

90



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN DEL DISEÑO SÍSMICO DE
ELEMENTOS CONSTRUCTOROS DE MOVIMIENTO
LATERAL EN PUENTES CARRETEROS.
TOPES LATERALES Y PILAS**

T E S I S

Que para obtener el Título de:
INGENIERO CIVIL

Presentan:
**VÍCTOR MANUEL ROMÁN SALGADO
CARLOS TÉLLEZ GARCÍA**

Director de Tesis:
Dr. Roberto Gómez Martínez



Cd. Universitaria, México, D.F. noviembre del 2000

286371



Universidad Nacional
Autónoma de México



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
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/093/00

Señores
VICTOR MANUEL ROMAN SALGADO
CARLOS TELLEZ GARCIA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. ROBERTO GOMEZ MARTINEZ, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"EVALUACION DEL DISEÑO SISMICO DE ELEMENTOS CONSTRUCTORES DE MOVIMIENTO LATERAL EN PUENTES CARRETEROS. TOPES LATERALES Y PILAS"

- INTRODUCCION**
- I. ANTECEDENTES DEL DISEÑO SISMICO DE PUENTES**
 - II. MODELOS ANALITICOS PARA EL ANALISIS SISMICO DE PUENTES**
 - III. PATOLOGIA DE LOS PUENTES**
 - IV. DISPOSITIVOS CONSTRUCTORES DE MOVIMIENTO LATERAL**
 - V. EVALUACION DEL DISEÑO SISMICO DEL PUENTE NEXPA**
 - VI. CONCLUSIONES**

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 31 de agosto de 2000.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GEB/GMP/mstg.

A mi padre Manuel Román Santana:

*Por enseñarme el valor de la vida y por ser para mi el ejemplo
a seguir de una persona honesta y profesional.*

A mi madre Ma. del Carmen Salgado Torres:

*Por el eterno cariño y comprensión que me brinda en
cada momento de mi vida y que me ha enseñado
el sendero de la verdad y la humildad.*

A mis hermanos Edgar y Miguel Angel Román Salgado:

*Por el infinito cariño que nos une y por brindarme
su confianza en todo momento.*

A mis amigos:

*De la Universidad Nacional Autónoma de México
por haber compartido conmigo las experiencias
para lograr este objetivo en común.*

*Y con quienes he vivido
momentos inolvidables
en nuestras vidas.*

A mis padres Francisco y Vico.

A mis hermanos Rodrigo e Ileana.

A mis maestros.

A mis amigos.

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos entrañablemente a nuestra Universidad Nacional Autónoma de México, en especial a nuestra Facultad de Ingeniería, por la oportunidad que nos brindó para nuestra formación de Ingenieros Civiles, profesión que consideramos un privilegio para quien la ejerce.

Nuestro agradecimiento a Fundación UNAM y al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por habernos favorecido con su apoyo económico durante nuestras carreras.

Indudablemente, el recién egresado es un producto intelectual, dinámico, cuyos valores son orientados por los sabios consejos de sus maestros, compañeros y en general de todas aquellas personas con las cuales ha tenido trato de forma directa e indirecta. Un maestro que influyó sensiblemente en nuestra formación académica y profesional fue el Dr. Roberto Gómez Martínez, quien nos motivo para elegir el presente tema. Para él nuestro reconocimiento y agradecimiento por sus enseñanzas y paciencia en la realización de esta tesis. Igualmente agradecemos al Dr. Alberto Escobar Sánchez, por sus consejos y la ayuda desinteresada que nos brindó durante la elaboración de este trabajo.

Índice

Introducción	1
Capítulo 1. Antecedentes del diseño sísmico de puentes	4
1.1 Los sismos	4
1.2 Regionalización sísmica de la República Mexicana	6
1.3 Respuesta de las estructuras ante excitaciones sísmicas	7
1.4 Diseño sísmico de puentes	12
1.5 Factor de comportamiento sísmico en puentes	14
Capítulo 2. Modelos para el análisis sísmico de puentes	16
2.1 Métodos para determinar la fuerza sísmica de diseño	17
2.1.1 Método de la carga uniforme	18
2.1.2 Método de análisis unimodal	21
2.1.3 Método de análisis multimodal	26
2.2 Planteamiento general para el modelo analítico de puentes	26
2.2.1 Superestructura	28
2.2.2 Subestructura	29
2.2.2.1 Apoyos	29
2.2.2.2 Estribos	32
2.2.2.3 Cabezales y pilas	32
2.2.3 Cimentación	38
2.3 Combinaciones de carga.....	41

Capítulo 3. Patología de los puentes	42
3.1 Patología de los puentes	42
3.2 Errores en el diseño y construcción de puentes	44
3.2.1 Etapa de diseño	45
3.2.2 Etapa de construcción	46
3.2.3 Errores en el área de control de calidad	46
3.2.4 Etapa de operación	47
3.2.5 Etapa de mantenimiento o conservación	47
3.2.6 Factores que indican el estado físico del puente	48
3.3 Métodos actuales para la rehabilitación sísmica de puentes	49
3.3.1 Técnicas que se emplean en la reparación de elementos estructurales	50
3.3.2 Refuerzo de columnas	51
 Capítulo 4. Dispositivos constrictores de movimiento lateral	 59
4.1 Tipología de fallas en topes laterales	60
4.2 Criterios de diseño de topes laterales	60
4.3 Propuesta de la geometría de los topes laterales	63
4.4 Propuesta para la distribución del acero de refuerzo en topes laterales	68
4.5 Cálculo de la fuerza sísmica de diseño en topes laterales	71
 Capítulo 5. Evaluación del diseño sísmico del puente Nexpa	 73
5.1 Generalidades del puente Nexpa	73
5.1.1 Superestructura del puente Nexpa	74
5.1.2 Subestructura del puente Nexpa	76
5.2 Análisis sísmico del puente Nexpa	77
5.2.1 Modelo analítico del puente	77
5.2.2 Fuerza sísmica de diseño	78
5.2.3 Comparación entre los métodos de análisis.....	80
5.3 Revisión de las pilas ante solicitaciones sísmicas	82

5.4 Revisión de los topes laterales ante fuerzas sísmicas	86
5.4.1 Problemática de los topes laterales del puente Nexpa	86
5.4.2 Propuesta de diseño de los topes laterales del puente Nexpa	88
Conclusiones	94
Referencias	97

Introducción

En la actualidad se presentan diversos problemas con algunos de los puentes carreteros de nuestro país debido a la acción sísmica. Este tipo de eventos se presenta de manera inevitable, ocasionando algunas veces daños tan severos en estas estructuras que pierden sus condiciones de servicio o se colapsan de manera parcial o total. Por este motivo es necesario llevar a cabo una evaluación detallada del funcionamiento de las estructuras de puentes que se tienen actualmente para determinar si cumplen con los requisitos necesarios para soportar las fuerzas y condiciones que les impone el sismo.

Al hacer una evaluación de las condiciones en que se encuentran actualmente los puentes y del grado de eficiencia que han mostrado ante solicitaciones sísmicas, el ingeniero estructurista deberá verificar que el grado de funcionalidad y seguridad del puente sean los apropiados, o en caso contrario proponer alternativas para su correcto funcionamiento.

Actualmente se conoce mejor la forma en que los sismos afectan a las estructuras y se tienen mejores herramientas de análisis, además de mejores normas para su diseño y construcción. Sin embargo, en México existen puentes de gran importancia que fueron diseñados y construidos conforme a criterios y especificaciones que han sido superados en la actualidad. Es necesario identificar los puentes que han sufrido daños, así como aquellos que tienen una mayor

probabilidad de riesgo sísmico, tomando como criterio base la edad del puente, las condiciones actuales del suelo, el tipo de estructura, la sismicidad del lugar, etc. Esto para definir prioridades en la evaluación sísmica de los puentes que integran el sistema carretero de nuestro país.

Por su importancia en la vida social y económica de un país, es fundamental evitar la falla de los puentes, ya que la pérdida de alguno de éstos traería como consecuencia la interrupción de la transportación de mercancías y el desplazamiento de personas por vía terrestre, dejando pueblos y ciudades sin comunicación, aspecto fundamental para propiciar su desarrollo. Por otro lado, es un hecho de que en un país de recursos económicos limitados como el nuestro la reconstrucción o rehabilitación de puentes, exigiría recursos gubernamentales adicionales, afectando otros proyectos de infraestructura o de beneficio social.

El diseño sismoresistente va mucho más allá de la determinación de cargas para simular la acción del sismo sobre la estructura, ya que éste requiere, además, un conocimiento preciso de la forma en que se comportan los diferentes sistemas estructurales y los materiales que los constituyen ante las sollicitaciones dinámicas del sismo. En este sentido, el ingeniero requiere hacer uso de su experiencia y capacidad de análisis para determinar y desarrollar sistemas estructurales idóneos y eficaces para resistir los efectos sísmicos.

Por todas estas razones, el objetivo principal que se persigue con este trabajo es analizar y revisar el comportamiento de las pilas y los topes sísmicos laterales del puente Nexpa el cual sufrió daños recientemente ante la acción de fuerzas sísmicas, así como hacer una propuesta para el diseño de los topes laterales que fueron los elementos estructurales más afectados por este fenómeno. Al mismo tiempo se pretende contribuir al acervo de conocimientos y mecanismos que ayuden a que el diseño de puentes sea más confiable y acorde a las condiciones que imperan en nuestro país. Las limitaciones de este trabajo se enmarcan dentro de las consideraciones hechas para la formulación y diseño de los modelos empleados.

En el capítulo 1 del presente trabajo, "Antecedentes del diseño sísmico de puentes", se describen los aspectos teóricos para la determinación de las características dinámicas de las estructuras de puentes, las consideraciones que se deben realizar en su análisis y la importancia que juega el sitio donde se encuentran desplantadas en la determinación de la fuerza sísmica.

Los modelos utilizados para la determinación de la fuerza sísmica de diseño, así como algunos aspectos importantes a considerar en el modelo del puente, se describen en el capítulo 2, "Modelos para el análisis sísmico de puentes".

Se definen los conceptos y se explican algunos aspectos de la problemática actual en los puentes ante la acción de fuerzas naturales y/o inducidas por el hombre y se presentan algunos de los métodos más comunes para su rehabilitación en el capítulo 3, "Patología de los puentes".

En el capítulo 4, "Dispositivos constrictores de movimiento lateral", se describen los principales tipos de falla observados en topes laterales, así como las hipótesis utilizadas para presentar una propuesta de diseño de estos dispositivos.

Se analiza en el capítulo 5, "Evaluación del diseño sísmico del puente Nexpa", la problemática de este puente, el cual presentó fallas severas en sus topes laterales e inconsistencias en el diseño sísmico de sus pilas.

Finalmente en las "Conclusiones", se resumen los resultados obtenidos con base en los análisis realizados a lo largo de este trabajo.

Capítulo 1

Antecedentes del diseño sísmico de puentes

En México, como en todo el mundo, ninguna zona puede considerarse totalmente exenta de sufrir los efectos sísmicos. Para algunas zonas, estos fenómenos representan la principal causa de daños a las estructuras, por lo que en el diseño estructural se deben extremar precauciones y ser sumamente cuidadoso al aplicar las especificaciones y criterios de diseño que se establecen en las normas. En zonas donde la ocurrencia de sismos es menos frecuente, no debe menospreciarse el riesgo que implica la acción sísmica, por lo que todas las estructuras y en especial las de gran importancia requieren de un riguroso diseño sísmoresistente como prevención contra este fenómeno.

1.1 Los sismos

Los sismos ocurren por un deslizamiento de las placas tectónicas. Debido a que este corrimiento no ocurre de manera suave y continua, se producen entre las placas esfuerzos considerables que vencen la resistencia mecánica de la superficie de contacto, produciendo un deslizamiento brusco y un desprendimiento súbito de energía (Meli, 1986). La energía liberada produce ondas en la corteza terrestre que

viajan grandes distancias provocando la vibración de la superficie del suelo. Generalmente, los epicentros se localizan en los límites entre placas, sin embargo, también se pueden localizar en puntos donde se produzcan fracturas en las placas.

La mayoría de los sismos en México, ocurren por la subducción de la placa de Cocos por debajo de la placa de Norteamérica. La línea donde empieza la subducción se encuentra cerca de las costas de Chiapas, Oaxaca, Guerrero y Michoacán. En la figura 1.1, se aprecia que es en esta zona donde se concentra la mayor parte de los epicentros.

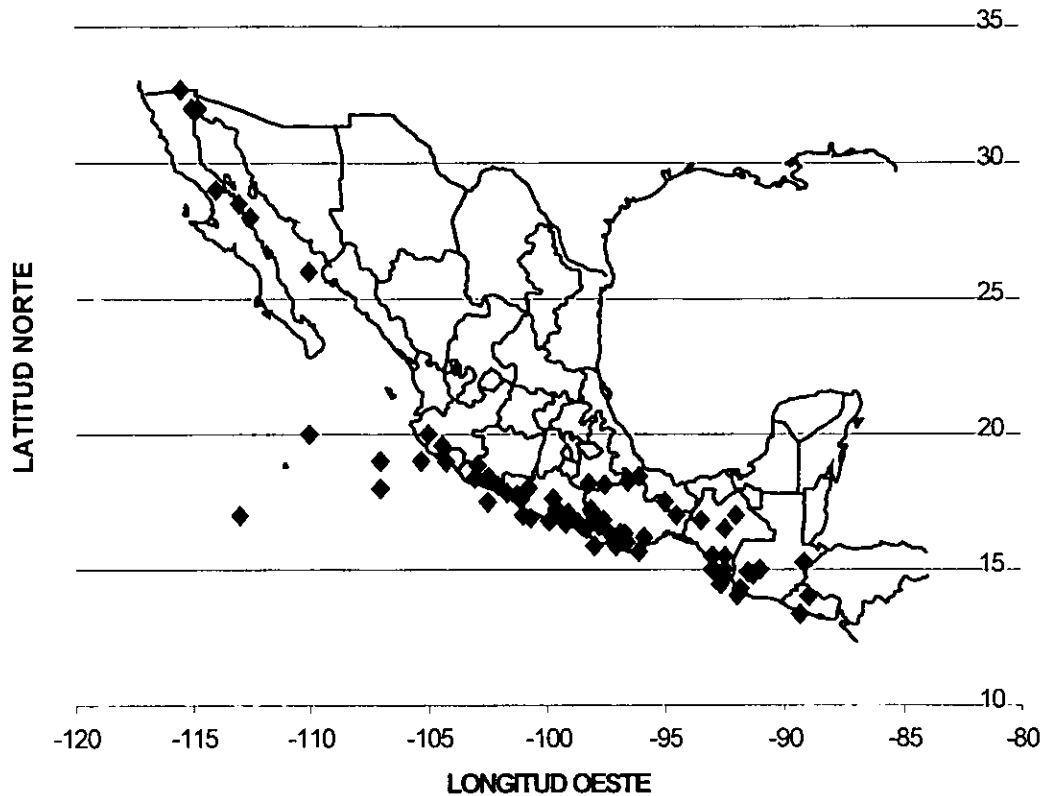


Figura 1.1. Epicentros de sismos de magnitud mayor o igual a 7, de 1900 a 1999

La figura anterior, nos da una idea clara de la intensa actividad sísmica de nuestro país. En especial, el puente que se estudia en esta tesis, ubicado en el estado de Michoacán, se encuentra bajo un riesgo constante de sufrir los efectos de sismos de gran intensidad, por lo cual es necesario establecer criterios adecuados para su refuerzo cuando éste u otros puentes, en las mismas circunstancias, presentan daños graves en las partes de su estructura, relevantes para resistir las fuerzas sísmicas.

1.2 Regionalización sísmica de la República Mexicana

Es fundamental para un buen diseño sismoresistente, establecer de forma aproximada las fuerzas que se esperan actuarán sobre la estructura. El tipo y cantidad de información sobre sismos con que se cuente en las distintas zonas geográficas, servirá para determinar el grado de confiabilidad que se tenga para estimar estas fuerzas. En México un estudio de riesgo sísmico para un sitio específico sólo se justifica para obras de gran magnitud; en obras comunes se utilizan estudios de riesgo sísmico mucho más generales. La regionalización sísmica en México se divide en cuatro zonas, las cuales se denominan con las letras A, B, C y D, en donde A es la zona que tiene el menor riesgo sísmico y D el mayor riesgo sísmico. La regionalización sísmica se muestra en la figura 1.2 (CFE, 1993).



Figura 1.2. Regionalización sísmica de la República Mexicana, según el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE.

De las figuras 1.1 y 1.2, se deduce que el riesgo sísmico de cualquier lugar de la República Mexicana depende fundamentalmente de la distancia que tenga con respecto a la costa del Pacífico, que es donde se han localizan los epicentros de la mayoría de los sismos.

1.3 Respuesta de las estructuras ante excitaciones sísmicas

Para el análisis sísmico de estructuras, los reglamentos plantean métodos de análisis en los que se considera a la acción sísmica como cargas estáticas equivalentes.

La acción sísmica se representa por una historia del movimiento del terreno donde se encuentra desplantada la estructura; ésta disipa la energía transmitida por el terreno a través de movimientos vibratorios. La amplitud de los desplazamientos de la estructura, producidos por el sismo, depende de las características estructurales con que fue diseñada, la forma como se encuentre cimentada y las propiedades del subsuelo sobre las que esté desplantada.

Las principales propiedades que se toman en cuenta en la estructura, para determinar su comportamiento ante un sismo son: su masa, su amortiguamiento y su rigidez (Paz, 1992). El amortiguamiento se refiere a la capacidad que tiene la estructura de disipar energía a través de medios diferentes al desplazamiento. Este efecto se debe principalmente a la fricción interna de los materiales y al rozamiento de los componentes de la estructura. La rigidez se define como la fuerza necesaria para desplazar al sistema una cantidad unitaria; esta propiedad nos indica cuanto se puede deformar la estructura. La masa es una propiedad de la estructura definida como W/g , donde " W " es el peso de la estructura y " g " la aceleración de la gravedad. La forma como se distribuya ésta, dependerá de las características constructivas del puente.

Las propiedades mencionadas se incluyen dentro de la ecuación de equilibrio dinámico de la estructura (ecuación 1.1). En esta ecuación se toman en cuenta básicamente tres clases de fuerzas: La fuerza de inercia, que es proporcional a la masa de la estructura por la aceleración relativa de la estructura con respecto a la aceleración del terreno. Las fuerzas que se generan por la rigidez del sistema estructural al tratar de ser desplazado, dentro del rango elástico de sus elementos, son proporcionales a la rigidez del sistema por el desplazamiento relativo de éste con respecto al terreno. Por último tenemos a la fuerza de amortiguamiento la cual trata de restablecer el equilibrio de la estructura que se encuentra en movimiento, esta fuerza se considera proporcional a la velocidad con la que se desplaza la estructura con respecto a la del suelo (Paz, 1992). La ecuación de equilibrio dinámico la podemos escribir entonces de la siguiente forma:

$$m \ddot{u} + C \dot{u} + Ku = -m \ddot{u}_o \quad (1.1)$$

donde:

m = masa

- C = coeficiente de amortiguación
- K = rigidez del sistema
- u = desplazamiento relativo del sistema
- \dot{u} = velocidad relativa del sistema
- \ddot{u}_o = aceleración del terreno
- \ddot{u} = aceleración relativa del sistema

El producto $-m\ddot{u}_o$, representa la fuerza sísmica equivalente en la estructura

Al dividir la ecuación entre la masa la expresión nos queda:

$$\ddot{u} + \frac{C}{m} \dot{u} + \frac{K}{m} u = -\ddot{u}_o \quad (1.1.1)$$

donde las constantes, C / m y K / m , representan dos constantes que se relacionan con la vibración libre del sistema.

