trabe es más rígida que la columna, con objeto de calcular la rigidez lateral del sistema se utilizó la siguiente expresión, la cual es para el caso de tener una columna doblemente empotrada.

$$k_{\text{lateral}} = \frac{12 \times E \times I}{H^3} = \frac{12.00 \times 221359 \times 453333371}{(1240)^3} = 631585 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

**Periodo (T)**

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2 \times 3.1416 \sqrt{\frac{398.83366}{631585}} = 0.157 \text{ s}$$

Tomando las propiedades geométricas del Viaducto Fukae y utilizando las cargas móviles que propone el AASHTO se hizo un modelo en el programa SAP2000, por medio del cual se pudo comprobar el periodo de vibración calculado anteriormente.

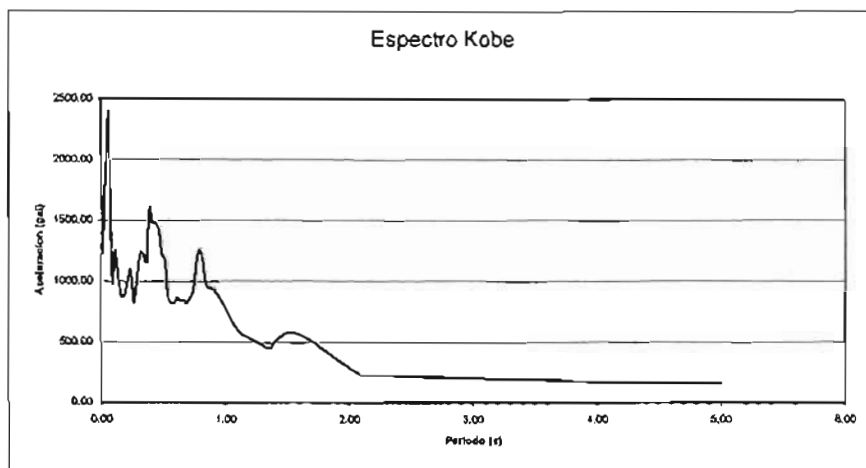


**Fig. 4.11 Periodo del programa SAP2000**

Por lo que se comprueba que el periodo calculado anteriormente si está dentro de los parámetros permitidos y se opto por él.

#### 4.5.1.6 Cálculo de demandas

Para el cálculo de la aceleración demandada se construyó el espectro elástico de aceleraciones con amortiguación de 5% correspondiente al sismo de Kobe, tal como se muestra en la figura 4.12.



**Fig. 4.12 Espectro de aceleración del sismo de Kobe**

Entrando al espectro con el periodo de la estructura se obtuvo el siguiente valor de aceleración:



$$\text{Aceleración} = 950 \text{ gal} = 950 \text{ cm/s}^2$$

Con dicha aceleración se obtiene la siguiente fuerza lateral solicitada en la columna del puente:

$$F = m \times a = 398.833 \times 950 = 378,892 \text{ kg}$$

$$M_{\text{demandado}} = F \times H = 378,892 \times 1240 = 4.7 \times 10^8 \text{ kg cm} = 4698.26 \text{ ton m}$$

#### 4.5.1.7 Cálculo de capacidad de resistencia y deformación de las columnas

##### Cálculo de parámetros del programa

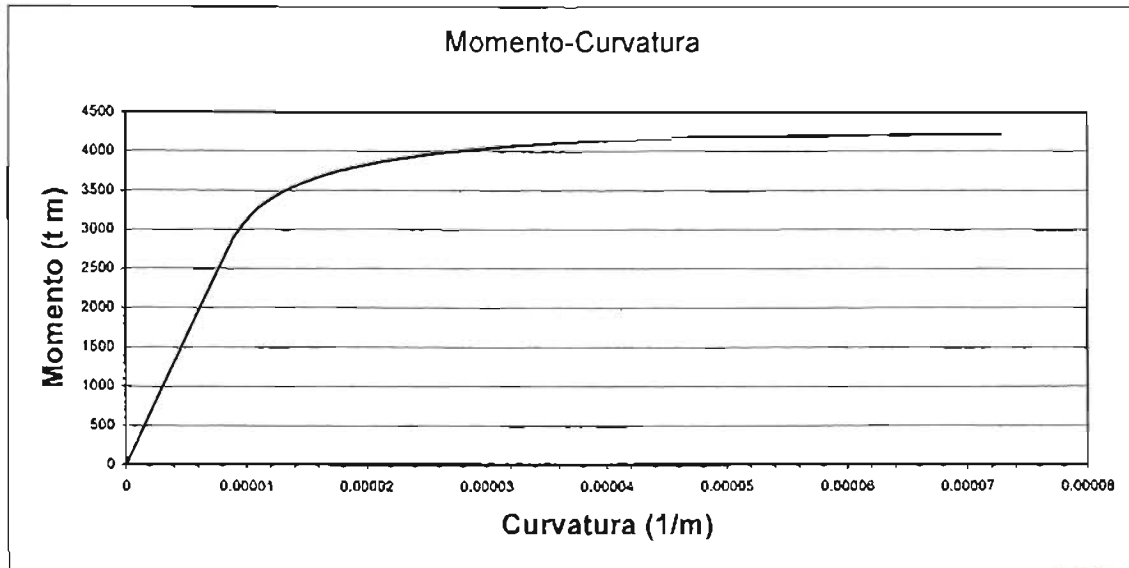
Como se comentó en el apartado 4.3.2, la forma de calcular el momento resistente de una sección de concreto reforzado se hace mediante la construcción de un diagrama  $M - \phi$ , el cual fue calculado para la columna como se aprecia en la figura 4.13