La primera constante, K / m , es igual al cuadrado de la frecuencia circular de un sistema no amortiguado.

$$\omega^2 = \frac{K}{m} \quad \text{ó} \quad \omega = \sqrt{\frac{K}{m}} \quad (1.2)$$

La segunda constante, C / m , puede expresarse en función de la fracción amortiguamiento crítico. Así:

$$\xi = C / C_{cr} \quad (1.3)$$

donde C_{cr} , es el amortiguamiento crítico, que se define como:

$$C_{cr} = 2 \omega m \quad (1.4)$$

Por lo que la ecuación 1.3 nos queda:

$$\xi = C / 2 \omega m \quad (1.3.1)$$

Expresando C en función del amortiguamiento crítico, tenemos que:

$$C = 2 \xi \omega m \quad (1.5)$$

Al dividir C entre la masa, obtenemos:

$$\frac{C}{m} = 2 \xi \omega \quad (1.6)$$

Sustituyendo 1.6 y 1.2 en la ecuación diferencial 1.1.1, se tiene

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = -\ddot{u}_o \quad (1.1.2)$$

Se observa que la respuesta del sistema queda definida en términos de dos parámetros: la frecuencia circular del sistema y la fracción de amortiguamiento crítico.

Por otra parte, tenemos que un acelerograma es un registro de la historia de aceleraciones que produce un sismo en una dirección determinada y constituye la descripción más útil del movimiento del suelo en un lugar. Las características de los acelerogramas que más se relacionan con la potencialidad destructiva, es decir, con la intensidad del sismo, son la aceleración máxima, la duración de la etapa en que la amplitud de la aceleración tiene un valor apreciable y, finalmente, las frecuencias dominantes del movimiento (Meli, 1986).

Las aceleraciones que producen mayores daños son las horizontales; las aceleraciones verticales son apreciables solo en sitios cercanos al epicentro y producen sollicitaciones severas solo en formas estructurales particulares. Existen, además, efectos sísmicos excepcionales que no dependen de las aceleraciones; éstos se deben generalmente a la inestabilidad del suelo en que se desplanta la estructura.

Adicional a la aceleración del terreno, existen otros parámetros del movimiento del suelo que influyen en la respuesta de la estructura, como son la velocidad del movimiento del terreno y su desplazamiento. Mediante la utilización de algunos métodos matemáticos se pueden determinar estos dos parámetros, a partir del acelerograma.

En el diseño estructural es esencial conocer la sollicitación máxima a la que se verá sujeta la estructura por efectos del sismo, por tal motivo no es necesario conocer la historia completa de su respuesta, sino únicamente su valor máximo. En los últimos años, se ha aceptado ampliamente el uso de la respuesta espectral en la práctica del diseño antisísmico. La respuesta espectral es un diagrama de la máxima respuesta a una función específica de la excitación, para todos los sistemas posibles con un grado de libertad. En esta gráfica, la abscisa del espectro es la frecuencia natural o el periodo del sistema y la ordenada es la respuesta máxima. Por lo tanto, para determinar la respuesta máxima disponiendo de un diagrama espectral para una excitación específica, es necesario saber solamente la frecuencia natural del sistema.

Existen reglas empíricas para construir envolventes de espectros a partir de datos básicos del movimiento del terreno. Estas reglas consisten en multiplicar la

aceleración, velocidad y/o desplazamiento máximo del terreno por constantes que se han obtenido de la observación de un gran número de espectros de sismos reales.

El Manual de Obras Civiles, Diseño por Sismo, de la Comisión Federal de Electricidad, propone una metodología para realizar el espectro de diseño de cualquier región sísmica de la República Mexicana. El espectro se compone en la parte de las ordenadas por el coeficiente de aceleración “ α ” y en las abscisas por el periodo de vibración de la estructura.

El coeficiente “ α ” es igual a la aceleración máxima de respuesta sísmica, expresada como una fracción de la gravedad. Éstas están dadas por las siguientes expresiones:

$$\alpha = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} ; \quad \text{si } T < T_a \quad (1.7.1)$$

$$\alpha = c ; \quad \text{si } T_a < T < T_b \quad (1.7.2)$$

$$\alpha = c (T_b / T)^r ; \quad \text{si } T > T_b \quad (1.7.3)$$

donde:

a_0 = coeficiente de aceleración del terreno (adimensional)

c = coeficiente sísmico (adimensional)

T = periodo natural de interés (segundos)

T_a y T_b = periodos que delimitan la meseta (segundos)

r = exponente que define la parte curva del espectro de diseño

Estos valores se muestran en la tabla 1.1. Los valores que se utilizarán dependen de la zona sísmica y del tipo de terreno de cimentación.

Los tipos de terreno que se consideran son:

Tipo I: Terreno firme

Tipo II: Terreno intermedio

Tipo III: Terreno blando

Con el propósito de considerar la importancia que tienen las estructuras de puentes, las ordenadas espectrales se deberán multiplicar por 1.5 (CFE, 1993).

Tabla 1.1. Espectros de diseño para estructuras del grupo B

Zona sísmica	Tipo de suelo	a_0	c	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

Para terrenos tipo II y III, el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, plantea la posibilidad de modificar los periodos característicos del espectro de diseño al conocer el periodo dominante del suelo (T_s). La forma en que lo plantea se indica a continuación:

Terreno tipo II.

Zona sísmica A y B

$$T_a = 0.64 T_s \quad (1.8.1)$$

$$T_b = 1.2 T_s ; 0.6 < T_b < 1.5 \quad (1.8.2)$$

Zona sísmica C

$$T_b = 1.2 T_s ; 0.6 < T_b < 1.4 \quad (1.9)$$

Zona sísmica D

$$T_b = 1.2 T_s ; 0.6 < T_b < 1.2 \quad (1.10)$$

Terreno tipo III.*Zona sísmica A y B*

$$T_a = 0.35 T_s \quad (1.11.1)$$

$$T_b = 1.2 T_s ; 0.8 < T_b < 2.9 \quad (1.11.2)$$

Zona sísmica C

$$T_b = 1.2 T_s ; 0.8 < T_b < 1.9 \quad (1.12)$$

Zona sísmica D

$$T_b = 1.2 T_s ; 0.8 < T_b < 1.7 \quad (1.13)$$

1.4 Diseño sísmico de puentes

Históricamente, las estructuras de puentes han demostrado ser muy vulnerables a los efectos sísmicos, con daño permanente en la subestructura y cimentación, y en algunos casos, con el colapso total de la estructura. En general, las estructuras de puentes resisten los efectos sísmicos por una combinación de resistencia, deformabilidad y capacidad de disipación de energía.

La práctica inicial del diseño sismoresistente de estructuras, puso énfasis en el aspecto de resistencia. Se diseñaban elementos que se creían suficientemente confiables para resistir las fuerzas horizontales sísmicas. Originalmente, se consideraba una fuerza horizontal estática de 0.1 veces el peso de la estructura; este criterio se utilizó con éxito por muchos años. Sin embargo, durante sismos severos se mostró que las estructuras así diseñadas se deformaban más allá de su límite elástico, y que resistieron gracias a que fueron capaces de deformarse inelásticamente y de disipar energía.

El objetivo principal del diseño sismoresistente se volvió entonces, el construir estructuras con una gran capacidad para deformarse plásticamente (formación de articulaciones plásticas) de modo que los requerimientos de resistencia pudieran ser reducidos y como consecuencia una reducción en el costo de la estructura. Actualmente esta hipótesis permanece como una de las más utilizadas para la construcción de puentes, sin embargo, sufre de severas desventajas, algunas de las cuales son:

1. Bajo carga cíclica producida por un sismo severo puede ocurrir un deterioro progresivo de los componentes estructurales, lo que lleva a reparaciones caras y difíciles de realizar después del sismo.

2. Se producen mayores desplazamientos, lo cual ocasiona un mal funcionamiento de la estructura.

La filosofía básica de diseño adoptada radica en el cálculo de fuerzas obtenidas con la ayuda de alguno de los métodos existentes y reducidas por un factor para obligar a los elementos estructurales a ingresar en el rango inelástico. Con esto se asegura un comportamiento dúctil de los miembros de la estructura y una cierta disipación de la energía inducida por el sismo sobre el puente. Está implícito en esta filosofía de diseño que bajo la acción de un sismo moderado o intenso puede ocurrir algún tipo de daño estructural en el puente.

Para puentes de un solo tramo no se requiere de un análisis sísmico riguroso, sin embargo, deben revisarse la magnitud de las fuerzas longitudinales y transversales en las conexiones entre la superestructura y subestructura.

Al hacer un reconocimiento de puentes dañados por la acción de sismos, se ha encontrado que la falla más frecuente es la que está relacionada con la corta superficie de apoyo que se tiene para sostener las traveses sobre los marcos longitudinales, así como daños en pilas y topes sísmicos.

Por otra parte la literatura sobre el tema no reporta ningún método analítico para diseñar las conexiones y juntas de la superestructura con los demás elementos estructurales del puente, en especial con los elementos de la subestructura. Las longitudes mínimas de apoyo entre las pilas y estribos y las holguras de las traveses o tableros que forman la superestructura, no pueden ser determinados con certeza, ya que no existen métodos que nos permitan calcularlas. Las longitudes y holguras se indican en el Manual de Obras Civiles de Diseño por Sismo de la C.F.E. que se muestran en la figura 1.3.

La falta de estudios experimentales sobre longitudes mínimas, sugiere las siguientes alternativas para evitar este tipo de fallas: aumentar la longitud de apoyo, restringir el movimiento de la superestructura o restringir el movimiento de los dispositivos de conexión superestructura – subestructura.

En la actualidad no se dispone de herramientas de cálculo que nos permitan realizar un análisis preciso de los efectos producidos por los movimientos relativos reales entre los soportes del puente. Por este motivo, generalmente se hace la suposición de que el movimiento del terreno, en donde se encuentran los soportes del puente, sigue un comportamiento similar. Esta suposición nos lleva a pensar en un modelo en el cual las únicas variaciones importantes en sus desplazamientos se deban a un desfase de sus movimientos con respecto al tiempo.

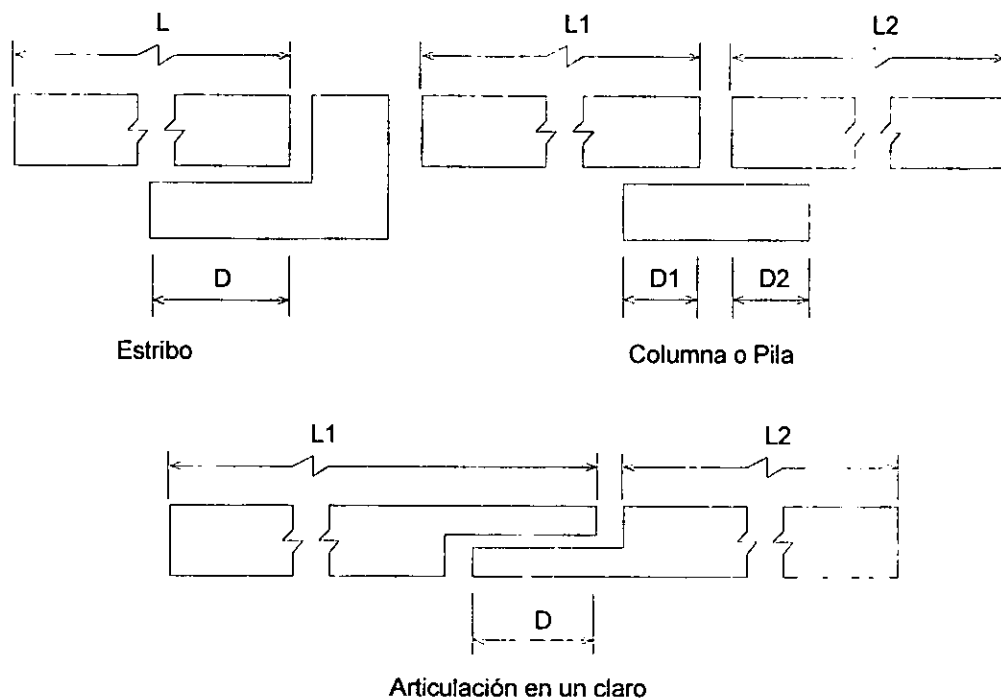


Figura 1.3. Dimensiones para longitudes mínimas de apoyo de la superestructura.

Otro fenómeno interesante, que debe ser tomado en cuenta para el diseño sísmico de puentes es el de interacción suelo - estructura. Se ha observado que en puentes cortos y de poco peso los efectos que produce este fenómeno son mínimos, sin embargo, si consideramos la distribución de fuerzas en la en la superestructura y su efecto sobre las pilas, la estructura puede sufrir daños por las fuerzas dinámicas ejercidas por el terreno sobre los estribos.

Los efectos de la interacción suelo - estructura son más significativos en puentes construidos en terrenos blandos; tales efectos también pueden ser importantes en puentes muy esviajados.

1.5 Factor de comportamiento sísmico en puentes

La forma más adecuada en la actualidad para caracterizar a las estructuras es tomando en cuenta su ductilidad, que consiste en el empleo del factor de comportamiento sísmico Q , el cual en realidad no solo está asociado a la ductilidad estructural, sino también a la estructuración misma, al deterioro o efecto que pueda llegar a contrarrestar gran parte de la capacidad externa en resistencia que suministra la ductilidad y a reservas de la capacidad ante carga sísmica que los métodos convencionales de diseño no consideran.

Los factores de comportamiento sísmico que se adoptan en puentes dependerán de la forma en que este estructurado éste. Los factores de comportamiento sísmico en puentes que se sugieren son los siguientes (CFE, 1993):

Se usará $Q = 3$ cuando la resistencia a fuerzas laterales sea suministrada por marcos de dos o más columnas de concreto reforzado o acero.

Se usará $Q = 2$ cuando la resistencia de fuerzas laterales sea suministrada por pilas de una sola columna de concreto reforzado o acero. También se utilizará este valor cuando la resistencia a fuerzas laterales sea suministrada por sistemas pila-muro.

Se usará $Q = 1.5$ para el diseño de pilas aisladas y estribos de mampostería, además, se utilizará para el diseño de las conexiones de la subestructura con la cimentación y con la superestructura.

Se usará $Q = 1$ para el diseño de las conexiones entre las pilas con la superestructura y las pilas con la cimentación.

Se usará $Q = 0.8$ para el diseño de las conexiones entre los estribos y la superestructura.

Para fines de diseño será necesario tener en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura, aunque sea de manera aproximada. Para ello, las ordenadas espectrales se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductivo Q' a fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas por ductilidad. Para cualquier tipo de estructura, el factor reductivo se calculará de la siguiente forma:

$$Q' = 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_a}; \quad \text{sí } T < T_a \quad (1.14)$$

$$Q' = Q; \quad \text{sí } T > T_a \quad (1.15)$$

En donde T se tomará igual al periodo fundamental de vibración cuando se emplee el análisis estático e igual al periodo natural de vibración del modo en que se considere cuando se emplee el análisis modal espectral; T_a es el primer periodo característico del espectro de diseño.

En caso de que se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico diferentes a los especificados en los manuales, pero congruentes con el sistema que se utiliza y demostrando la validez de los valores de amortiguamiento y el factor reductivo por ductilidad.

Capítulo 2

Modelos para el análisis sísmico de puentes

El análisis sísmico de un puente radica en el cálculo de las fuerzas sísmicas en el rango elástico, las cuales son reducidas para obligar a los elementos estructurales a ingresar en el rango inelástico y asegurar un comportamiento dúctil de los miembros de la estructura y disipar, en cierto grado, la energía inducida por el fenómeno. Este análisis implica el supuesto de que la estructura tendrá una mayor deformación de sus elementos, lo que conlleva a un cierto grado de daño estructural. Con base en esta filosofía se diseñan actualmente los puentes.

Este estudio sólo se enfoca al análisis de puentes rectos, en donde los elementos que sufren mayor daño ante un evento de naturaleza sísmica son las pilas. Esto se debe a que las pilas ingresan al intervalo inelástico ante la combinación de carga axial y momentos flexionantes biaxiales que les induce el fenómeno sísmico. La superestructura generalmente permanece en el intervalo elástico por lo que no se presentan daños importantes en los tableros que la conforman.

La idealización de la estructura es un factor importante para llevar a cabo el análisis estructural. Las condiciones de apoyo de los tableros que conforman la superestructura con los estribos, así como las condiciones de liga de la superestructura y la subestructura, son factores importantes a los que se debe prestar gran atención, debido a que estas características influyen en el comportamiento de la estructura y por lo tanto en la distribución de las fuerzas

internas. Estas fuerzas internas o elementos mecánicos de cada uno de los elementos estructurales rigen su diseño. Las combinaciones, así como los factores de carga son considerados de acuerdo con lo estipulado en el código AASHTO.

2.1 Métodos para determinar la fuerza sísmica de diseño

Actualmente existen algunos métodos que resultan en cierta forma fáciles de aplicar para obtener la fuerza sísmica de diseño que la estructura debe resistir. Dependiendo del método que se utilice son los resultados que se pueden obtener en términos de la confiabilidad del análisis y lo conservador que se quiera ser en sus planteamientos (Federal Highway Administration, 1981).

En este capítulo se revisa, lo más apropiadamente posible, los métodos para calcular las fuerzas sísmicas de diseño y los desplazamientos del puente bajo la acción de éstas. Estos métodos muestran los requerimientos mínimos que deben ser examinados críticamente para su aplicabilidad a un caso específico. Las recomendaciones hechas para escoger el método de análisis generalmente están en función del tipo de puente que se diseña (número de claros, su configuración geométrica y su regularidad) y de la región sísmica en que se encuentra.

Los puentes regulares son aquellos que no presentan cambios bruscos en condiciones de masa, rigidez y/o geometría con respecto a su longitud y entre los soportes adyacentes, sin incluir los estribos. Un puente irregular es aquel que no satisface la definición de puente regular. Ejemplos de puentes regulares e irregulares se muestran en la figura. 2.1.