A continuación se hace el desglose de los parámetros necesitados para que el programa de momento curvatura (MCM) nos pueda dar los resultados, cabe aclarar como se verá en las referencias que éste programa fue desarrollado por Leonardo Flores Corona y llegó a mis manos gracias al Ing. Darío Rivera:

$$\rho_s = \frac{A_s \times \text{Long. Total}}{s (d-4R)} = \frac{1.27 \times 1036.728}{30.5 \times 310} = 0.1392538 \quad (\text{Refuerzo longitudinal})$$

$$b'' = 362.72 \text{ cm}$$

$$s_h = 30.5 \text{ cm}$$

Fig. 4.13 Diagrama (M –  $\phi$ )

Como se puede apreciar para una curvatura de 0.0000725 el momento máximo resistente es inferior al demandado, el cual se obtuvo anteriormente, como se ve en la comparación de resultados a continuación:

$$M_{\text{Resistente}} = 4250 \text{ t m}$$

$$M_{\text{Demandado}} = 4698.2605 \text{ t m}$$

Los resultados obtenidos hacen ver que el momento demandado en la columna es superior en un 10 % respecto al resistente; debe tomarse en cuenta que el momento resistente obtenido del diagrama M –  $\phi$ , no se consideró el 90 % de su resistencia tal como lo establecen los reglamentos del ACI y NTC – concreto.

### Capacidad de desplazamiento lateral último

Nuevamente con la grafica de Momento-curvatura obtenemos la curvatura al momento de fluencia y la del momento máximo para poder encontrar su desplazamiento último, como se ve a continuación:

$$\phi_y = 0.000011 \text{ 1/m} = 1.1\text{E-}07 \text{ 1/cm}$$

$$\phi_u = 0.0000725 \text{ 1/m} = 7.25\text{E-}07 \text{ 1/cm}$$

$$\lambda_p = 0.08 \times l + 0.022 f_y d_b < 0.044 f_y d_b$$

$$\lambda_p = 0.08 \times 1240 + 0.02 \times 411.879 \times 3.49 > 0.04 \times 411.879 \times 3.49$$

$$130.846 > 63.293$$

$$d_b = 3.49 \text{ cm}$$

$$f_y = 411.879 \text{ Mpa}$$

$$\Delta u = \frac{(\phi_y \lambda}{2} \frac{2 \lambda}{3}) + (\phi_u - \phi_y) \lambda_p (1 - 0.5 \lambda_p)$$

$$\Delta u = \frac{(1.1\text{E-}05}{2} \times 1240 \times \frac{2}{3} \times 1240) + (7.3\text{E-}07 - 1.1\text{E-}05) 130.847 (1 - 0.5 \times 130.847)$$

$$\Delta u = 5.724 \text{ cm}$$

#### 4.5.1.8 Análisis de resultados

Los cálculos anteriores muestran que el periodo de vibración natural del puente se ubica en la zona del espectro de respuesta en donde se tienen las máximas demandas, de tal forma que la resistencia demandada en el puente superó a la capacidad suministrada a dicho puente. Lo anterior hace ver que posiblemente las columnas del puente fueron diseñadas con un reglamento antiguo, el cual contempló un coeficiente sísmico inferior al que se registró durante el sismo de Kobe. Este hecho ha tenido repercusiones en las nuevas tendencias de diseño sísmico, en la que lejos de suministrar una gran resistencia se busca que los elementos tengan suficiente capacidad de deformación inelástica para así cuidar fallas como la de este puente.

## 4.5.2 Sismo de Northridge, Distribuidor Norte

### 4.5.2.1 Datos del puente

En la figura 4.14, se muestran las características geométricas del puente.

Las columnas varían entre 6.75 m y 7.5 m, las secciones son octagonales de 1.8 m x 3.6 m y rectangulares de 1.82 m x 4.26 m todas reforzadas longitudinalmente con 45 varillas del número 11 (Earthquake spectra Volumen 11 y suplemento, 1995).