En función de la regularidad de un puente se pueden aplicar métodos para determinar la fuerza sísmica de diseño. Entre éstos se encuentran: los métodos estáticos y los métodos dinámicos. Para los puentes existentes en la República Mexicana se pueden aplicar los siguientes métodos:

a) Métodos estáticos

Método simplificado
Método de la carga uniforme

Sin embargo, el primero de estos métodos no resulta útil para fines de este trabajo, por arrojar resultados demasiado conservadores con respecto al segundo.

b) Métodos dinámicos

Método unimodal de análisis
Método multimodal de análisis

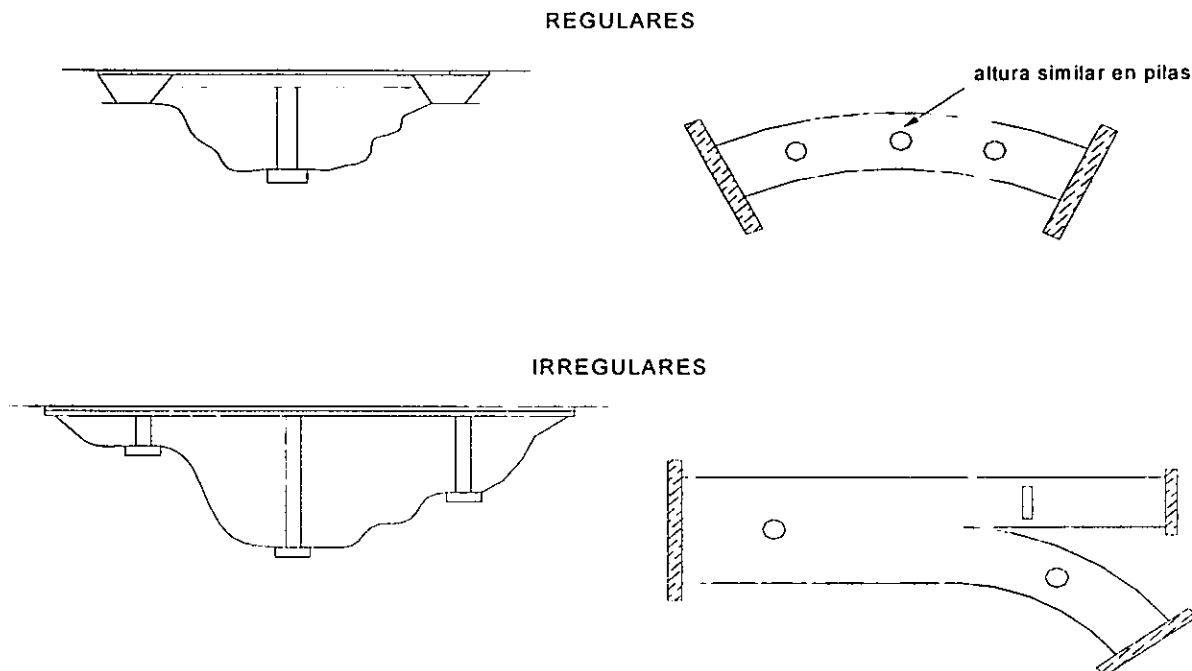


Figura 2.1. Ejemplos de puentes regulares e irregulares

Se ha observado que en general, los métodos estáticos proporcionan valores de fuerzas de diseño mayores que los métodos dinámicos, lo que conduce a diseños más conservadores.

2.1.1 Método de la carga uniforme

Este método se aplica al análisis transversal y longitudinal en aquellos puentes que cumplen con los siguientes requisitos (CFE, 1993):

Que tengan dos o más claros o tramos, que sean rectos o alojados horizontalmente en curvas de poco grado, que la longitud de sus tramos sea muy parecida, que la fuerza sísmica se distribuya en todos los marcos resistentes, que la relación de la rigidez transversal de toda la estructura y la rigidez transversal de la superestructura sola sea menor que 2, que sus claros sean menores de 120 m y el ancho de la calzada no supere los 30 m. Este método consta esencialmente de los siguientes pasos:

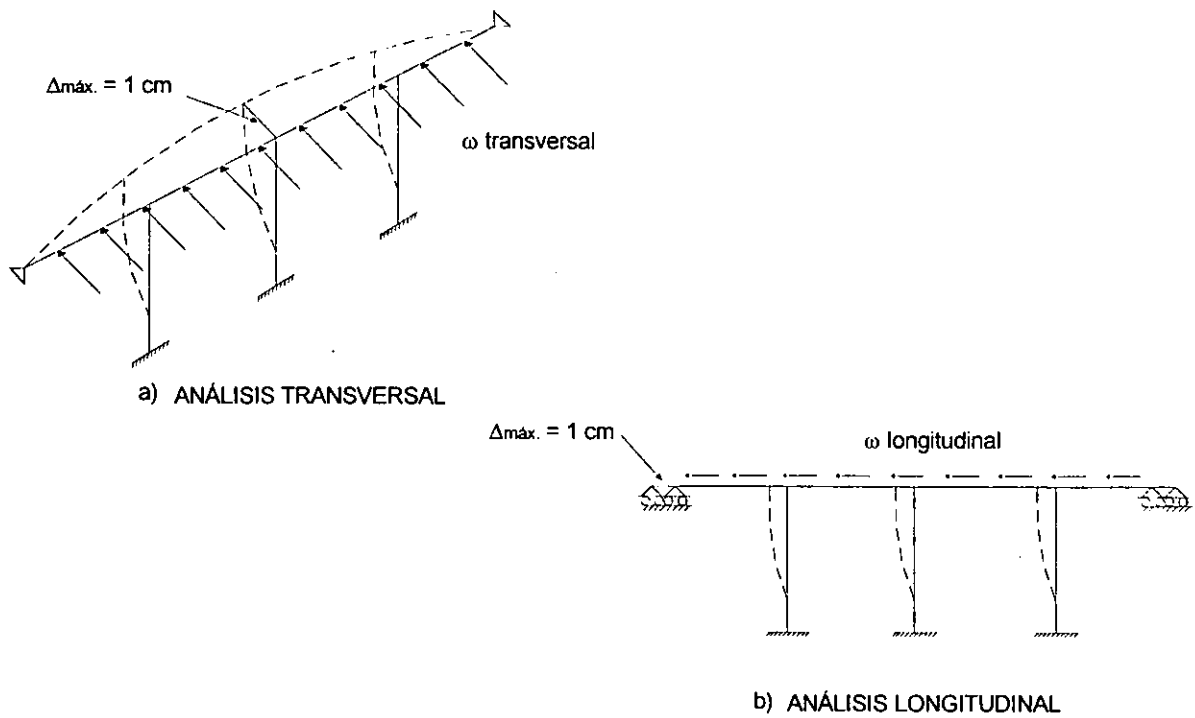


Figura 2.2. Método estático de la carga uniforme

Se aplica una carga uniforme horizontal de magnitud unitaria, en la dirección de análisis (figura 2.2). Se obtienen los desplazamientos resultantes de la aplicación de la carga uniforme. Con base en los desplazamientos calculados en el paso anterior se escala el valor de la carga uniforme para que produzca un desplazamiento horizontal máximo unitario en la estructura. Se calcula la rigidez lineal total de la estructura la cual se obtiene aplicando la siguiente fórmula:

$$K = \frac{\omega L}{\Delta} \quad (2.1)$$

donde:

K = rigidez lineal total de la estructura

ω = carga uniforme aplicada

L = longitud total del puente

Δ = desplazamiento máximo de la estructura

Se calcula la carga muerta total de la superestructura y se define el periodo fundamental de vibración con la siguiente expresión:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K}} \quad (2.2)$$

donde:

T = periodo fundamental de vibración
 m = masa de la superestructura
 K = rigidez de la estructura

Se calcula la ordenada espectral α correspondiente al periodo fundamental de vibración y se define el factor reductivo por ductilidad, Q' , de la estructura, donde:

$$Q' = 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_a} \quad ; \text{ si } T \leq T_a \quad (2.3)$$

$$Q' = Q \quad ; \text{ si } T > T_a \quad (2.4)$$

Se calcula la fuerza lateral equivalente P como:

$$P = \frac{\alpha}{Q'} W \quad (2.5)$$

donde W es el peso de la carga muerta de toda la estructura.

La fuerza P se transforma en una carga equivalente uniformemente repartida que se aplica a la superestructura en el sentido del análisis.

$$\omega = \frac{P}{L} \quad (2.6)$$

donde L es la longitud de la superestructura.

El análisis es el mismo para el sentido longitudinal. Sin embargo, para calcular la rigidez longitudinal del puente se liberan las restricciones del desplazamiento en este sentido en ambos extremos (figura 2.2b) independientemente del tipo de apoyo que se considere originalmente. Para fines del análisis y diseño estructural, sí se toma en cuenta el tipo de apoyo real en los estribos.

2.1.2 Método de análisis unimodal

Este método se recomienda para el análisis de puentes regulares, incluso se puede utilizar en el análisis de puentes irregulares que se encuentren ubicados dentro de la zona sísmica B (Federal Highway Administration, 1981). Para puentes irregulares que se encuentren dentro de las zonas sísmicas C y D será necesario utilizar el método multimodal de análisis. Para el análisis de puentes regulares o para aquellos puentes que se encuentren en zonas de bajo riesgo sísmico, se puede omitir el uso del método multimodal con el fin de simplificar el análisis del puente. En la tabla 2.1 se muestran las recomendaciones del método de análisis a utilizar, de acuerdo con la regularidad del puente y la región sísmica en que se encuentre ubicado.

Tabla 2.1. Recomendaciones del método de análisis

Zona Sísmica	Puentes regulares con 2 o más claros	Puentes irregulares con 2 o más claros
A	E, U	U, M
B	E, U	U, M
C	E, U	M
D	E, U	M

E - Método estático de análisis U - Método unimodal de análisis M - Método multimodal de análisis

Para puentes regulares, el método unimodal proporciona resultados bastante confiables, sin embargo, cuando se aplica en puentes cuyas condiciones de regularidad no se cumplen completamente, sólo proporciona una aproximación, cuyos resultados implican una gran incertidumbre, por lo que es conveniente realizar un análisis multimodal. La variación entre los resultados obtenidos con el método unimodal y multimodal se debe a que en el segundo se consideran como mínimo las tres primeras formas de vibrar de la estructura y la distribución real de la masa en la estructura, lo cual no ocurre en el método unimodal, ya que sólo considera la primera forma de vibrar de la estructura y la masa uniformemente distribuida en toda su longitud.

Otra de las razones por las que se prefiere el uso del análisis multimodal sobre un análisis unimodal es porque en el unimodal se asume que el puente responderá de acuerdo con la primera forma modal durante todo el sismo, desdeñando el hecho de que la magnitud y dirección de las deformaciones pueden cambiar con respecto al tiempo y dirección en que actúa el sismo. El uso de esta suposición podría ser razonable en el caso de un puente regular, ya que se estaría considerando su condición más desfavorable, sin embargo, en puentes irregulares podría significar un grave error.

El método unimodal de análisis es aplicable tanto en la dirección transversal, como en la dirección longitudinal de la estructura.

Como se mencionó anteriormente, este tipo de análisis se considera el primer modo de vibrar de la estructura; por lo que se obtiene la máxima energía de deformación y cinética asociada con este modo, y al igualar ambas energías se deduce la frecuencia natural de vibración del sistema. Las fuerzas internas de diseño y los desplazamientos para el sistema, provienen de un análisis estático, haciendo uso de las fuerzas de inercia producidas durante la vibración de la estructura. Esta es la esencia del método unimodal de análisis, el cual utiliza un modelo equivalente del sistema, aproximándose estrechamente al comportamiento general del puente.

El método unimodal nos indica que el peso por unidad de longitud de la estructura está dado por $w(x)$, y la masa por unidad de longitud esta dada por $m(x)$. La forma de vibrar inicial asumida es la deformación estática $v_s(x)$, debido a la carga uniformemente repartida unitaria ($p_0 = 1$) actuando en la dirección del análisis (figura 2.3a). La energía de deformación (potencial), U , suministrada a la estructura, en esta posición deformada, es igual al trabajo, W_E , producido por la carga externa en la estructura deformada. Así:

$$U = W_E = \frac{1}{2} p_0 \alpha \quad (2.7)$$

donde:

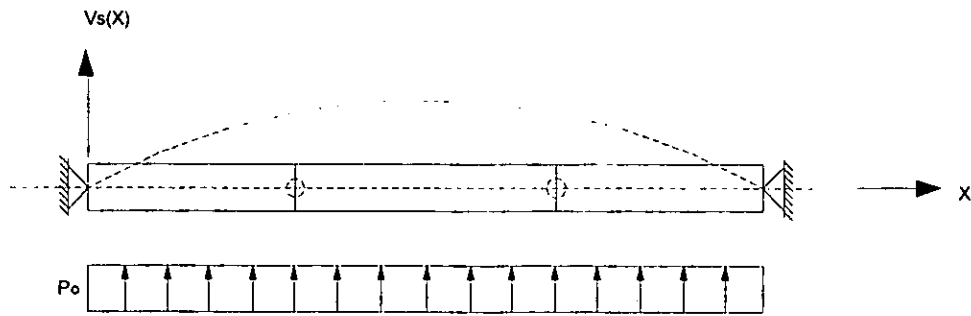
$$\alpha = \int_0^L v_s(x) dx \quad (2.8)$$

Si la estructura ahora es liberada de su posición deformada, esta vibrará en la misma forma con frecuencia ω . La máxima energía cinética, T_{\max} , ocurrirá cuando la estructura pasa por su posición de reposo, y estará dada por:

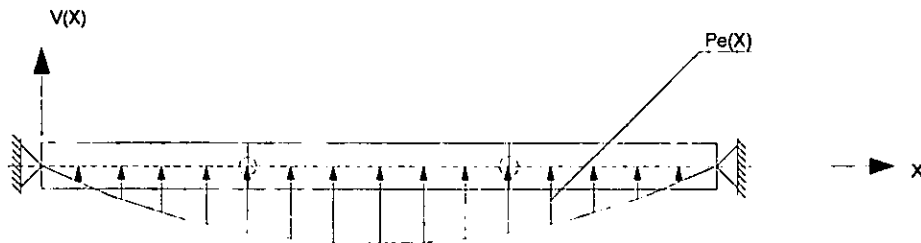
$$T_{\max} = \frac{\omega^2}{2g} \gamma \quad (2.9)$$

donde:

$$\gamma = \int_0^L w(x) [v_s(x)]^2 dx \quad (2.10)$$



a) Deformada debido a la carga uniforme



b) Carga estática característica aplicada al puente

Figura 2.3. Método unimodal de análisis

Igualando estas dos energías (ecuaciones 2.7 y 2.9) y recordando que $\omega = 2\pi/T$, una expresión para el periodo de vibración es:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 g \alpha}} \quad (2.11)$$

Si el término γ/g es considerado como una masa efectiva y $p_0\alpha$ como una rigidez efectiva, la ecuación 2.11 toma la apariencia de la ecuación 2.2. El hecho de que γ/g y $p_0\alpha$ se puedan considerar equivalentes a la masa y a la rigidez, respectivamente, se puede demostrar si se considera la respuesta longitudinal de un puente recto, donde $w(x) = w$ y $v_s(x) = \Delta$. Al sustituir estos parámetros en las integrales definidas en las ecuaciones 2.8 y 2.10 para α y γ , se reducen a las siguientes constantes:

$$\gamma = w\Delta^2 L = W\Delta^2 \quad (2.10a)$$

$$p_0 = \alpha \Delta L \quad (2.8 a)$$

entonces:

$$p_0 \alpha = p_0 \Delta L = P_0 \Delta = K_0 \Delta^2 \quad (2.12)$$

donde:

$W = wL$ - peso total de la superestructura

$P_0 = p_0 L$ - carga lateral total

$K_0 = \frac{P_0}{\Delta}$ - rigidez longitudinal

sustituyendo en la ecuación 2.11 y simplificando, se tiene:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK_0}} \quad (2.11a)$$

El periodo corresponde a la amplitud correspondiente del modo de vibrar asumido, y con el cual se determina la ordenada del espectro de respuesta, $S_a(\xi, T)$ correspondiente y en la cual se asume un amortiguamiento crítico $\xi = 5\%$.

La amplitud de la respuesta se calcula como el producto de un factor por la deformación inicial, $v_s(x)$, debido a la carga uniforme. Por lo que podemos decir que sí:

pseudoaceleración máxima = $S_a(\xi, T) = C_s g$

pseudodesplazamiento máximo = $S_a / \omega^2 = C_s g / \omega^2$

donde C_s = coeficiente sísmico

entonces:

la deformación en el instante de máximo desplazamiento:

$$v_{\max.}(x) = \frac{C_s g}{\omega^2} \frac{\beta}{\gamma} v_s(x) \quad (2.13)$$

donde:

$$\beta = \int_0^L w(x) v_s(x) dx \quad (2.14)$$

El factor β/γ puede ser considerado como un factor normalizado a partir de que la magnitud de $v_s(x)$ fue escogida arbitrariamente (por ejemplo la que corresponde a una carga unitaria uniforme).

Las fuerzas y los desplazamientos de diseño pueden ser calculados por simplicidad multiplicando a aquellos que corresponden a la forma inicial por el escalar $C_s g \beta / \omega^2 \gamma$. Sin embargo, una mejor aproximación de estas fuerzas y desplazamientos se obtiene al considerar lo siguiente:

Las fuerzas de inercia, $p_e(x)$, correspondientes a la forma flexionada en el instante del máximo desplazamiento son:

$$p_e(x) = k^* v_{\max}(x) \quad (2.15)$$

donde k^* es una rigidez equivalente.

Expresando la frecuencia en términos de esta rigidez equivalente, tenemos que:

$$\omega^2 = \frac{k^*}{m(x)} \quad (2.16)$$

Al sustituir en la expresión 2.13 para $v_{\max}(x)$, se tiene:

$$v_{\max}(x) = \frac{C_s \cdot g}{k^*} \cdot \frac{\beta}{\gamma} \cdot v_s(x) \cdot m(x) \quad (2.13b)$$

la cual podemos sustituir en la ecuación 2.15 para obtener

$$p_e(x) = C_s \cdot \frac{\beta}{\gamma} \cdot w(x) \cdot v_s(x) \quad (2.15b)$$

donde $w(x) = m(x) \cdot g$.

Como se muestra en la figura 2.3b, estas fuerzas son aplicadas a la estructura para obtener las fuerzas en los miembros y los desplazamientos de diseño.

En resumen, este análisis es aplicable tanto en el sentido longitudinal como transversal y los pasos a seguir para cada dirección son:

- calcular $v_s(x)$
- obtener los parámetros α , β , γ

- calcular T y C_s
- determinar $p_e(x)$
- calcular las fuerzas y desplazamientos de diseño

2.1.3 Método de análisis multimodal

El análisis multimodal debe ser usado para puentes con irregularidades en su geometría, masa y/o rigidez, ya que éstas influyen en las diferentes formas de vibrar que pueda presentar el puente a través del tiempo. La principal cualidad de este método es que se basa en el supuesto de que son varios modos los que contribuyen a la respuesta total de la estructura y no solo uno como lo supone el unimodal (Federal Highway Administration, 1981).

Un análisis multimodal calcula la respuesta máxima de la estructura de cada uno de los modos de vibrar que se deseen incluir en el análisis. Estas respuestas máximas se combinan para dar la respuesta total de la estructura. Se debe tener un gran cuidado con esta combinación, ya que las respuestas máximas generalmente no ocurren en el mismo instante de tiempo. La combinación modal generalmente aceptada es la del método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados de cada modo. Este método funciona bien para estructuras con periodos naturales de vibración muy diferentes entre sí para cada modo. Sin embargo cuando los periodos son muy próximos entre sí, se deben usar reglas de combinación más sofisticadas, como por ejemplo la Combinación Cuadrática Completa la cual utiliza correlaciones estadísticas entre las varias respuestas modales (Federal Highway Administration, 1981).

2.2 Planteamiento general para el modelo analítico de puentes

Uno de los aspectos más importante para el diseño adecuado de un puente es el análisis estructural. Este análisis permite conocer las fuerzas internas que se generan en los diferentes elementos estructurales ante la acción de fuerzas externas que excitan a la estructura. En este sentido, se debe tener mucho cuidado en las consideraciones que se hagan para realizar el modelo, procurando así, que éste refleje el comportamiento real que se tendría ante sollicitaciones sísmicas en el rango elástico de la estructura. Principalmente, en el análisis estructural, se debe tener en cuenta el tipo estructural del puente, el tipo de apoyos utilizados para sustentar los elementos de la superestructura sobre las pilas y los estribos, así como también se deben realizar consideraciones para involucrar los efectos de interacción suelo-estructura si es necesario.

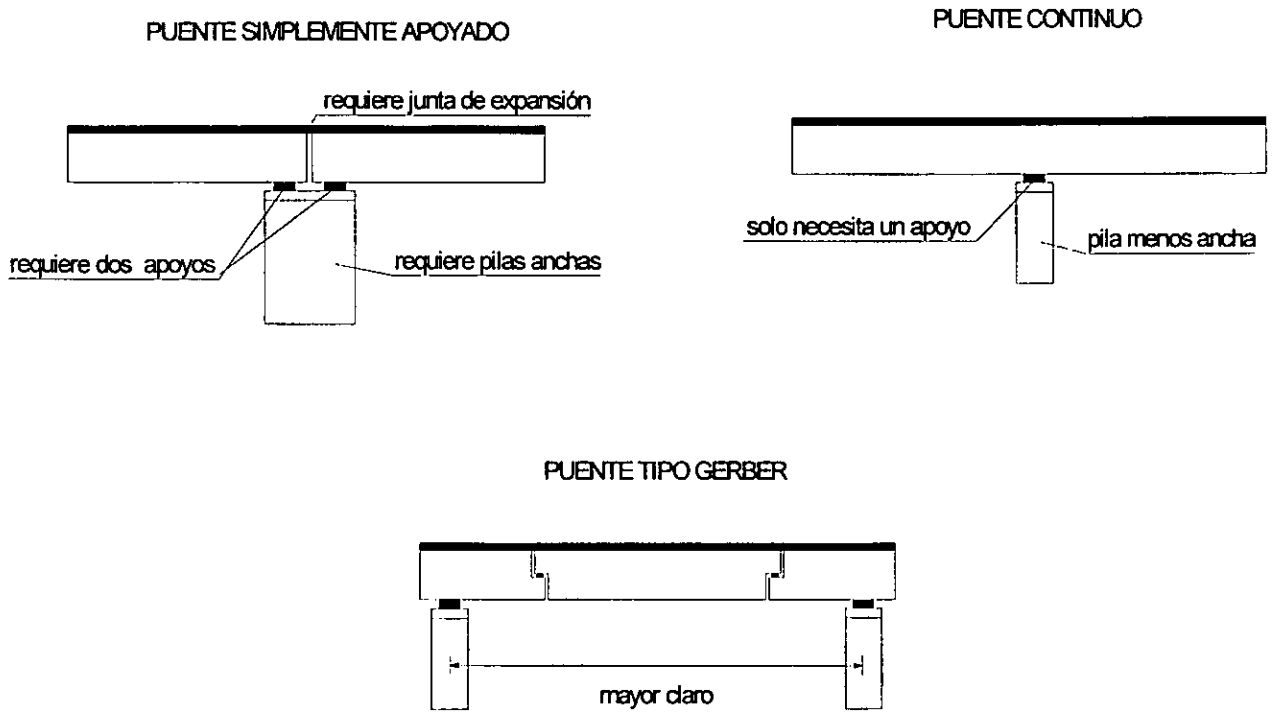


Figura 2.4. Tipología de puentes

De acuerdo a su comportamiento estructural los puentes se pueden clasificar como simplemente apoyados y continuos (figura 2.4).

Los segundos incluyen desde puentes rectos de claros medios, con continuidad solamente en la superestructura hasta puentes colgantes y atirantados. Una combinación eficiente de ambos tipos de estructuración es la estructura tipo Gerber, sin embargo, éste requiere de cimbra costosa. En esta solución se coloca una trabe central simplemente apoyada justo en los sitios correspondientes a los puntos donde el momento es igual a cero de esta viga continua.

Algunas de las ventajas y desventajas que ofrecen cada uno de estos sistemas estructurales se muestran en la tabla 2.2.

Tabla 2.2. Ventajas y desventajas de los tipos estructurales

Tipo estructural	Ventajas	Desventajas
Puentes simplemente apoyados	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Movimientos pequeños en los apoyos. ▪ No cambia el diagrama de momentos flexionantes ante asentamientos diferenciales 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Gran número de apoyos ▪ Pilas más anchas
Puentes tipo Gerber	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Alcanza a cubrir claros mayores ▪ No cambia el diagrama de momentos flexionantes ante asentamientos diferenciales 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Difícil acceso para el mantenimiento de los apoyos al centro del claro ▪ Requiere cimbra costosa
Puentes Continuos	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Menor peralte de los elementos de la superestructura que los puentes simplemente apoyados ▪ Se requiere un menor número de apoyos ▪ Menos juntas constructivas, con la ventaja de obtener una superficie de rodamiento sin interrupciones ▪ La deflexión y vibraciones son menores 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Los asentamientos diferenciales de las pilas inducen cambios en el diagrama de momentos flexionantes ▪ Grandes movimientos en los apoyos ▪ La colocación del refuerzo es más complicada

2.2.1 Superestructura

La superestructura comprende todos los componentes que se halla por encima de los elementos de soporte, principalmente se tiene:

- *Superficie de rodamiento*, sobre la cual circulan los vehículos. Puede ser de asfalto o de concreto.

- *Losa*, cuya función principal es distribuir las cargas transversal y longitudinalmente en toda la longitud del puente.
- *Vigas*, son los miembros principales y se diseñan para resistir los efectos producidos por las cargas muertas y el peso propio así como la carga viva ocasionada por el paso de vehículos.

2.2.2 Subestructura

La subestructura está formada por todos los elementos que requiere la superestructura para sustentarse, como son apoyos, pilas, estribos y cabezales. Su función es la de transmitir eficientemente las cargas de la superestructura a la cimentación, además de resistir las fuerzas sísmicas.

2.2.2.1 Apoyos

Existe una gran variedad de apoyos para poder sustentar la superestructura sobre las pilas y estribos, así como para apoyar una trabe prefabricada sobre otra como es el caso de los puentes tipo Gerber (figura 2.5). Para lograr este objetivo se han utilizado diversos tipos de materiales y formas en la construcción de puentes, sin perder de vista el concepto de apoyo fijo (que solo permite giros) y de apoyo móvil (que permite desplazamientos y giros). Sin embargo, recientemente los diseñadores de puentes han preferido los apoyos elastoméricos, normalmente de caucho natural o sintético, por su fácil colocación, por no necesitar mantenimiento y por su bajo costo (Lee, 1994).

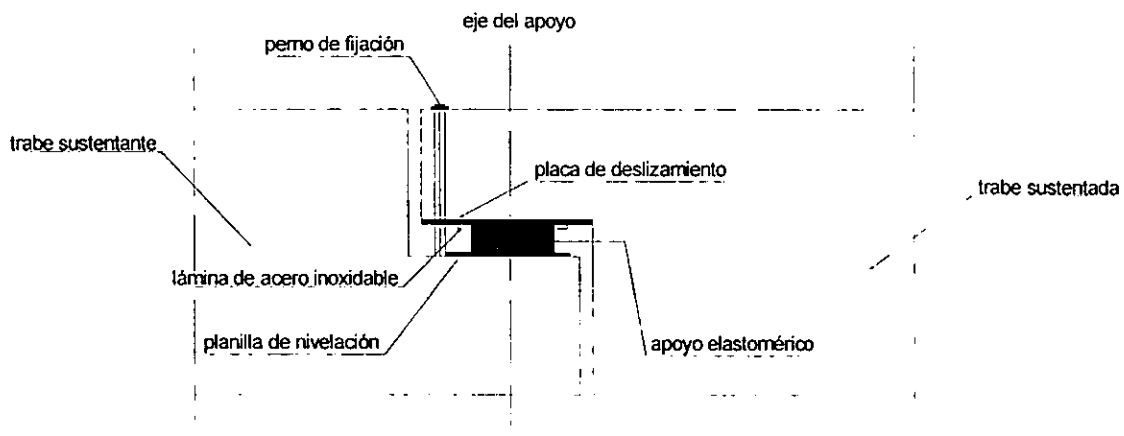


Figura 2.5. Apoyo elastomérico usado en un puente

Los apoyos en puentes realizan las siguientes funciones:

- Transferir las fuerzas de una parte del puente a otra, usualmente de la superestructura a la subestructura;
- Permitir movimientos (translación a lo largo del puente y/o rotación respecto a cualquier eje) que permitan eliminar la compatibilidad de deformaciones entre la superestructura y las pilas, debidos a expansión térmica, contracción por flujo plástico, deflexión en elementos estructurales, cargas dinámicas y vibraciones.

Los apoyos elastoméricos están disponibles en dos formas básicas:

- Apoyos laminados que incluyen uno o más bloques de elastómero adheridos a placas metálicas de acero estructural en forma intercalada (figura 2.6).
- Apoyos en forma de colchón sin refuerzo del elastómero (p.e. sin placas metálicas) de sección relativamente delgada.

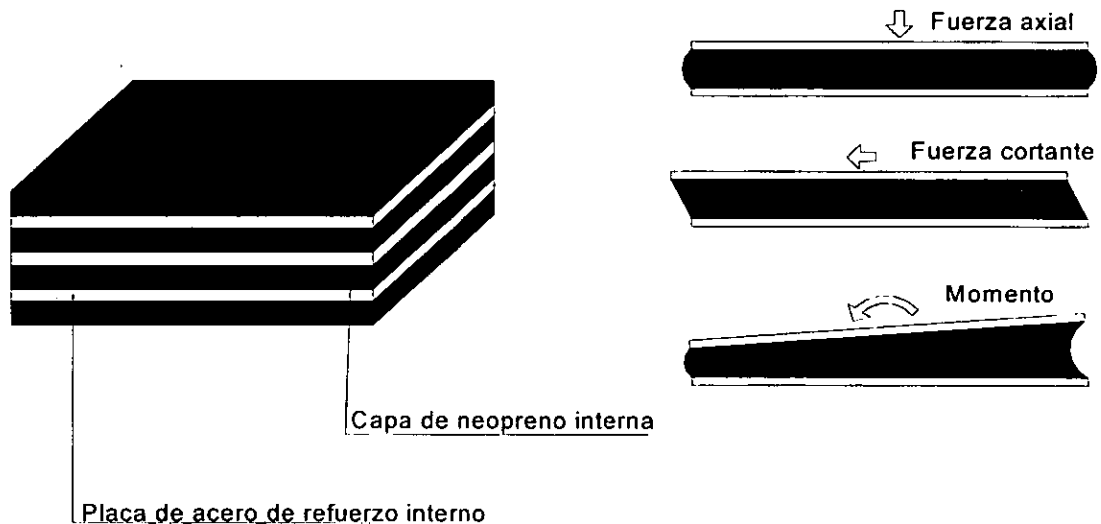


Figura 2.6. Comportamiento de apoyos de neopreno reforzados con láminas de acero

El elastómero debe tener suficiente resistencia al cortante para evitar la transmisión de fuerzas horizontales altas y suficiente capacidad rotacional para evitar la transmisión de momentos significativos en los soportes. Su rigidez vertical es alta ya que las placas de acero disminuyen el efecto de pandeo en las caras laterales del elastómero (figura 2.6).

Tabla 2.3. Módulo de cortante del neopreno

Dureza	Módulo de cortante G (kg/cm ²)
35	3.8
40	4.5
45	5.3
50	6.3
55	7.5
60	8.9
65	10.4
70	12.2
75	14.2

Los apoyos de neopreno se especifican por su dureza, propiedad fácil de medir y que puede correlacionarse nominalmente con el módulo de cortante y de compresión. El valor del módulo de cortante G es el más característico de los apoyos de neopreno. Los valores típicos de G se muestran en la tabla 2.3.

Es necesario diferenciar el valor de G para cargas lentas (temperatura, fluencia y retracción), del correspondiente a las cargas rápidas o dinámicas (frenado, sismo). En el primer caso, los valores de G son los representados en la tabla 2.3. En el caso de cargas dinámicas el valor de G se debe multiplicar por un factor dinámico, según tabla 2.4 (Lee, 1994).

Cuando la temperatura desciende por debajo de 0° C el apoyo se rigidiza. En ausencia de datos de laboratorio se puede considerar que G alcanza el valor correspondiente a la tabla 2.4 multiplicado por $1-(T/25)$, donde T es negativo para valores por debajo de 0° C.

Tabla 2.4. Factor dinámico de rigidez al cortante

Dureza	40	50	60	70
G (kg/cm ²)	4.5	6.3	8.9	12.2
Factor Dinámico	1.1	1.25	1.5	1.9

Bajo un esfuerzo de compresión el elastómero situado entre dos placas de acero experimenta una deformación vertical cuyo módulo de elasticidad viene dado por la expresión:

$$E = 3G \left(\frac{a}{t} \right)^2 v_3 \quad (2.16)$$

Esta ecuación sólo es válida para apoyos rectangulares; donde los valores de v_3 se muestran en la tabla 2.5, a y b son las dimensiones en planta del apoyo rectangular y t es el espesor del elastómero entre dos placas de acero.

Tabla 2.5. Valores de v_3 para calcular el módulo de elasticidad en apoyos rectangulares

b/a	1	1.5	2	3	4	6	8	10	∞
v_3	0.14	0.196	0.229	0.263	0.281	0.299	0.307	0.313	0.333

Si se requiere analizar la estructura considerando los apoyos elastoméricos, basta con conocer sus propiedades geométricas y de rigidez y modelarlos como elementos barra.

2.2.2.2 Estribos

Los estribos de puentes sirven para transmitir cargas verticales y horizontales hasta la cimentación y actúan como muros de contención para retener la tierra de relleno por atrás de ellos. Estos elementos se colocan en los extremos del puente. En el modelo analítico sólo se considera el tipo de apoyo que se tiene en estos puntos.

2.2.2.3 Cabezales y pilas

Los cabezales son grandes masas de concreto reforzado que se colocan en la parte superior de las pilas para poder colocar los apoyos y así sustentar a la superestructura. Si se tiene un tramo continuo de la superestructura bastará con colocar un solo juego de apoyos en sentido longitudinal y si se tienen elementos simplemente apoyados será necesario colocar dos juegos de apoyos (uno para cada extremo de la superestructura). Si las dimensiones de la pila en la parte superior permite sostener los apoyos entonces no será necesario tener expansiones laterales. Los cabezales participan en la carga axial de las pilas por lo tanto se pueden modelar como cargas puntuales sobre la pila correspondiente.

Cuando un puente tiene más de un claro, los apoyos intermedios se forman con pilas de una o más columnas. Desde el punto de vista sísmico, las pilas son los elementos estructurales que intervienen en la resistencia y en la disipación de la energía sísmica a través de la incursión en el rango inelástico debido a la combinación de la fuerza axial y a los momentos flexionantes biaxiales.

Las dimensiones de las pilas dependen de su altura y de las acciones a que están sometidas. Una de las propiedades geométricas principales para elegir la morfología de las pilas es el momento de inercia (Manterola, 1998). Debido a que las acciones sísmicas en general son más desfavorables en la dirección transversal al puente se debe de proveer una mayor inercia en esta dirección que en la dirección longitudinal.

Para decidir el tipo de sección a utilizar se mencionan a continuación algunas de las ventajas y desventajas del tipo de secciones más utilizadas en los puentes carreteros.

Pilas de sección cajón

Es la más clásica de todas las pilas altas (figura 2.7a). Tiene excelente rigidez a flexión en ambas direcciones y a torsión, lo que les permite resistir con facilidad los esfuerzos generados por el sismo.

Desde el punto de vista de la variación vertical del canto, las pilas pueden ser constantes o variables, tanto en la dirección transversal como longitudinal. Lo más frecuente es la variación del canto en dirección transversal al eje longitudinal del puente.

El canto en la parte inferior puede aproximarse por la expresión $c = 2 + 0.04$ o $0.06 H$, siendo H la altura de la pila en metros. En cuanto a la variación del canto con la altura puede ser lineal $\Delta c = -0.1 H$, o parabólica que se adapta mucho mejor a las exigencias resistentes (Manterola, 1998). En dirección longitudinal, según eje del puente, las pilas tienden a tener canto constante, aproximado por la expresión $c = 1 + 0.02H$.

Pilas de sección circular hueca

Este tipo de sección tiene un dimensionamiento excesivo en dirección longitudinal al puente, si su dimensión transversal es adecuada. Se utilizan para casos de pilas no muy altas. (figura 2.7b)

Pilas de sección elíptica

Este tipo de pilas son más adecuadas para grandes alturas que las pilas de sección circular hueca ya que al direccionar adecuadamente sus inercias se obtendrá un mejor comportamiento estructural. (figura 2.7c)

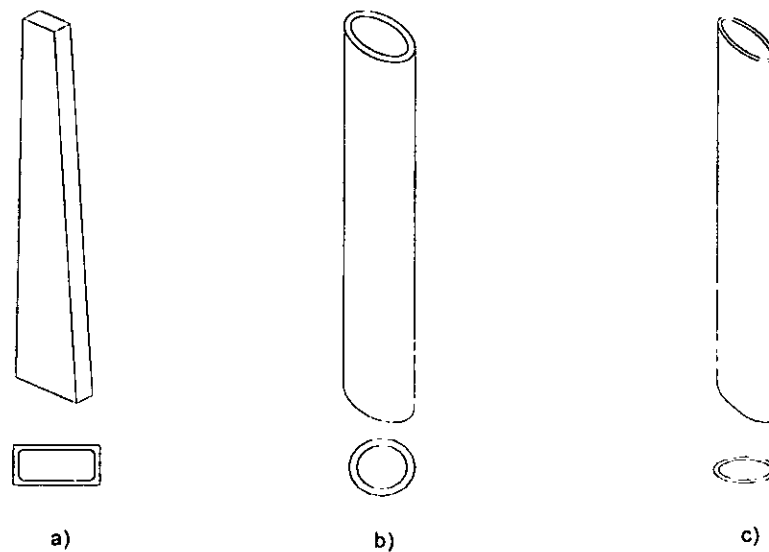


Figura 2.7. Morfología de las pilas

Estos elementos puede alcanzar su resistencia mediante innumerables combinaciones de carga axial y momentos flexionantes. Estas combinaciones varían desde una carga axial máxima, P_o , de tensión o de compresión, y momentos nulos, hasta una combinación de momentos flexionantes M_{ox} y M_{oy} y carga axial nula. El lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momentos flexionantes biaxiales con las que un elemento puede alcanzar su resistencia, se representa gráficamente por medio de una superficie de interacción como la que se muestra en la figura 2.8 (González, 1996).