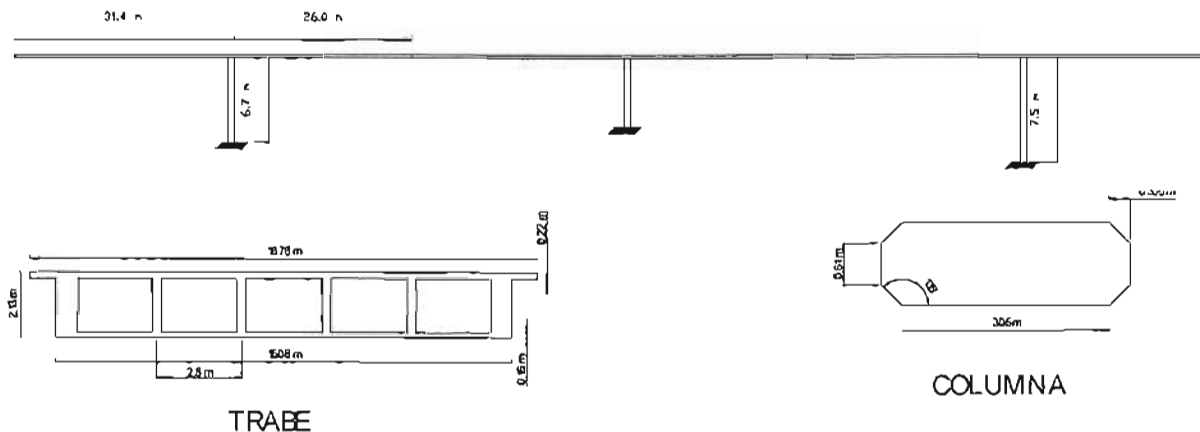


Fig. 4.14 Elevación y planta del puente

### 4.5.2.2 Planteamiento del problema

Al igual que en el Viaducto Fukae, se consideró a la columna como doblemente empotrada para efectos del cálculo de la rigidez lateral del sistema al encontrar que la rigidez de las traveses es mayor que la de las columnas. Para el cálculo de las masas se contempló una tercera parte de las columnas, ya que la trabe es más rígida, la carpeta (y reencarpamiento), instalaciones y las cargas móviles que propone el reglamento AASHTO (carga H20). Para el cálculo del periodo se hizo mediante el programa SAP2000 y de manera simplificada como en el caso anterior. De la misma forma la carga muerta y viva se obtuvo al sumar las propuestas por el reglamento más sus pesos propios, los cuales se obtuvieron al multiplicar los volúmenes de cada elemento por su peso específico.

### 4.5.2.3 Propiedades geométricas

#### Áreas de las secciones

Para un mejor ejemplo se dividió la trabe en diferentes áreas para después sumarlas y obtener el área total, a continuación se da el desglose de dichas áreas.

$$A_1 = B \times H = 838 \times 22.0 = 18436 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = B \times H = 754 \times 191.0 = 144014 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = B \times H = 250 \times 175.0 = 43662.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total de las trabes}} = A_1 + A_2 - 5A_3 = 53293.8 \text{ cm}^2$$

De la misma forma se tomaron tres diferentes áreas para encontrar la total de la columna como se hizo en la trabe:

$$A_1 = \frac{30.5 \times 30.5}{2} = 465.125 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 61 \times 30.5 = 1861 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = 305 \times 122.0 = 37210 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Columna}} = A_3 + 2 A_2 + 4 A_1 = 42791.5 \text{ cm}^2$$

#### Momentos de inercia de las secciones

$$Y_c = \frac{18436 \times 202 + 144014 \times 95.50}{18436 + 144014} = 107.586 \text{ cm}$$

Se obtuvieron los momentos de inercia de las áreas antes mencionadas para después obtener el momento total de la trabe.

$$I_1 = \frac{838 (22.0)^3}{12} = 743585 \text{ cm}^4 \qquad I_2 = \frac{754 (191.0)^3}{12} = 4.4\text{E}+08 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = \frac{250 (175.0)^3}{12} = 1.1\text{E}+08 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 743585 + 4.4\text{E}+08 + 2.5 \times 1.1\text{E}+08 + 18436 (94.4)^2 + 144014 (83.4)^2 + 2.5 \times 43662.5 (20.1)^2 = 1282303983 \text{ cm}^4$$

De igual manera se calculó el momento de inercia de la columna dividido primero en tres partes y luego la suma de todo.

$$Y = \frac{37210 \times 61.00 + 465.125 \times 111.8 \times 2 + 465.125 \times 20.33 \times 2 + 1860.5 \times 61.00 \times 2}{42791.5}$$

$$Y = 61.22 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{1.00 (30.5)^4}{36} = 24037.9184 \text{ cm}^4 \quad I_2 = \frac{30.50(61.0)^3}{12} = 576910.0417 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = \frac{30.50 (122.0)^3}{12} = 4615280.333 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{columna}} = 4 \times 24037.9 + 2 \times 576910 + 4615280 + (465(51.1)^2 \times 4 + 37210 (0.22)^2 + 1861 \times (0.22)^2 \times 2) = 10716731 \text{ cm}^4$$

#### 4.5.2.4 Propiedades mecánicas

$$E = 14000 \sqrt{f'_c} = 14000 \sqrt{250} = 221359.44 \text{ kg/cm}^2; \text{ NTC - concreto (2004)}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

#### 4.5.2.5 Propiedades dinámicas

Cabe comentar que para calcular el periodo de vibración del puente en la dirección transversal se consideró la estructura como un oscilador de un grado de libertad, en la cual cada columna trabaja con cierta área tributaria de la cubierta. El cálculo de dicho periodo se realizó con el programa SAP200 y de manera simplificada con la siguiente expresión:

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Donde:

T = Periodo de la estructura

m = Masa del sistema

k = Rigidez del sistema

#### Pesos totales (W)

Concepto	W (kg)
Trabe	401622.00
Columna	32316.00
Banqueta	2260.80

## Capítulo 4: Análisis plástico simplificado de columnas de puentes

Carpeta asfáltica	947.28
Móviles	41692.80
<b>Totales</b>	<b>478838.71</b>

**Pesos totales (W)**

$$m_{\text{total}} = \frac{478838.71}{981} = 488.113 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \cdot \text{s}^2$$

**Rigidez lateral (k)**

Previo a calcular la rigidez lateral del sistema, se calculó la rigidez relativa de la trabe y la columna como se muestra a continuación.

$$k_{\text{columna}} = \frac{I}{L}$$

$$k_{\text{columna}} = \frac{10716731}{944} = 11352 \text{ cm}^3$$

$$k_{\text{trabe}} = \frac{1282303983}{3140} = 408377 \text{ cm}^3$$

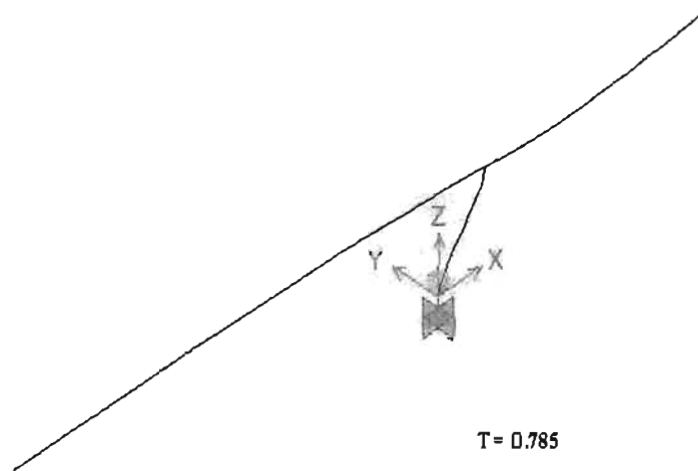
Como la trabe es más rígida que la columna, con objeto de calcular la rigidez lateral del sistema se utilizó la siguiente expresión, la cual es para el caso de tener una columna doblemente empotrada.

$$k_{\text{lateral}} = \frac{12 \times E \times I}{H^3} = \frac{12.00 \times 221359 \times 10716731}{(944)^3} = 33840 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

**Periodo (T)**

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2 \times 3.1416 \sqrt{\frac{488.113}{33840}} = 0.75 \text{ s}$$

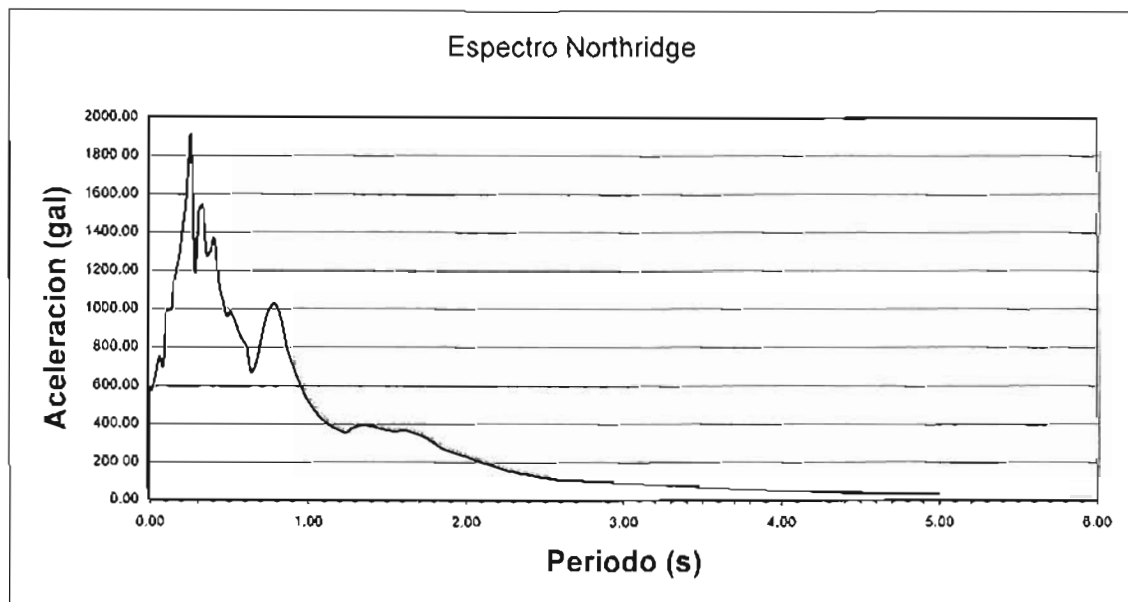
De igual manera que en el viaducto Fukae se elaboró un diseño en el programa SAP2000 y se hicieron las comparaciones entre los dos resultados, siendo el periodo calculado un poco menor que el del programa, por lo que se aceptó el calculado y se prosiguió en el análisis.