La superficie de interacción depende de las propiedades geométricas y de sus materiales y representa el conjunto de valores de acciones internas máximas que el elemento es capaz de soportar.

Para dimensionar estos elementos, según el Reglamento ACI 318-99, deberá sustituirse el valor de f'_c por $\beta_1 f'_c$, donde $\beta_1 = (1.05 - f'_c / 1400)$. Además en lugar de F_R deberá usarse el valor de ϕ que especifica dicho reglamento para miembros sujetos a flexocompresión. El factor de resistencia ϕ se toma igual a 0.75 para columnas zunchadas e igual a 0.70 para columnas con estribos.

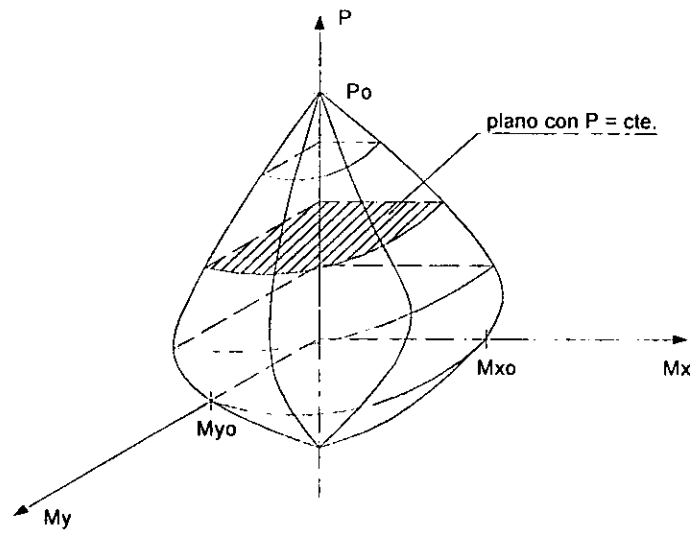


Figura 2.8. Superficie de interacción

El formato de los diagramas de interacción con base en las hipótesis de este Reglamento es como el mostrado en la figura 2.9.

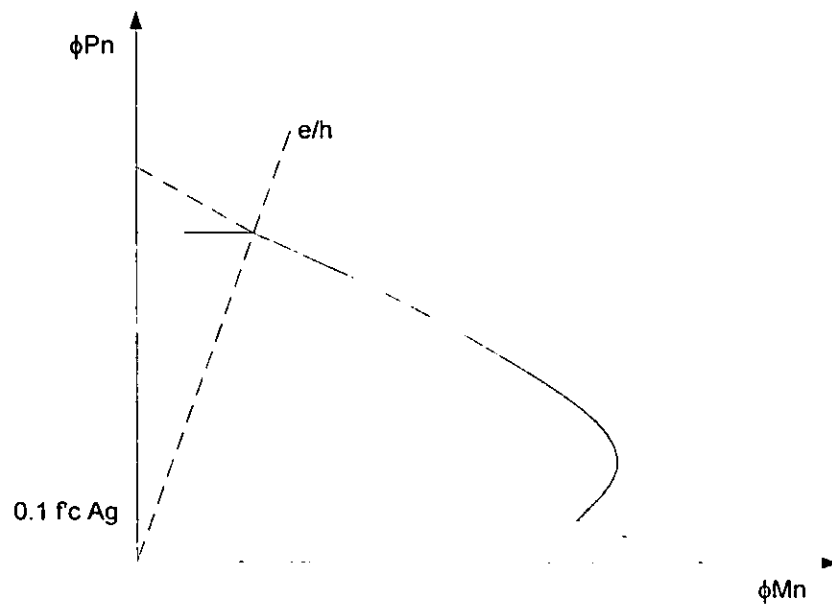


Figura 2.9. Formato de los diagramas de interacción según el ACI 318-99

La parte plana de la curva corresponde a la limitación que establece el Reglamento para columnas con poca excentricidad, según la cual, la máxima capacidad para carga axial que puede atribuirse a columnas está dada por las siguientes expresiones:

Para columnas zunchadas:

$$\phi P_n = 0.85\phi [0.85f'_c(A_g - A_s) + A_s f_y] \quad (2.17)$$

$$\phi = 0.75$$

Para columnas de estribos:

$$\phi P_n = 0.80\phi [0.85f'_c(A_g - A_s) + A_s f_y] \quad (2.18)$$

$$\phi = 0.70$$

El quiebre en la parte inferior de las curvas refleja la especificación del Reglamento, según la cual, para cargas axiales bajas, el valor de ϕ puede aumentarse linealmente hasta un valor de 0.90 al disminuir ϕP_n de $0.10 f'_c A_g$ a cero.

Además en las pilas de puentes se deben considerar los efectos de esbeltez que participa en la reducción de la resistencia de un elemento sujeto a compresión axial o a flexocompresión, debida a que la longitud del elemento es grande en comparación con las dimensiones de su sección transversal. Esta reducción de la resistencia es debido a que se producen momentos adicionales por las excentricidades producidas por los momentos existentes en una estructura (González, 1996).

Para conocer los momentos adicionales que se producen por este efecto, se aplica un análisis de segundo orden, donde la suma de estos momentos y los de primer orden es igual a los momentos totales de diseño. Sin embargo, el cálculo de los momentos de segundo orden resulta demasiado laborioso, debido a que este análisis se debe realizar por aproximaciones sucesivas, porque los momentos adicionales producen deflexiones adicionales, las que a su vez incrementan nuevamente los momentos.

Las consideraciones anteriores indican que un análisis de segundo orden sólo puede hacerse en forma exacta con programas para computadora bastante elaborados. Por lo tanto, no suele usarse este procedimiento, excepto en estructuras importantes en las que existan reducciones fuertes de resistencia por esbeltez.

Por tal motivo se utiliza un método simplificado que es el método de amplificación de momentos. Si se desprecia el efecto de esbeltez, la columna se dimensionaría o se revisaría para los valores P_u y M_u . Para tomar en cuenta este efecto, la columna se diseña para los valores de P_u y M_c , donde M_c esta definida por la ecuación:

$$M_c = \delta M_u \quad (2.19)$$

donde:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1.0 \quad (2.20)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kL_u)^2} \quad (2.21)$$

el valor de C_m se calcula como:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4 \quad (2.22)$$

Para elementos sin posibilidad de desplazamiento lateral relativo y sin cargas transversales entre sus apoyos.

Para elementos con posibilidad de desplazamiento lateral relativo o con cargas transversales entre sus apoyos.

$$C_m = 1 \quad (2.23)$$

El valor de EI se calcula de forma aproximada con la ecuación:

$$EI = \frac{E_c I_g / 2.5}{1 + \beta_d} \quad (2.24)$$

donde:

E_c - Módulo de elasticidad del concreto.

I_g - Momento de inercia de la sección gruesa

$\beta_d = M_{m\acute{a}x.} \text{ debido a la carga muerta} / M_{m\acute{a}x.} \text{ debido a la carga total.}$

El valor del factor K se obtiene a partir de nomogramas, teniendo como datos la relación entre las rigideces, ψ , de las columnas y traves, concurrentes a cada extremo de la columna o pila. Este valor de ψ se calcula con la ecuación:

$$\psi = \frac{\sum \frac{EI}{L_{\text{traves}}}}{\sum \frac{EI}{L_{\text{pilas}}}} \quad (2.25)$$

También, el factor K se puede obtener de la figura 2.10 (Lee, 1994).

En elementos que no permiten desplazamiento lateral, los efectos de esbeltez se pueden despreciar cuando kL_v/r sea menor que $34 - (12 M_1 / M_2)$, donde M_1 y M_2 son el momento flexionante mínimo y máximo de diseño, respectivamente, en los extremos del elemento obtenido a partir de un análisis elástico convencional. En miembros que permiten el desplazamiento lateral, los efectos de esbeltez se pueden despreciar cuando kL_v/r sea menor que 22. En miembros donde el valor de kL_v/r sea mayor que 100, deberá hacerse un análisis de segundo orden.

2.2.3 Cimentación

Todos y cada uno de los elementos que permiten transmitir y repartir las cargas al terreno constituye la estructura de cimentación. Dependiendo del tipo de estructura y las características del terreno, pueden ser más o menos complejas y con una repercusión económica que puede llegar a ser importante (Manterola, 1998).

La cimentación, como cualquier estructura deben dimensionarse y comprobarse frente a:

Estados límites de falla

Analizando los modos de ruptura tanto de la estructura como del suelo. En este estado se calculan las cargas de hundimiento tanto a corto como a largo plazo, los factores de seguridad frente al vuelco o deslizamiento, estabilidad de los taludes o de excavaciones, etc.

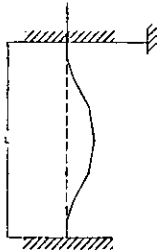
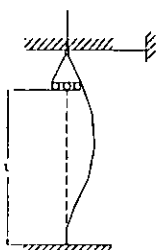
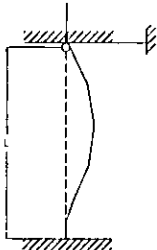
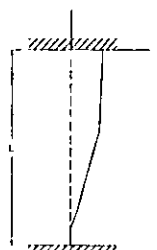
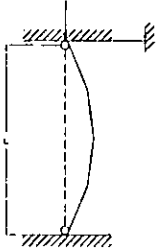
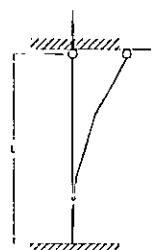
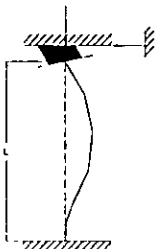
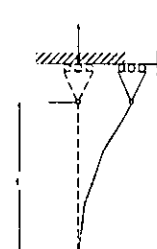
Idealización de columna y modo de deformación	Longitud efectiva $k L$	Idealización de columna y modo de deformación	Longitud efectiva $k L$
	0.7 L		1.4 L
	0.85 L		1.5 L
	1.0 L		2.3 L
	1.3 L		2.3 L

Figura 2.10. Longitud efectiva para diversas condiciones de apoyo en puentes

Estados límites de servicio

Que permite el cálculo de asentamientos tanto a corto como a largo plazo.

En los métodos habituales de cálculo se considera la estructura empotrada en sus cimientos. Esta metodología que acota suficientemente los esfuerzos puede ser insuficiente o acotar en exceso los resultados en determinados tipos de estructuras:

- En estructuras en las que el empotramiento en la cimentación sea fundamental para la determinación de los esfuerzos en la superestructura como en el caso de puentes pórtico o arcos. La consideración de una respuesta más flexible en la cimentación puede dar un incremento significativo de los esfuerzos frente a cargas impuestas y una reducción de los mismos frente a deformaciones impuestas.
- En el caso de pilas altas en el que los efectos de segundo orden pueden llegar a ser importantes, la hipótesis de empotramiento perfecto en la cimentación puede infravalorar los desplazamientos a lo largo de la pila y en consecuencia los esfuerzos.
- En las estructuras de contención de tierras, como es el caso de los muros de contención o estribos, la propia acción del empuje de tierras depende de modo significativo de los desplazamientos de la estructura variando entre los límites de empuje en reposo y el empuje activo. Uno u otro valor puede estar determinado por la consideración o no de los giros en la cimentación de la propia estructura de contención.

Por todo ello, en estos casos se hace necesario incorporar la cimentación en el modelo del puente. La forma de incorporar el comportamiento mecánico de la cimentación al modelo es con la ayuda de resortes (figura 2.11) con dichas características del suelo.

En primer lugar se deben tratar los distintos modelos del suelo indicando el campo de aplicación de cada uno de ellos y la forma de obtener los parámetros fundamentales para su caracterización mecánica y en segundo lugar se definen las rigideces de la cimentación, agrupándolas en:

- *Cimentaciones someras*: En las que se incluyen las zapatas aisladas
- *Cimentaciones profundas*: En las que se incluyen cimentaciones por cilindros y pilotes.

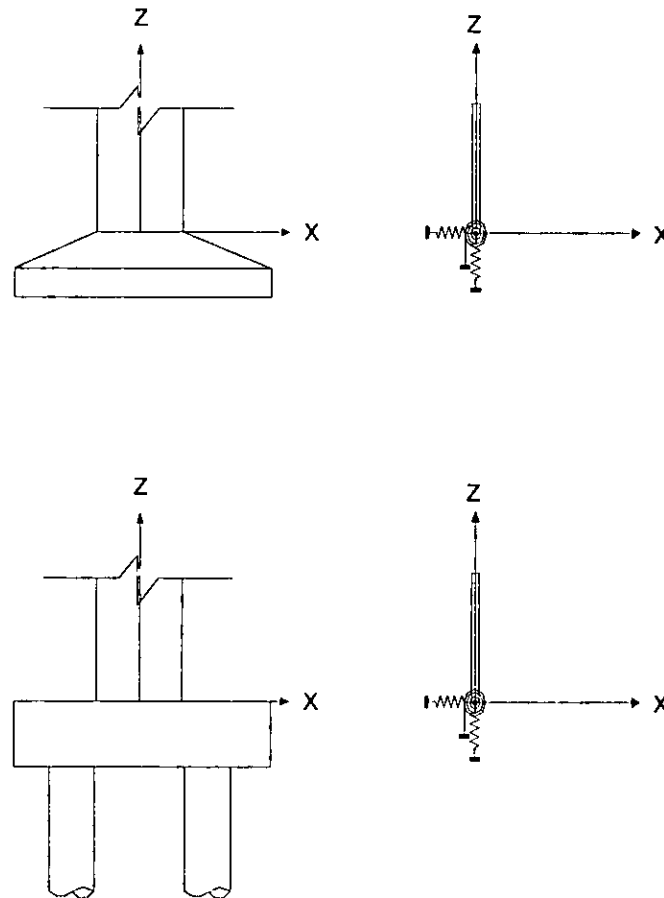


Figura 2.11. Modelo de resortes para considerar los efectos del suelo

2.3 Combinaciones de carga

No se considerará el efecto de carga viva en combinación con el sismo, tampoco el efecto del viento o de otra carga eventual (AASHTO, 1996). Las combinaciones de carga que se realizan para el análisis son 2:

1. Carga muerta + Fuerza sísmica transversal + 0.3 Fuerza sísmica longitudinal.
2. Carga Muerta + Fuerza sísmica longitudinal + 0.3 Fuerza sísmica transversal.

Al realizar estas combinaciones se debe considerar el sentido de aplicación de la fuerza sísmica de manera que se obtenga la condición más desfavorable.

Para fines de diseño se utilizará un factor de carga de 1.3 en las combinaciones de carga descritas anteriormente (Heins, 1992).

Capítulo 3

Patología de los puentes

En esta sección se definen los conceptos y se explican algunos aspectos de la problemática que se presenta en los puentes ante la acción de fuerzas naturales y/o inducidas por el hombre, como es el caso de los principales daños que pueden presentar estas estructuras; además se presentan algunos de los métodos más comunes para su rehabilitación.

3.1 Patología de los puentes

Al estudio sistemático y científico de las causas que motivan las deficiencias, defectos y fallas en estructuras de puentes, así como las formas de prevenirlas, detectarlas, evitarlas y corregirlas, se denomina patología de los puentes. Las deficiencias en los puentes pueden ser de origen o adquirirlas a través del tiempo por falta de cuidado o de un tratamiento adecuado de los efectos derivados de fenómenos naturales a los cuales está expuesto; estas deficiencias pueden ocasionar que el puente cese su vida útil prematuramente. En este sentido, los puentes que cumplen con un buen diseño, están bien construidos y además reciben un mantenimiento apropiado, cumplirán satisfactoriamente los objetivos para los que fueron diseñados, a lo largo de su vida útil.

Los materiales fundamentales que integran la estructura de los puentes son: la mampostería, el acero y el concreto hidráulico. Actualmente el concreto hidráulico es

el material que más se utiliza para la fabricación, ya que es una piedra artificial, moldeable a voluntad, a la cual se pueden conferir características particulares de resistencia, peso volumétrico, impermeabilidad, textura, color, forma y tamaño.

Los daños más comunes en los puentes construidos con concreto reforzado son: fisuraciones, agrietamientos, desconchamientos y deformaciones excesivas. Dependiendo del nivel de deterioro del concreto y el lugar donde se presente, aumentará la probabilidad de que se origine un colapso súbito de algún elemento o de una parte mayor de la estructura.

Los procesos de desintegración del concreto producen alteraciones o desviaciones en las estructuras con respecto a las esperanzas de vida útil del proyecto, estos procesos se conocen con el nombre de fallas. Las fallas constituyen estados patológicos o enfermizos de los puentes y se presentan siempre que se omiten las medidas pertinentes para evitarlas.

Todos los proyectos de los puentes se realizan esperando satisfacer ciertos requerimientos, características y formas de comportamiento. Los requerimientos se refieren a las cualidades abstractas que debe cumplir la realización de la obra, las cuales son: la suficiencia y los requerimientos de necesidad y oportunidad.

La suficiencia corresponde a su cualidad para persistir, es decir, que la estructura seguirá siendo en el momento inmediato siguiente lo que era en el momento anterior y cumpliendo con un margen adecuado de seguridad. La deficiencia de esta cualidad, tiene como expectativa el colapso, la aparición de deformaciones excesivas y/o el deterioro indebido de la estructura.

Los requerimientos de necesidad y oportunidad están íntimamente ligados y conllevan al buen funcionamiento de la estructura a lo largo de toda su vida útil, a un costo razonable. Esta condición de equilibrio, se logra mediante el empleo inteligente de los recursos materiales y humanos, además de un control efectivo de los gastos.

Existen dos condiciones básicas que se deben tomar en cuenta al fijar los límites entre todas las formas posibles de realizar un puente, tanto en su proyecto como en su ejecución. Uno de ellos corresponde al costo mínimo y el otro a la duración mínima de construcción. Estos dos requerimientos deberán subordinarse al de suficiencia, cuidando que la presión impuesta por las exigencias en el ajuste de los tiempos disponibles o por las limitaciones en la asignación monetaria no comprometan los factores de seguridad de la obra.

Una obra de ingeniería se concibe, además, pensando que ésta debe mostrar un acabado lo más perfecto posible; esto permitirá tener un índice cualitativo de su calidad y también aportará belleza al medio en el que se encuentra expuesta.

El comportamiento de la estructura se refiere a su respuesta perceptible a las cargas que se le aplican y a las condiciones ambientales del medio que la rodea, manifestadas a través de sus cambios de configuración. En este sentido, las esperanzas del proyecto se conservan libres de deterioros y deformaciones permanentes indebidas cuando el sistema mecánico mantiene una configuración estable y las características de los materiales se conservan para todos los tipos prescritos de carga y efectos inducidos por los cambios en las condiciones ambientales.

Las evaluaciones de fallas en los puentes, han puesto en evidencia los grandes errores que se generan antes y después de la construcción, sobre todo en aquellos que se han construido en forma masiva y acelerada. Cuando se acumula el efecto de los errores se engendran estados precarios en las construcciones que resultan peligrosas y las conducen a su ruina.

Todo proyecto estructural entraña incertidumbres que el proyectista, consciente o inconscientemente, absorbe por medio de coeficientes o factores de seguridad estipulados en los reglamentos de construcción. Los reglamentos se basan en el cúmulo de experiencias técnicas logradas y evaluadas hasta el momento en que se inicia su elaboración. Cabe mencionar, que los reglamentos únicamente contienen los requisitos mínimos indispensables que deben cumplir en su diseño las estructuras, por lo que además de tomar en cuenta sus lineamientos y normas se debe poseer una experiencia razonable para la elaboración del proyecto estructural. En este sentido, los errores en el diseño y en la construcción, son tomados en cuenta para perfeccionar los futuros proyectos que se realicen.

Cuando se emplean materiales nuevos, sistemas estructurales fuera de lo común, o cuando las solicitaciones tienen un carácter sumamente extraordinario, es decir, en los casos para los cuales las hipótesis de proyecto no han pasado la prueba del tiempo, la probabilidad de falla se vuelve mayor. Por esta razón, los criterios de diseño, radicalmente nuevos, solo deben aplicarse después de hacer una evaluación crítica y aún pesimista de los beneficios que implica su empleo ante riesgos inherentes a una escasa experiencia en su aplicación.

Otro aspecto importante que se debe considerar en la evaluación de las fallas, es referente al proceso constructivo. Es necesaria la supervisión estricta para evitar posibles omisiones o malas interpretaciones del proyecto planteado originalmente.

3.2 Errores en el diseño y construcción de puentes

Con el fin de tener una idea más clara de los errores que se pueden cometer y de cómo evitarlos o reducir la probabilidad que éstos se presenten en los proyectos de puentes, se citan a continuación algunos aspectos que se deben tomar en cuenta antes y durante su realización.

3.2.1 Etapa de diseño

La primera etapa que debemos cuidar es la del diseño, en la que se pueden presentar los siguientes errores:

1. Hipótesis inadecuadas en el análisis de la estructura, en especial lo referente a sismo.
2. Errores de cálculo.
3. Falta de definición o definición deficiente de detalles de diseño.
4. Supervisión deficiente en la elaboración de los planos constructivos.
5. Descuido en el diseño de las conexiones de los diferentes miembros estructurales.
6. Localización incorrecta o espaciamiento inadecuado del acero de refuerzo o presfuerzo.
7. Falta de atención a los efectos de las variaciones térmicas y geométricas.
8. Consideración insuficiente a los efectos de esfuerzos secundarios.

Sin importar que tan riguroso sea el análisis de los puntos anteriores, siempre existirán diferencias en el comportamiento real de los elementos estructurales con respecto al comportamiento planteado en su diseño; por ejemplo, en el caso del concreto, se podrán presentar pequeñas grietas superficiales debido a los efectos de contracción en el concreto no considerados originalmente; o en el caso de sismos, una mala determinación de las fuerzas actuantes en la estructura podría llevarnos a diseñar elementos débiles ante las cargas reales producidas por este fenómeno. Dependiendo de la precisión y detalle con que se realicen los modelos del comportamiento de la estructura y de los elementos que la componen, será la importancia en que repercutirán los problemas ocasionados por estas cuestiones.

Es importante mencionar que una de las causas más frecuentes de error es la interpretación y aplicación inadecuada de las especificaciones de países extranjeros, así como la adaptación descuidada de proyectos tipo o de cualquier otro proyecto a un proyecto en particular, sin que se utilice un criterio técnico-científico para determinar la viabilidad de su uso. En zonas como la Ciudad de México, este aspecto es esencial debido a su tipo de suelo y lo vulnerable que es éste ante la acción sísmica.

En los diseños de estructuras de concreto reforzado, con demasiada frecuencia se pasan por alto los efectos de reducción de resistencia debido al agrietamiento del concreto, cuando se dimensionan con el fin de dar a la estructura resistencia suficiente para soportar los esfuerzos que producen los diferentes tipos de carga, tal como serían las cargas de peso propio, servicio y las debidas a las condiciones extraordinarias que se prevé actuarán sobre la estructura. Este aspecto incide de forma significativa en los desplazamientos de la estructura.

3.2.2 Etapa de construcción

Los errores que cometen en esta etapa pueden llegar a ser los más significativos para que una obra cumpla o no, con las expectativas de vida útil, ya que si no se tiene cuidado, se pueden alterar las condiciones iniciales de diseño. Los errores más importantes que se deben evitar en esta etapa son:

1. Falta de evaluación o evaluación deficiente de la calidad del proyecto estructural.
2. Deficiencias en la supervisión general o en la inspección de la obra.
3. Operaciones inadecuadas en la preparación o en la fabricación de los elementos estructurales.
4. Ejecución deficiente o inadecuada en las operaciones de montaje de los elementos estructurales.
5. Falta de previsión de los efectos de la humedad y de la temperatura en la ejecución de la obra.
6. Errores en la elaboración, montaje y desmantelamiento de cimbras y de obras falsas.
7. Modificación apresurada del proyecto, sin contar con la opinión oportuna del proyectista original.

Dentro de los errores que se originan en la etapa de construcción, destacan los siguientes: refuerzo mal localizado, concentración excesiva o escasa de varillas de refuerzo, insuficiente compactación del concreto y deficiencias en las juntas de expansión. Este tipo de errores pueden llegar a ocasionar una mayor deformación o el colapso parcial o total de la estructura.

En el diseño y la construcción es donde se generan los errores de mayores consecuencias, sin embargo, existen errores en otras áreas que incrementan la probabilidad de falla de una estructura. Por tal motivo, se deben tener en cuenta los errores que se pueden generar en las áreas de Control de Calidad, de Operación y principalmente en el área de Mantenimiento y Conservación.

3.2.3 Errores en el área de control de calidad

Para que la obra tenga éxito en su funcionamiento, se deberán evaluar en forma precisa y confiable las propiedades de los materiales, además de asegurar que los procedimientos y métodos utilizados en la construcción, cumplan con los requerimientos mínimos para asegurar su buen comportamiento. En este sentido, el área de control de calidad cobra especial relevancia, al cuidar que se eviten:

1. Errores en la ejecución, oportunidad o reporte de los ensayos de resistencia de materiales.

2. Recomendaciones o reportes inadecuados, deficientes o inoportunos, sobre el empleo de materiales incompatibles o agresivos en la ejecución de la obra.
3. Recomendaciones inadecuadas, deficientes o inoportunas para el control de los efectos termohigrométricos durante la ejecución de la obra.
4. Recomendaciones inadecuadas para los servicios de protección, uso y conservación de la obra terminada.

3.2.4 Etapa de operación

Durante la operación suelen presentarse problemas debido a la adaptación, poco reflexiva, a nuevas condiciones de servicio de la estructura, distintas para las que no fue diseñada originalmente. La mayoría de estos problemas ocurren en estructuras con un periodo de vida útil relativamente grande, en donde muchas veces las cargas de servicio actuales han excedido las cargas de diseño originales poniendo en gran riesgo a la estructura. En este sentido, podemos resumir los principales errores como:

1. Cambio irreflexivo en el uso de las obras a lo largo de su vida útil.
2. Modificación descuidada de las obras para darle mayor capacidad de servicio, para cambiar su uso original o para corregir deficiencias de proyecto o de ejecución.

3.2.5 Etapa de mantenimiento o conservación

La posibilidad de evitar las fallas está en controlar los errores que podrían cometerse en el presente o en el futuro, mediante la investigación o el estudio de los errores cometidos en el pasado. De esta manera se puede adquirir una conciencia clara de las causas, los mecanismos y las consecuencias de estos errores.

Es necesario tomar conciencia e imbuirla en las personas involucradas en cualquiera de las etapas del proceso constructivo, sobre la responsabilidad que se asume y lograr una obra de acuerdo con las esperanzas del proyecto. Bajo este punto de vista, se debe tener cuidado en no cometer algunos de los siguientes errores:

1. Inspecciones escasas, deficientes o inoportunas para observar el estado de la obra.
2. Reportes deficientes, descuidados o inoportunos de las inspecciones antes mencionadas.
3. Programación deficiente, descuidada o inoportuna del mantenimiento o conservación de la obra.

3.2.6 Factores que indican el estado físico del puente

Existen defectos que nos ayudan a determinar el estado físico del puente y la forma como se comporta estructuralmente. Mediante el reconocimiento de éstos, se podrá establecer posteriormente el criterio de evaluación y determinar la forma más conveniente de proceder para su reparación. La lista siguiente enumera los grupos en los que se pueden agrupar los principales defectos en puentes:

1. Defectos geométricos y deformaciones anormales.
2. Defectos de comportamiento mecánico.
3. Defectos que indican la posibilidad de una evolución anormal de la estructura, tales como:
 - 3.1 Acero de refuerzo sin recubrimiento.
 - 3.2 Afloramiento de agregado grueso.
 - 3.3 Porosidad.
 - 3.4 Polvo.
 - 3.5 Segregación.
 - 3.6 Aparición de fisuras durante la construcción.
 - 3.7 Alineamiento general de la estructura en forma defectuosa.
 - 3.8 Exposición del ducto del cable de presfuerzo.
 - 3.9 Carbonatación.
 - 3.10 Fisuras en el panel, siguiendo la disposición del refuerzo.
 - 3.11 Fisuras a lo largo de los cables de presfuerzo.
4. Defectos que muestran la evolución o el inicio de la evolución del deterioro de la estructura.
 - 4.1 Inicio de asentamientos.
 - 4.2 Corrosión del acero.
 - 4.3 Deformaciones ligeras.
 - 4.4 Desconchamiento.
 - 4.5 Fisuras que han evolucionado desde la construcción o aparecido con el tiempo.
 - 4.6 Desprendimiento del agregado grueso.
 - 4.7 Dilatación.
 - 4.8 Eflorescencia.
 - 4.9 Estalactitas.
 - 4.10 Humedad y goteo (supuración).
 - 4.11 Trazas de oxidación.
 - 4.12 Refuerzo expuesto.
 - 4.13 Resquebrajamiento.
 - 4.14 Fisuras a lo largo del cable de presfuerzo.
 - 4.15 Fisuras de desintegración (éstas pueden ser longitudinales, verticales, horizontales y/o transversales).
 - 4.16 Inicio de la rotación.

5. Socavación de la cimentación.
6. Defectos debidos a la corrosión.
7. Fisuras o rupturas.
8. Defectos que revelan, de una manera muy clara, una modificación del comportamiento de la estructura y que comprometen la durabilidad de la obra.
 - 8.1 Asentamiento importante.
 - 8.2 Acero sin adherencia.
 - 8.3 Corrosión avanzada del acero.
 - 8.4 Deformaciones importantes.
 - 8.5 Fisura diagonal.
 - 8.6 Fisura horizontal o transversal.
 - 8.7 Fisura longitudinal o vertical.
 - 8.8 Fisura a lo largo de los cables de presfuerzo.
 - 8.9 Flecha anormal permanente.
 - 8.10 Refuerzo totalmente expuesto.
 - 8.11 Rotación importante.
 - 8.12 Ruptura.
 - 8.13 Socavación de la cimentación.
9. Defectos que indican la proximidad de un estado límite y la necesidad, ya sea de restringir el uso de la obra o su clausura.
 - 9.1 Asentamientos muy importantes.
 - 9.2 Deformación muy importante.
 - 9.3 Desintegración generalizada.
 - 9.4 Fisura longitudinal o vertical.
 - 9.5 Fisura transversal u horizontal.
 - 9.6 Flecha excesiva permanente.
 - 9.7 Rotación muy importante.
 - 9.8 Ruptura.
10. Defectos que afectan únicamente la estética.

3.3 Métodos actuales para la rehabilitación sísmica de puentes

La rehabilitación se define como la modernización o reparación de las estructuras de puentes viejos a las condiciones vigentes de diseño para las que pueden funcionar de forma segura y óptima. La modernización se requiere debido a que estas estructuras fueron diseñadas empleando cargas menores a las actuales o criterios de diseño inadecuados y ponen en grave riesgo a los usuarios con su funcionamiento actual.

También es recomendable la rehabilitación cuando la revisión minuciosa de los elementos de la subestructura muestran algunos daños. Este proceso suele ser motivo de especial cuidado durante su planeación, ya que se deben considerar los efectos sísmicos en el diseño de estos elementos.

3.3.1 Técnicas que se emplean en la reparación de elementos estructurales

Las principales técnicas que se utilizan para reparación son:

Concreto lanzado: Consiste en la colocación de una capa adicional de concreto, con el fin de alojar y/o proteger un refuerzo adicional o para aumentar un recubrimiento escaso o en mal estado. Se emplea para proteger una estructura, por ejemplo, cuando se detecta que el recubrimiento del refuerzo fue escaso o quedó poroso. El problema de este sistema es que aumenta el peso y hay que revisar todos los elementos estructurales por este incremento.

Placas de acero pegadas: Consiste en el pegado de placas de acero a estructuras de concreto, reforzando localmente las partes que así lo requieren. Para este sistema se han desarrollado métodos de cálculo y técnicas para su colocación en obra, que pueden ser interesantes cuando la superficie a adherir no es muy grande.

- a) En este método, cabe destacar que el acero que se agrega es en forma de placas de grado estructural, por lo que su capacidad es limitada.
- b) Como pegamento se emplea la resina epóxica, cuyo manejo es delicado, y se requiere que el espesor de pegamento sea muy uniforme. Esto conlleva a la necesidad de seleccionar la placa o cepillarla, además, de la necesidad de utilizar soportes o bastidores para darle una presión uniforme, con el fin de lograr un espesor constante.
- c) Este sistema, está limitado por la capacidad que tiene el pegamento de transmitir la fuerza entre el concreto y la placa, o por la resistencia del concreto, lo que acelera la capacidad del concreto para transmitir fuerzas de cizallamiento. Este hecho, nos conduce a verificar que el concreto no presente deficiencias en su resistencia.

Inyección de fisuras con resinas epóxicas: La finalidad de este método es la de rellenar una fisura con resina, sin embargo, si subsisten las acciones que dieron origen a las fisuras, éstas se volverán a producir ahí mismo o a un lado. En este sentido, es necesario tener en cuenta lo siguiente antes de utilizarlo:

- a) Se debe resolver el problema de escasa resistencia, en el elemento, con refuerzo o presfuerzo adicional.

- b) Las fisuras que se inyectan se tapan previamente con un sello exterior, dejando una boquilla por donde se manda la resina.
- c) El espesor de la grieta determina la fluidez de la resina.
- d) Las fisuras se pueden inyectar cuando son mayores a 0.2 o 0.3 mm. Cuando se tengan fisuras menores, lo que procede es pintar la superficie con una pintura epóxica para que no penetre la humedad.

El procedimiento para colocación de resina epóxica se explica a grandes rasgos en la figura 3.1.

3.3.2 Refuerzo de columnas

El diseño de puentes ha avanzado significativamente después de 1970. Los principales desarrollos se han logrado en el conocimiento de la respuesta dinámica no lineal de estructuras y en los métodos para el detallado del refuerzo para asegurar un comportamiento dúctil de los elementos sismoresistentes como es el caso de columnas.

A continuación se mencionan algunos de los métodos comúnmente usados para la rehabilitación de columnas de puentes de concreto reforzado y para mejorar su comportamiento sísmico.

En atención a su problemática, estos métodos de rehabilitación se clasifican en tres grupos:

- a) Para mejorar la conexión entre la subestructura y la superestructura del puente mediante dispositivos de restricción de movimiento.
- b) Para mejorar la respuesta sísmica de la estructura usando dispositivos de aislamiento en la base y de disipación mecánica de la energía.
- c) Para mejorar la resistencia y ductilidad de la subestructura mediante técnicas de encamisado.

Cualquiera de estos métodos o la combinación de ellos puede usarse para reducir hasta un nivel aceptable la probabilidad de daños por sismos intensos.

Dispositivos de restricción de movimiento.

Estos pueden ser cables, pernos de conexión o llaves, los cuales se usan para restringir movimientos excesivos de la superestructura en relación con los apoyos, particularmente cuando los anchos de apoyo en las juntas y apoyos móviles son insuficientes.

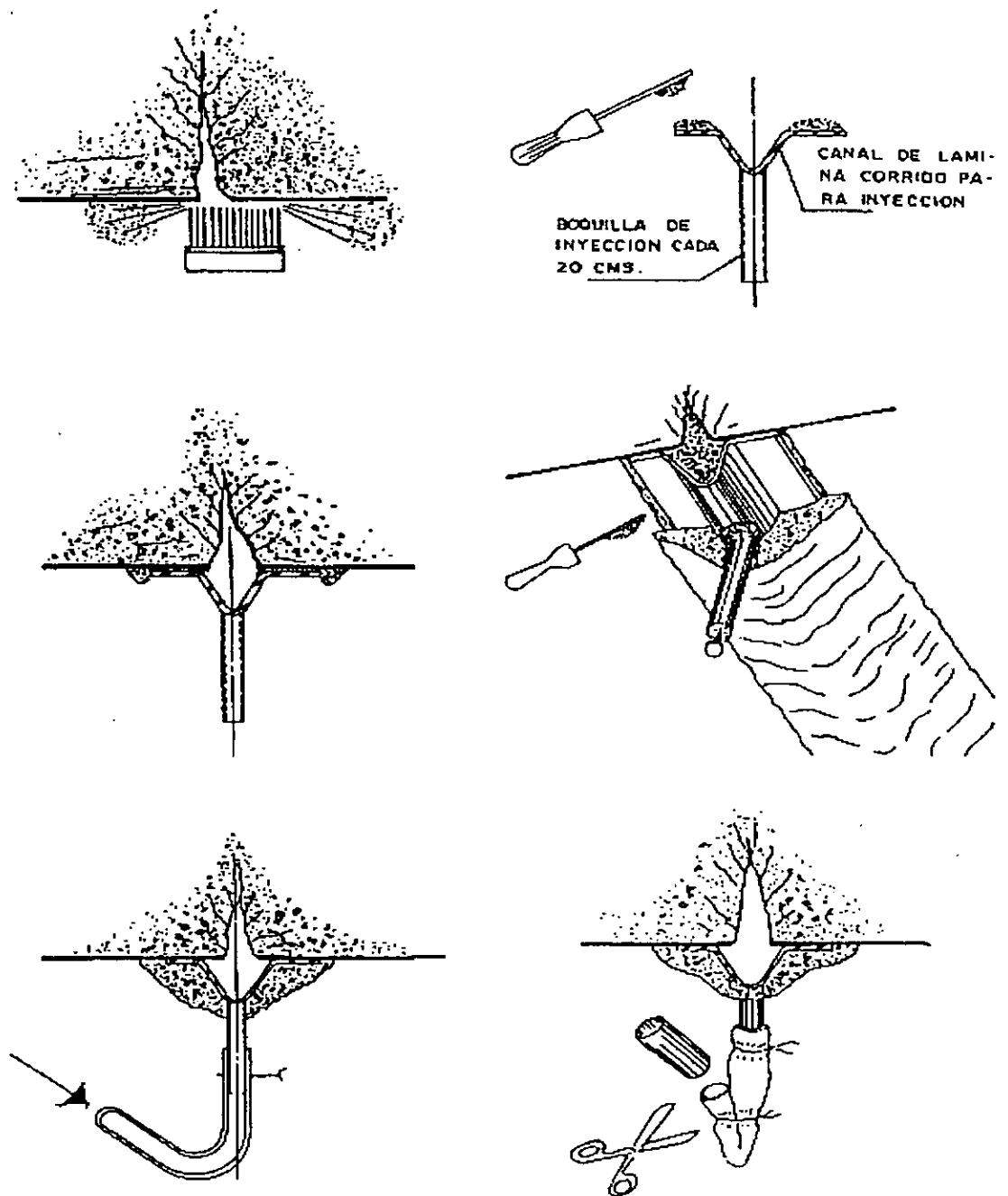


Figura 3.1. Inyección de fisuras con resinas epóxicas

Dispositivos de aislamiento en la base y de disipación mecánica de energía.