**Fig. 4.15 Periodo del programa SAP2000**

#### 4.5.2.6 Cálculo de demandas

Para el cálculo de la aceleración demandada se construyó el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo de Northridge, tal como se muestra en la figura 4.16.



**Fig. 4.16 Espectro de aceleración del sismo de Northridge**

Entrando al espectro con el periodo de la estructura se obtuvo el siguiente valor de aceleración:



$$\text{Aceleración} = 981 \text{ gal} = 981 \text{ cm/s}^2$$

Con dicha aceleración se obtiene la siguiente fuerza lateral solicitada en la columna del puente:

$$F = m \times a = 488.113 \times 981 = 478839 \text{ kg}$$

$$M_{\text{demandado}} = F \times H = 478839 \times 944 = 4.5 \times 10^8 \text{ kg cm} = 4520.23 \text{ ton m}$$

#### 4.5.1.7 Cálculo de capacidad de resistencia y deformación de las columnas

##### Cálculo de parámetros del programa

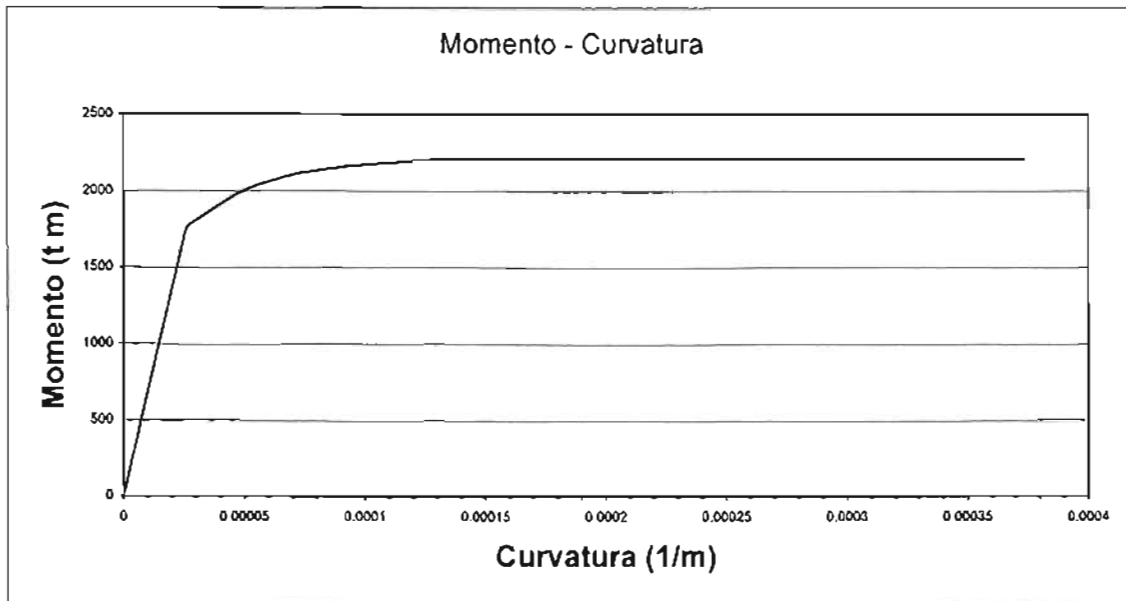
Como se comentó en el apartado 4.3.2, la forma de calcular el momento resistente de una sección de concreto reforzado se hace mediante la construcción de un diagrama  $M - \phi$ , el cual fue calculado para la columna en estudio como se aprecia en la figura 4.17.

A continuación se hace el desglose de los parámetros necesitados para que el programa de momento curvatura (MCM) nos pueda dar los resultados, cabe aclarar como se verá en las referencias que éste programa fue desarrollado por el Ing. X y llegó a mis manos gracias al Ing. Darío Rivera:

$$\rho_s = \frac{A_s \times \text{Long. Total}}{s(d-4R)} = \frac{1.27 \times 1341.12}{30.5 \times 355.6 \times 111.76} = 0.00140 \quad (\text{Refuerzo longitudinal})$$

$$b'' = 362.72 \text{ cm}$$

$$s_h = 30.5 \text{ cm}$$

Fig. 4.17 Diagrama (M –  $\phi$ )

Como en el problema anterior se obtiene la curvatura y el momento máximo resistentes para poder compararlos con los demandados y verificar los resultados:

$$M_{\text{Resistente}} = 2250 \text{ t m}$$

$$M_{\text{Demandado}} = 4520.237 \text{ t m}$$

Los resultados obtenidos hacen ver que el momento demandado en la columna es dos veces superior respecto al resistente.