Un método efectivo para reducir las fuerzas de inercia que actúan sobre la subestructura del puente es aislar la base de la superestructura y disipar la energía usando dispositivos mecánicos. Los apoyos elastoméricos de hule pueden usarse para aislar la superestructura y unas barras de plomo insertadas al centro de los apoyos o algunos otros dispositivos, pueden usarse para actuar como disipadores de energía.

Además de los métodos anteriores existen otros que ayudan a incrementar la resistencia y la ductilidad de la superestructura de puentes, sin embargo, aquí solo se presentan los que ayudan a la rehabilitación y mejoramiento de las propiedades de las columnas.

Métodos de encamisado para mejorar la resistencia y ductilidad de las columnas.

Encamisado de concreto reforzado: Se puede utilizar una camisa de concreto reforzado con nuevo refuerzo longitudinal y transversal. El refuerzo transversal adicional incrementará la resistencia al cortante y la ductilidad de la columna. El refuerzo longitudinal adicional, aumentará la resistencia a flexión de la columna, por lo que debe anclarse adecuadamente en su parte superior e inferior, de lo contrario, la resistencia a flexión no se incrementará. En la figura 3.2 se muestran algunos ejemplos de encamisado de concreto reforzado.

Camisas delgadas de acero soldadas en sitio: El refuerzo de confinamiento y por cortante puede proporcionarse en columnas circulares existentes rodeando las zonas de posibles articulaciones plásticas con camisas de acero delgadas soldadas en sitio. La camisa de acero se construye de tamaño ligeramente mayor, en dos mitades semicirculares que se sueldan de abajo hacia arriba, en juntas verticales.

La holgura entre la camisa de acero y la columna se llena posteriormente a presión con un mortero de cemento que contiene una pequeña cantidad de aditivo expansor y reductor de agua. La sección de una columna circular rehabilitada se muestra en la figura 3.3.

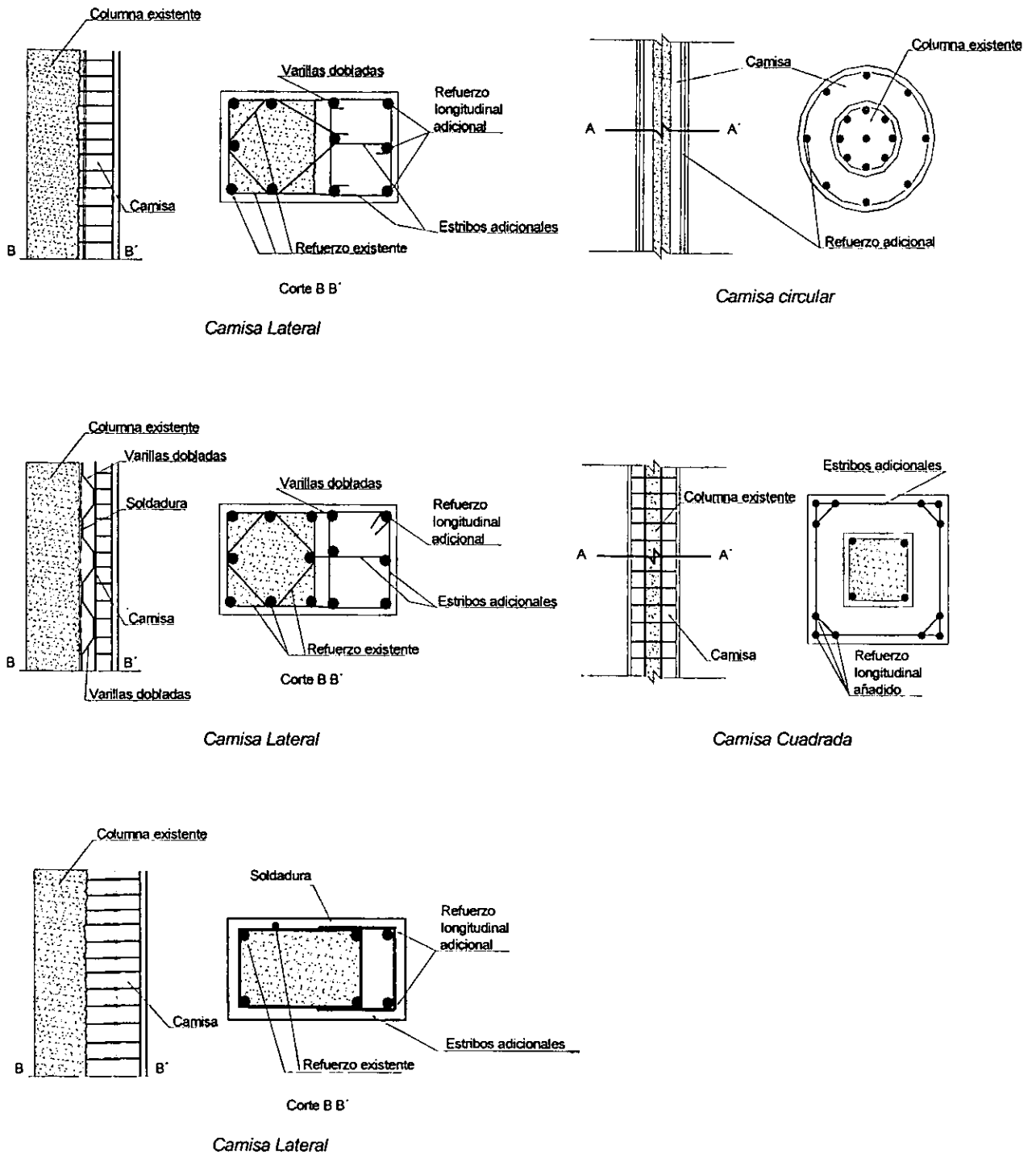


Figura 3.2. Métodos de encamisado de concreto reforzado

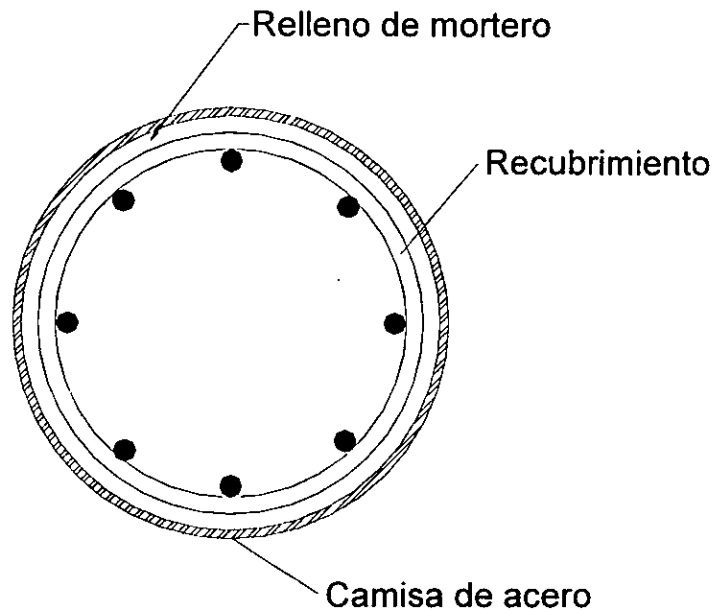


Figura 3.3. Sección de columna circular rehabilitada con una camisa delgada de acero

La acción de confinamiento de una camisa circular, se ilustra en la figura 3.4. Cuando el concreto comprimido intenta expandirse, a medida que la columna se aproxima a su resistencia a flexión, la camisa queda sujeta a una tensión circunferencial y aplica una presión radial de confinamiento al concreto.

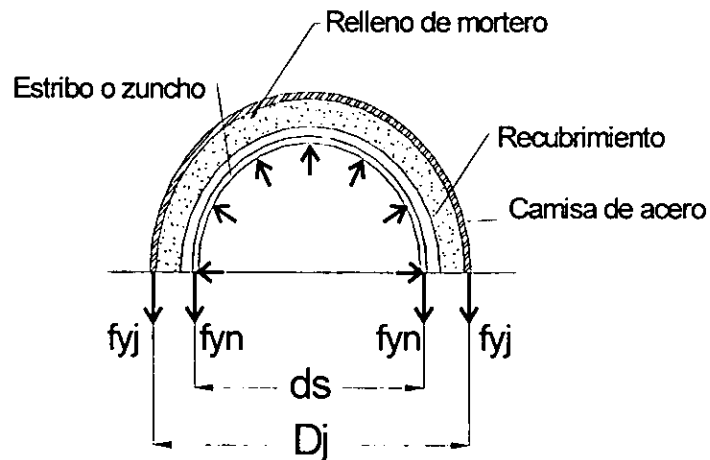


Figura 3.4. Acción confinante en una camisa circular de acero

Para columnas rectangulares, una camisa de acero delgada podría no ser efectiva, ya que el confinamiento se aplicaría principalmente en las esquinas de la columna. Esto se debe a que los lados de la camisa se flexionarían hacia afuera al ocurrir la dilatación del concreto. Sin embargo, si se rodea la columna rectangular con una camisa de acero elíptica, un confinamiento continuo puede lograrse en ambas direcciones de la columna.

La holgura entre la camisa elíptica y la columna rectangular se llena con un concreto normal, como se muestra en la figura 3.5.

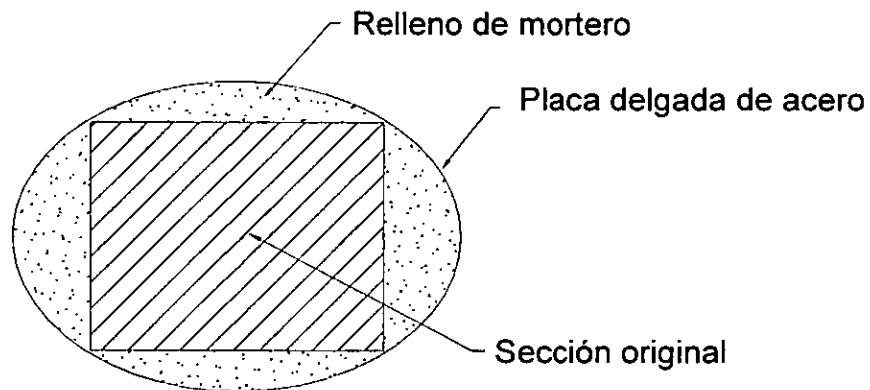


Figura 3.5. Sección de una columna rectangular rehabilitada con una camisa elíptica de acero

Es evidente que una camisa delgada de acero de forma apropiada, actúa como un medio extremadamente eficiente de confinamiento lateral, aumentando la resistencia última a compresión del concreto y restringiendo el pandeo de las varillas de refuerzo longitudinal. La presión confinante disponible en la zona de la articulación plástica también puede prevenir la falla en adherencia de uniones, empalmes y por carencia de un refuerzo transversal adecuado para resistir el cortante. Este método resulta satisfactorio solo parcialmente, razón por la cual no se recomienda plenamente.

Elementos laminados de fibras de carbono: El refuerzo con ELFC, ha demostrado que provee a las columnas de una mayor capacidad de confinamiento con respecto a otros métodos, lo que deriva en un aumento en su resistencia a flexocompresión y cortante, además, aporta a los elementos una mayor ductilidad y capacidad para disipar energía (Priestley, 1996). Generalmente, en la subestructura de puentes, este método es utilizado para proporcionar capacidad adicional a las columnas que presentan deficiencias en su comportamiento mecánico, por alteraciones en las sollicitaciones originales, por errores en su diseño o en su construcción, por deterioro en sus materiales debidos al intemperismo y por daños físicos atribuibles a diversas causas.

Los ELFC presentan significativas ventajas para el refuerzo de pilas en puentes carreteros debido principalmente a sus características mecánicas, entre las que se destacan: su peso reducido y su alta resistencia a la tensión, lo que sin duda repercute directamente en un proceso constructivo ágil en el que se garantiza que no existirán obras falsas muy complicadas y sobre todo la disminución del tiempo de trabajos de reparación; además de que este sistema de refuerzo respeta al máximo la estética concebida del puente en su proyecto original. Por otra parte podemos decir que los ELFC son un método válido para aumentar el confinamiento en pilas de puentes, e inducir una mayor resistencia a la flexocompresión y a cortante, así como permitir una mayor ductilidad en las estructuras y por ende una mayor disipación de energía.

En la figura 3.6, se muestra la forma en que se disponen las fibras de carbono, dependiendo del tipo de acción que se desea reforzar.

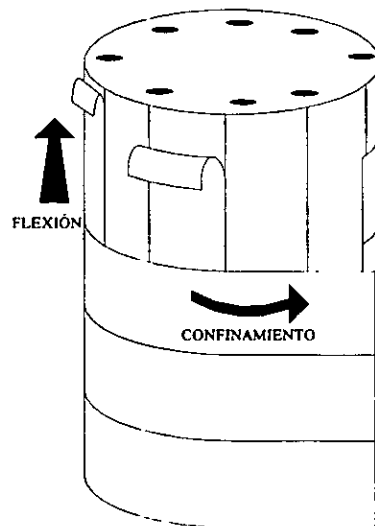


Figura 3.6. Orientación de los ELFC para refuerzo de columnas

Otros métodos de rehabilitación de columnas.

Algunos otros métodos alternativos para rehabilitación de columnas rectangulares se basan en la utilización de camisas de acero rectangulares rigidizadas con marcos formados por canales de acero, tal como se muestra en la figura 3.7.

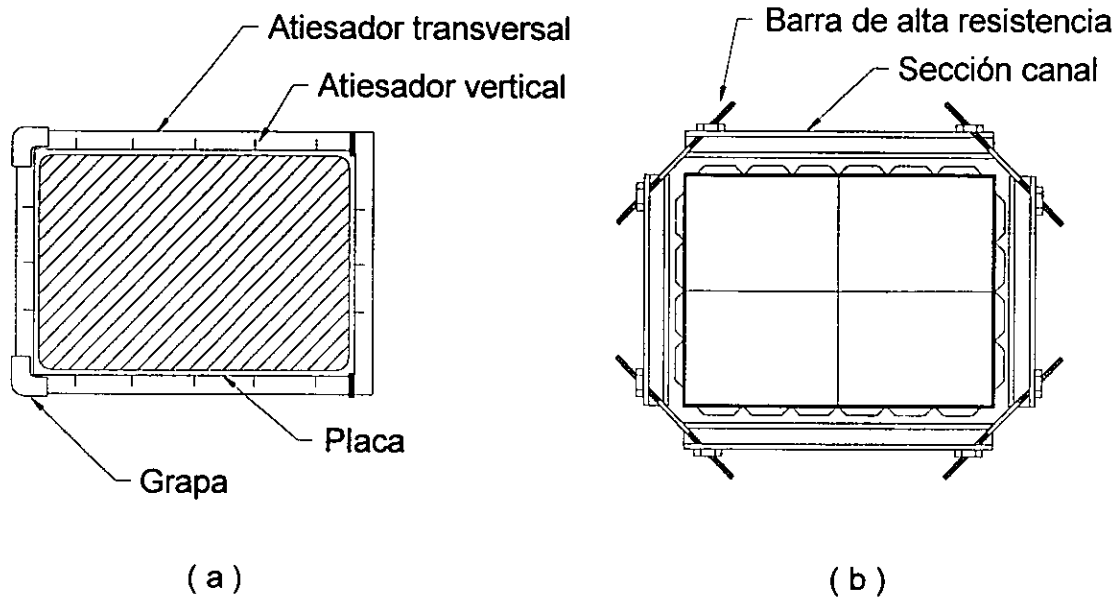


Figura 3.7. a) Columna con camisa rectangular de acero atiesada y b) columna con camisa formada con canales de acero

Otros métodos de rehabilitación que se han probado han sido la combinación de un confinamiento activo de acero de presfuerzo enrollado bajo tensión alrededor de articulaciones plásticas potenciales o mediante camisas compuestas de fibra de vidrio y epóxicos que rodean columnas circulares. Estas camisas se expanden inyectando mortero a presión. Estos métodos han producido mejoras en la ductilidad, equivalentes a las proporciones obtenidas por las camisas circulares de acero y pueden resultar económicamente viables.

Capítulo 4

Dispositivos constrictores de movimiento lateral

La falla de un puente debida a un sismo tiene graves consecuencias ya que se pueden interrumpir los servicios de emergencia a poblaciones afectadas. Las fallas ponen en evidencia malos diseños o construcciones mal realizadas así como la necesidad de revisar y actualizar los reglamentos vigentes.

En nuestro país, prácticamente las estructuras de puentes se han comportado razonablemente bien durante la ocurrencia de sismos debido a que no se han reportado daños severos, sin embargo, sí se tiene conocimiento de fallas en los topes laterales que se construyen en las pilas para impedir el desplazamiento lateral de la superestructura y que ésta caiga en sentido transversal al puente lo que puede ocasionar que se interrumpa la comunicación por la vía en que se encuentra la estructura.

El tipo de daño que han sufrido los topes laterales o topes sísmicos de algunos puentes que se construyeron en décadas anteriores, van desde pequeños agrietamientos hasta el desprendimiento total, lo que pone en riesgo la estabilidad del puente. Esto se debe a que las fuerzas sísmicas de diseño que se deben considerar, actualmente son mayores a las que se utilizaban en aquel momento. Por

otro lado, en México aún no se tiene un criterio establecido para el diseño de estos elementos, en algunas ocasiones se han diseñado como vigas y en otras como ménsulas. Por tales motivos se requiere un criterio de diseño base para calcular la cuantía y distribución del acero de refuerzo en los topes sísmicos para resistir los esfuerzos que se generan ante sollicitaciones sísmicas.

Dada la importancia que tienen estos elementos constrictores de movimiento lateral, surge la necesidad de buscar una alternativa para tener un criterio de diseño de estos elementos. En este capítulo, propondremos la distribución del acero de refuerzo en un tope lateral, mostrando a su vez algunas expresiones prácticas para definir su geometría de acuerdo con las dimensiones de las trabes que conforman la superestructura del puente.