### Capacidad de desplazamiento lateral último

Se obtuvo de igual forma la curvatura a la fluencia y la máxima para la obtención del desplazamiento último:

$$\phi_y = 0.000025 \text{ 1/m} = 2.5\text{E-}07 \text{ 1/cm}$$

$$\phi_u = 0.0000373 \text{ 1/m} = 3.73\text{E-}07 \text{ 1/cm}$$

$$\lambda_p = 0.08 \times l + 0.022 f_y d_b < 0.044 f_y d_b$$

$$\lambda_p = 0.08 \times 944 + 0.02 \times 411.879 \times 5.72 > 0.04 \times 411.879 \times 5.72$$

$$127.305 > 103.571$$

$$d_b = 5.72 \text{ cm}$$

$$f_y = 411.879 \text{ Mpa}$$

$$\Delta u = \left( \frac{\phi_y \lambda}{2} \frac{2\lambda}{3} \right) + (\phi_u - \phi_y) \lambda_p (1 - 0.5\lambda_p)$$

$$\Delta u = \left( \frac{2.5E-05 \times 944 \times 2 \times 944}{2} \right) + (0.00037 - 2.5E-05) 127.306 (1 - 0.5 \times 127.306)$$

$$\Delta u = 4.650 \text{ cm}$$

#### 4.5.1.8 Análisis de resultados

De los resultados anteriores se puede ver que el periodo natural de vibración de la estructura está dentro de la zona crítica del espectro de respuesta, que al igual que en el caso anterior la resistencia de la columna se vio superada por la demanda sísmica.

#### 4.5.3 Sismo de México, Viaducto Fukae y Distribuidor Norte

Par tener un panorama superficial sobre el desempeño sísmico de los puentes revisados anteriormente, bajo las condiciones sísmicas de la zona blanda de la Ciudad de México, se evaluaron las demandas sísmicas en función de sus propiedades dinámicas, para con ello tener una estimación sobre su seguridad estructural, en el caso de que dicho puentes hubieran sido excitados por el sismo de 1985 (SCT – 85); que es el sismo de mayor poder destructivo que ha sufrido la Ciudad de México.

El espectro de respuesta de dicho sismo se muestra en la figura 4.18.

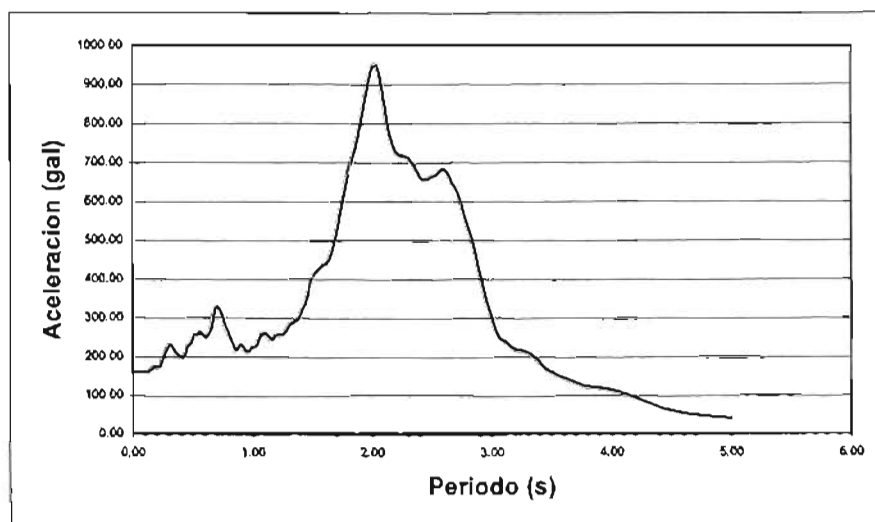


Fig. 4.18 Espectro de aceleración de la estación SCT, durante el sismo del 19 de septiembre de 1985

#### 4.5.3.1 Viaducto Fukae

Para este puente se obtuvo la siguiente demanda de aceleración, al entrar al espectro mostrado en la figura 4.18.

$$\text{Aceleración} = 175 \text{ gal} = 175 \text{ cm/s}^2$$

Con dicha aceleración se obtiene la siguiente fuerza lateral solicitada en el puente:

$$F = m \times a = 398.833 \times 175 = 69,795.9 \text{ kg}$$

$$M_{\text{demandado}} = F \times H = 69,795.9 \times 1240 = 8.7 \times 10^7 \text{ kg cm} = 865.469 \text{ ton m}$$

$$M_{\text{Resistente}} = 2250 \text{ ton m}$$

Por lo tanto, el momento demandado es mucho menor que el resistente.

#### 4.5.3.2 Distribuidor Norte

La aceleración que se obtuvo de la figura 4.18 fue la siguiente:

$$\text{Aceleración} = 295 \text{ gal} = 295 \text{ cm/s}^2$$

Con dicha aceleración se obtiene la siguiente fuerza lateral solicitada en el puente:

$$F = m \times a = 398.833 \times 295 = 117,655.735 \text{ kg}$$

$$M_{\text{demandado}} = F \times H = 117655.735 \times 944 = 1.11 \times 10^8 \text{ kg cm} = 1110.67 \text{ ton m}$$

$$M_{\text{Resistente}} = 2250 \text{ ton m}$$

Por lo tanto, el momento demandado es mucho menor que el resistente.

#### 4.5.3.3 Análisis de resultados

La revisión de los dos casos anteriores indican que por las características dinámicas de los puentes, en la cual se trata de estructuras muy rígidas, son muy vulnerables para zonas sísmicas en donde las demandas máximas se concentran en estructuras de periodos pequeños, que fue el caso de los sismos de Kobe y Northridge, mientras que para zonas sísmicas en las que las demandas máximas se dan para periodos largos, dichos puentes son poco vulnerables, como fue para el caso del sismo de SCT – 85.

Capítulo 4: Análisis plástico simplificado de columnas de puentes

En consecuencia, parece ser que los puentes de la Ciudad de México con propiedades dinámicas similares a los puentes analizados, no pueden llegar a tener fuertes demandas sísmicas que pongan en peligro su estabilidad estructural, como fue el caso de los puentes revisados anteriormente. Sin embargo, habrá que tener cuidado especial con aquellos puentes que tengan periodos que estén próximos al periodo de vibración del terreno en donde se ubiquen, como son el distribuidor vial de Zaragoza, el metro elevado entre otros los cuales no entran en el alcance de este trabajo, ya que se verán sometidos a fuertes demandas sísmicas, por lo que se tiene que analizar cuidadosamente el refuerzo y detallado conveniente para garantizar un desempeño sísmico satisfactorio.

---

## ***CONCLUSIONES***

---

*Hernández Olguín Luis Mauricio*

En este trabajo se estudiaron los aspectos básicos sobre el efecto de los sismos en los puentes, acotando el estudio sobre puentes urbanos de concreto reforzado y poniendo énfasis en sus columnas de apoyo, cuyos elementos estructurales son altamente vulnerables ante la acción del sismo de acuerdo a los reportes técnicos consultados. Las conclusiones derivadas de este estudio se describen a continuación.

Hasta hace unos años se despertó el interés de estudiar el comportamiento sísmico de puentes urbanos en nuestro país, situación que no se dio tiempo antes en la que se puso mayor atención al comportamiento sísmico de edificios, a razón del gran número de puentes que se han construido últimamente, principalmente en la Ciudad de México. La preocupación anterior obedece esencialmente, a que en México existen varias fuentes sísmicas que históricamente han producidos grandes daños en las estructuras, como fue el sismo de 1985.

Los grandes sismos que han ocurrido en el país no dieron lugar a daños de importancia en los puentes, lo cual puede resultar engañoso si se toma en cuenta que durante la ocurrencia de dichos sismos no existía el número de puentes con las atrevidas estructuras que hoy en día se tienen, por lo cual es importante profundizar sobre la respuesta de los puentes para garantizar un buen comportamiento de la estructura.

Para el caso particular de la Ciudad de México, en que la zona de lago es considerada de un peligro sísmico alto con sismos de subducción, se ha visto que las estructuras más dañadas son las flexibles y que sus periodos de vibración son cercanos al del sitio en donde se apoya, por lo que se podría pensar que ciertos puentes con respuesta rígida pueden llegar a tener un comportamiento satisfactorio, tal como se demostró en el estudio particular de un puente urbano por parte de Meli y Rivera (2003).

Revisando las desagradables experiencias que tuvieron otros países (E.U.A., Japón, Taiwán, entre otros) en materia de puentes, se pudieron extraer algunas observaciones interesantes. Al analizar los diferentes niveles de daño que los puentes sufrieron en función de las principales características sismológicas de los

sismos ocurridos, se observó que los puentes con mayor daño fueron aquellos que están cercanos al epicentro. Lo anterior hace notar que los puentes al tener por lo regular una estructuración que lleva a una respuesta rígida, es eminente que se verá más afectado por el paso de ondas con alto contenido de frecuencias, situación que se da en sitios cercanos a los epicentros.

Se llegó a esta conclusión después de observar las graficas obtenidas (índice de daño – magnitud, aceleración máxima del terreno y distancia epicentral), de las cuales se concluyó que el grado de daño si tiene cierta proporcionalidad con la distancia epicentral; sin dejar de notar, que al menos en los casos revisados, características importantes como son la magnitud y la aceleración máxima del terreno no están directamente proporcionadas con el grado de destrucción del sismo.

Para validar la situación anterior se revisaron de manera simplificada dos puentes severamente dañados, en los cuales se calcularon las resistencias de sus columnas de apoyo bajo los armados especificados en informes técnicos, además de evaluar la demanda sísmica tomando en cuenta la excitación sísmica medida en el sitio. En ambos casos se vio que la resistencia demandada superó a la suministrada, lo cual deja ver que por la estructuración rígida de dichos puentes sus periodos de vibración coincidieron con los del terreno que dan lugar a grandes amplificaciones en las estructuras, aunado también a un pobre detallado del refuerzo para resistir grandes deformaciones, lo cual hizo que se colapsaran. No obstante al analizar dichos puentes con la demanda sísmica del sismo de SCT – 85, se observó todo lo contrario, al estar alejados sus periodos de vibración del periodo predominante del sitio, la demanda sísmica quedó por debajo de la resistencia de los puentes, lo cual pone de manifiesto que éste tipo de puentes alejados del epicentro casi no sufren daño.

El efecto de los sismos en los puentes urbanos de concreto reforzado, deja ver la necesidad de tomar en cuenta los siguientes aspectos básicos: estructurar conforme a la actividad sísmica del sitio donde se va a construir; ante la incertidumbre de la fuerza máxima que demandará el sismo, es conveniente proporcionarle suficiente capacidad de deformación plástica para garantizar la estabilidad de la estructura, con la consigna de tener daño considerable al superar el sismo la resistencia de la columna.

---

EFFECTOS DE LOS SISMOS EN PUENTES, ASPECTOS  
BÁSICOS

---

***BIBLIOGRAFÍA***

---

**Standard Specifications for Highway Bridges**  
**American Association of State Highway and Transportation Officials**  
**AASHTO**  
17th Edition  
2002

**Comisión Federal de Electricidad.**  
**Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.**  
Manual de diseño de obras civiles (diseño por sismo).  
Sección C. Estructuras.

**D. J. Dowrick**  
Diseño de estructuras resistentes a sismos para ingenieros y arquitectos  
Editorial Limusa  
México 1994

**E. Rosenblueth, Mario Ordaz y F.J. Sánchez**  
The Mexico earthquake of September 19, 1985 – design spectra for Mexico's  
Federal District  
Earthquake Spectra  
1989

**Earthquake Spectra**  
Highway bridges and traffic management  
Volume 11  
Abril 1995

**Earthquake Spectra**  
Seismology  
Volume 11  
Abril 1995



**Earthquake Spectra**

The Bhuj Earthquake of January 26, 2001 – Introduction and Liquefaction related damage to facilities

Volume 18

Julio 2002

**Earthquake Spectra**

The March 13, 1992 strong motion record

Volume 9

Julio 1993

**Earthquake Spectra**

The March 13, 1992 strong motion record - Bridges

Volume 9

Julio 1993

**Fundación ICA**

Experiencias derivadas de los sismos de 1985

Ed. McGrawhill

1987

**Gaceta Oficial del Distrito Federal**

**Normas Técnicas Complementarias de Concreto 6 de Octubre de 2004**

Decima cuarta Edición

Tomo I

México D.F.

**Grattasat Guy.**

Concepción de puentes.

Editores técnicos asociados.

España 1981.

**J.H Gates, M.EERI, S. Mellon, and G. Klein**

The Whittier Narrows, California Earthquake of October 1, 1987 – Damage to state highways bridges

Earthquake Spectra

Volume 4

1988

**Kunnath S.K and others**

A computational tool for evaluation of seismic performance of Reinforcement Concrete Buildings  
Computer and structures  
Pergamon press vol. 41  
1992

**M.D. Trifunac, M.EERI**

The whittier narrows, California Earthquake of october1, 1987  
Earthquake Spectra  
Volume 4  
1988

**M.J.N. Priestley, M.EERI**

The whittier narrows, California Earthquake of october1, 1987 – Damage to the I-5/I-605 separator  
Earthquake Spectra  
Volume 4  
1988

**Maldonado Etal E**

Estudio de parámetros en la vulnerabilidad sísmica de puentes  
Monografía CIMNE  
España 1998

**Manual del Ingeniero Civil**

Merritt S. Fredericks  
Editorial McGraw Hill  
Segunda edición  
México 1998

**Meli Piralla**

Diseño estructural  
Editorial Limusa  
1998

**Meli Piralla y Rivera Darío**

Respuesta sísmica medida en el puente vehicular “Impulsora”  
XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica  
León Guanajuato, México  
2003

**Moñleón Cremades Salvador**

Ingeniería de puentes

Servicio de publicaciones de la Universidad Politécnica de Valencia  
Valencia 1997

**Paz Mario**

Dinámica Estructural

Editorial Reverte

México 1991

**Priestley, Seible y Calvi**

Seismic design and retrofit of bridges

Editorial John Wiley and Sons, Inc

México 1996

**Reinoso Angulo Eduardo**

Algunos resultados recientes sobre el peligro sísmico en la ciudad de México

Revista de ingeniería sísmica

México 1996

**Rioboo José Ma. y Meli Roberto**

The San Antonio viaduct in Mexico City, seismic design and studies

México D.F

2003

**Rivera Vargas Dario**

Seismic performance of different kind of bridges

Pavia, Italia

2002

**Rosenblueth E. y Newmark N.M**

Fundamentos de ingeniería sísmica

Ed. Diana

México 1976

**R. Park y T. Paulay**

Estructuras de concreto reforzado

Editorial Limusa.

México 1991

**Sarria M. Alberto**

Ingeniería sísmica  
Editorial Universidad de los Andes  
1991

**Tyler Rana**

The Nisqually earthquake, structural damage  
Earthquake Spectra  
2001

**Varios autores**

Informe rápido sobre el sismo de Colima, México  
EERI – CENAPRED – SMIS  
México 2003

**Villa Velásquez Mendoza Carlos Ignacio**

Análisis de movimientos sísmicos registrados en el Valle de México  
Tesis de licenciatura (ENEP Acatlán)  
México 2001

**Villalaz Crespo Carlos**

Vías de comunicación  
Editorial Limusa  
México 1980

**Wittfoht Hans**

Puentes. Ejemplos internacionales  
Editorial Gustavo Gili  
Barcelona 1975