4.1 Tipología de fallas en topes laterales

Análisis realizados con elementos finitos, han mostrado la trayectoria que siguen los esfuerzos en ménsulas elásticas homogéneas (Park y Paulay, 1997). Estos estudios han permitido identificar diferencias sustanciales en la forma en que trabajan las ménsulas y las vigas, lo cual ayuda a establecer ecuaciones e hipótesis especiales para el diseño de cada uno de estos elementos.

Se ha encontrado que la forma en que fallan los topes sísmicos de los puentes carreteros, es semejante a las que se muestran en la figura 4.1. Algunos de los tipos de falla en los topes sísmicos que se han observado son básicamente los siguientes: primero, la falla a flexión que se caracteriza por el aplastamiento a compresión del concreto antes o después de que fluya el acero de tensión (figura 4.1a); segundo, la falla por tensión diagonal, que se desarrolla desde el lugar donde se estima que está aplicada la carga hasta la sección inclinada del tope (figura 4.1b); tercero, las fallas producidas por detalles inadecuados en la geometría del tope lateral o errores en la colocación del refuerzo (figura 4.1c); cuarto, la falla por cortante directo, la cual tiene como característica principal la aparición de grietas diagonales con respecto al plano horizontal que forman la intersección del tope con el cabezal de la pila (figura 4.1d). Este último tipo de falla es el que predomina en los topes laterales.

4.2 Criterios de diseño de topes laterales

En la actualidad, en México no se tiene definido un criterio de diseño de estos elementos. En algunos casos se diseñan como ménsulas y en otros como vigas, sin embargo el comportamiento mecánico de ambos es distinto y por lo tanto la cuantía y la distribución del acero de refuerzo es distinta para ambos casos.

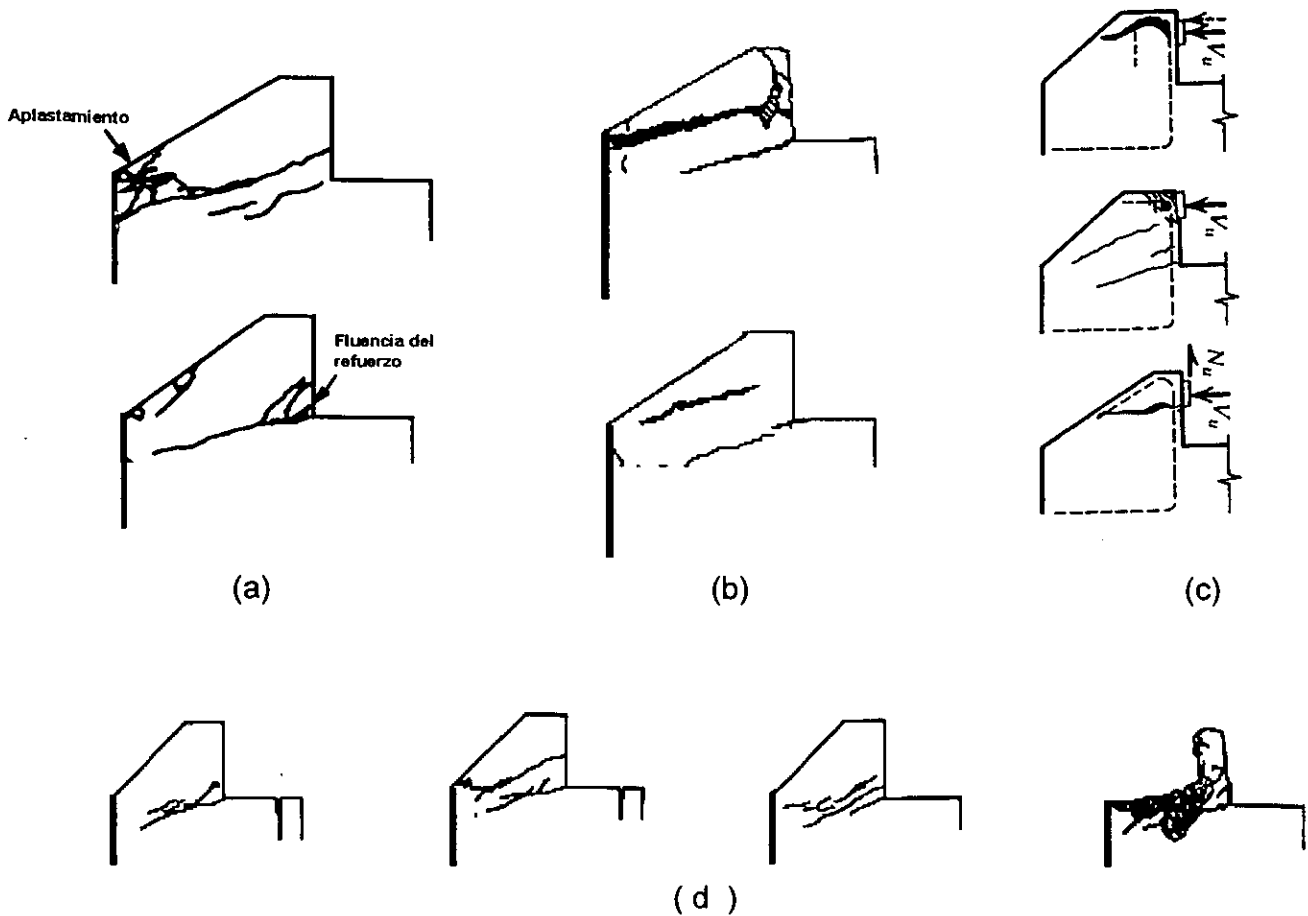


Figura 4.1. Tipos de falla en los toques laterales

La teoría de diseño de vigas de concreto reforzado, establece que para resistir los esfuerzos normales de tensión debidos al momento flexionante en una sección dada, será necesario colocar un área de acero de refuerzo principal, y para resistir el cortante se requiere de estribos que se colocan generalmente en forma perpendicular al acero de refuerzo (figura 4.2b). Sin embargo en el caso de ménsulas que se definen como aquellos elementos estructurales en donde la relación claro de cortante, " a " y peralte efectivo, " d " es menor o igual a uno (figura 4.2a), la distribución de esfuerzos principales será distinta al de las vigas (Park y Paulay, 1997), y por lo tanto no son aplicables los métodos de dimensionamiento que se realizan con las trabes. La distribución del acero de refuerzo en las ménsulas será como el que se muestra en la figura 4.2a.

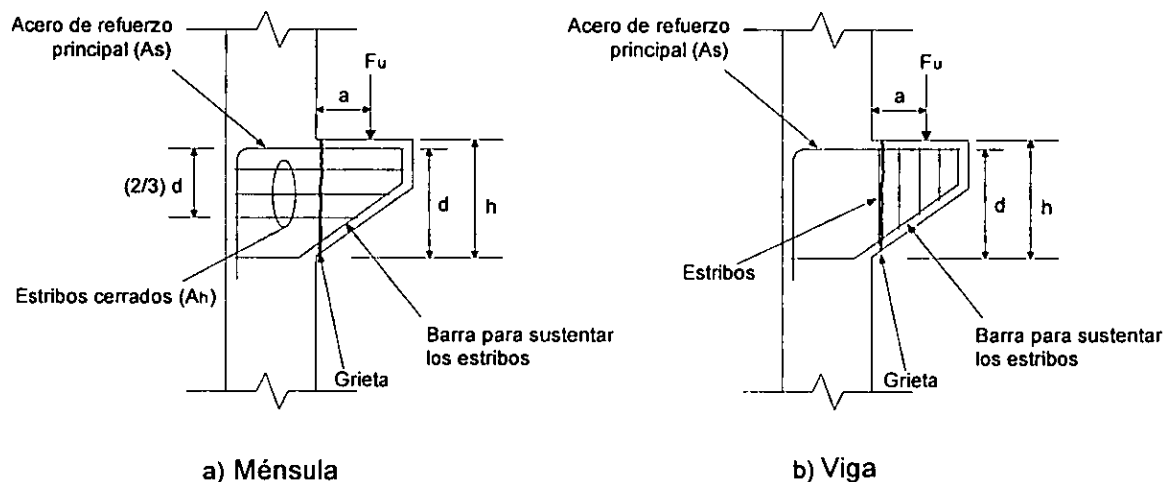


Figura 4.2. Distribución del acero de refuerzo en ménsulas y vigas

Haciendo la comparación entre estos dos elementos estructurales se puede observar que ambos requieren de un área de acero de refuerzo principal que se calcula de manera indistinta. Sin embargo, la forma en que se colocan y distribuyen los estribos es completamente diferente. En el caso de vigas, éstos suelen estar colocados en forma perpendicular al acero de refuerzo y en el caso ménsulas, los estribos se colocan de forma paralela a éste (figura 4.2).

De acuerdo con los tipos de falla de los topes laterales que se mencionaron anteriormente, se tiene que el principal modo de falla se produce por la aparición de una grieta que se origina en la intersección del tope con el cabezal de la pila. Esto es similar a lo que sucede en las ménsulas, en donde la grieta que se forma sería del tipo que se muestra en la figura 4.2. De acuerdo al desarrollo de la grieta, los estribos que se colocan, según el diseño de vigas, no atraviesan la grieta ya que éstos están dispuestos en forma paralela a ésta, por lo tanto no intervienen en la resistencia a cortante, sin embargo, la forma en que se colocan los estribos en las ménsulas, se observa que éstos atraviesan la grieta aumentando la capacidad a cortante del elemento. Por esta razón el modelo adecuado para el diseño de los topes laterales bajo cargas sísmicas es similar al modelo de ménsulas.

Una vez sabido cómo modelar los topes laterales, se propondrán expresiones sencillas para determinar las características geométricas y la distribución del acero de refuerzo para que su comportamiento estructural sea adecuado.

4.3 Propuesta de la geometría de los topes laterales

La geometría de los topes laterales es un factor importante desde el punto de vista estructural y estético. Existe una diversidad de formas que pueden adoptar estos elementos, sin embargo, deben cumplir con ciertas características básicas para que su comportamiento sea satisfactorio.

De acuerdo con el siguiente análisis, se pueden proponer expresiones para definir las principales características geométricas de los topes laterales (figura 4.3).

El primero de estos parámetros, es la altura " L " del tope, la cual deberá cumplir con la siguiente expresión:

$$15 \text{ cm} \leq L \leq \beta \quad \text{donde} \quad \beta = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{H}{3.5} \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad (4.1)$$

donde " H " es el peralte de la superestructura, en cm.

En el caso de ménsulas, la relación entre claro de cortante (distancia desde el punto de aplicación de la fuerza considerándola como puntual hasta el empotramiento) y peralte efectivo, es menor o igual a uno, por lo que podemos definir la ecuación 4.2, que nos asegura que la relación antes mencionada siempre será menor o igual a uno:

$$h = L + r \quad (4.2)$$

donde " r " es el recubrimiento del acero de refuerzo principal

Por otro lado, en la geometría del tope lateral puede existir la variación del peralte con respecto a la altura. Para ello se aplica el razonamiento que a continuación se describe.

La determinación del acero de refuerzo, en una sección dada, resulta ser función del peralte efectivo en esa sección. De acuerdo al código ACI 318-99, la expresión para el cálculo del acero de refuerzo por flexión es:

$$A_f = \frac{M_u}{\phi f_y z} \quad (4.3)$$

donde:

M_u = Momento último

$\phi = 0.9$

$z = 0.8 d$, siendo "d" el peralte efectivo

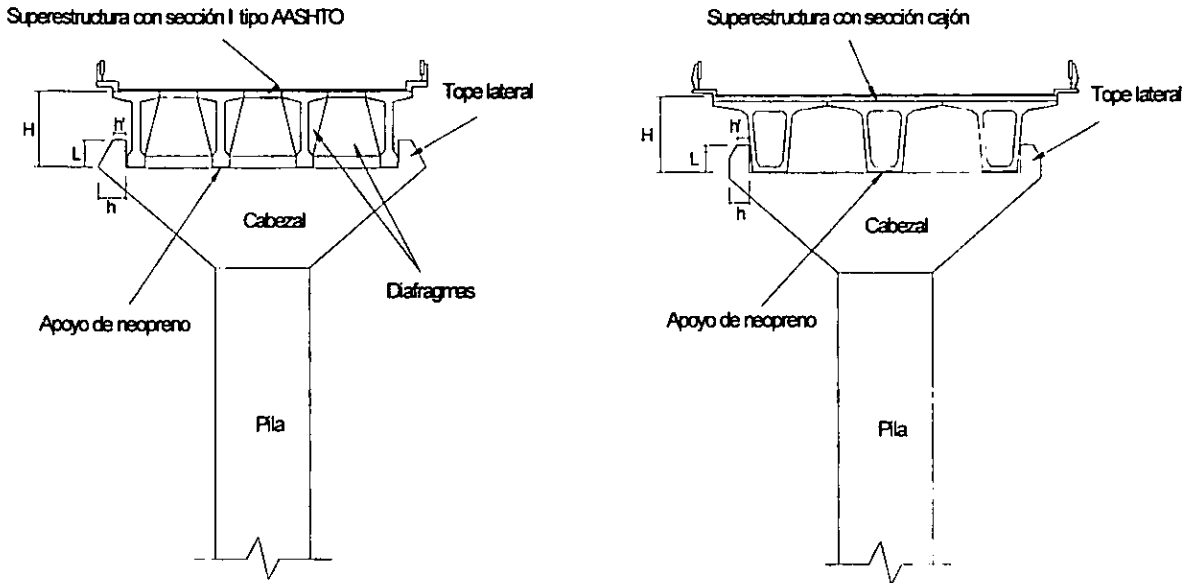


Figura 4.3. Ubicación y características geométricas de los topes laterales

Si se considera que la fuerza última de diseño aplicada al tope por medio de la superestructura, es una fuerza puntual " F_u ", se puede establecer la ley de variación de momentos flexionantes últimos sobre el tope (figura 4.4) como:

$$M_u = F_u \left(x - \frac{a}{2} \right) \quad (4.4)$$

donde "a" es la altura de contacto entre el tope lateral y la superestructura

Al descomponer la carga puntual en una carga uniformemente repartida, para fines comparativos, se tiene $w_u = F_u/a$. Como se muestra en la figura 4.4, el diagrama de momentos flexionantes, de la carga uniformemente repartida en términos de la fuerza de diseño F_u , se puede expresar como:

$$M_u = F_u \left(x - \frac{a}{2} - \frac{x^2}{2a} \right) \quad (4.5)$$

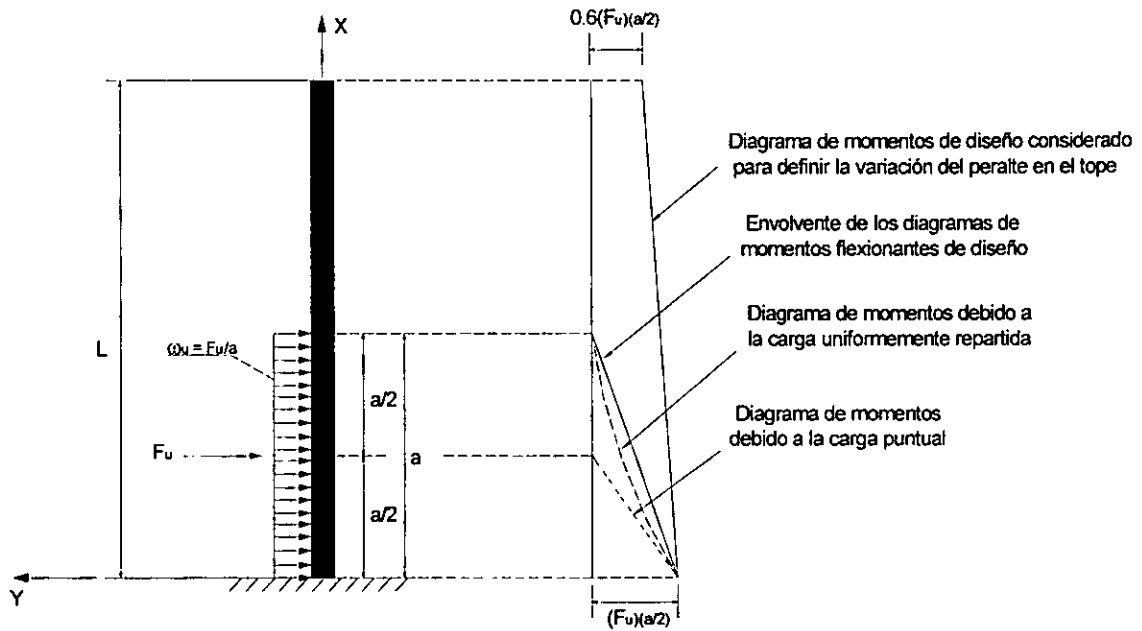


Figura 4.4. Variación de la ley de momentos flexionantes en el tope lateral

Para lograr que la fuerza se distribuya uniformemente sobre el tope, en ocasiones se utiliza un relleno de concreto, entre la superestructura y éste, con un valor de resistencia a compresión f'_c igual al calculado como $F_u / (0.9 \times A_{cti})$, donde A_{cti} es el área de contacto con el tope lateral. Existen, además, otro tipo de materiales que se pueden utilizar como interfase entre la superestructura y el tope lateral, por ejemplo, placas de acero o elementos de neopreno.

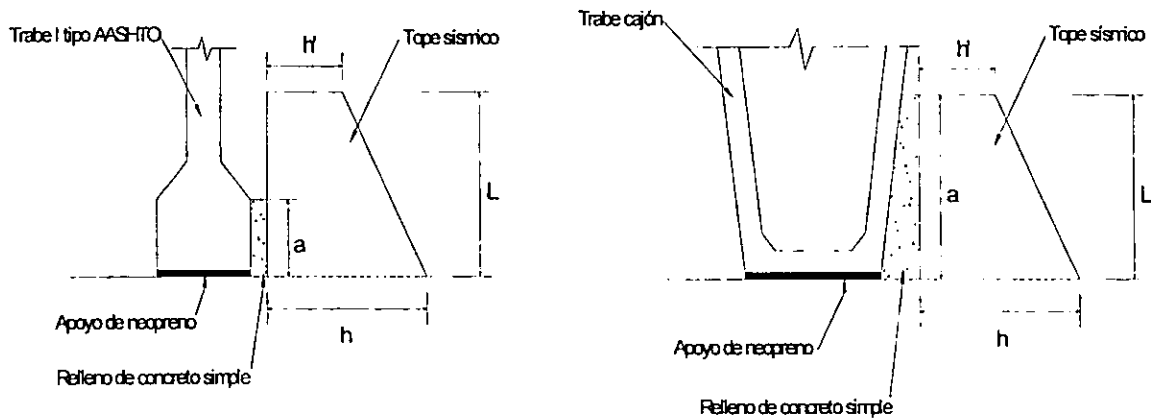


Figura 4.5. Relleno de concreto simple para uniformizar los esfuerzos sobre el tope lateral

Para fines prácticos se puede establecer una función de variación lineal que represente la envolvente de las funciones que encontramos con las ecuaciones 4.4 y 4.5 (figura 4.4). La función que muestra esta variación se considerará como:

$$M_u = F_u \left(\frac{x}{2} - \frac{a}{2} \right) \quad (4.6)$$

Al sustituir la ecuación 4.6 en la ecuación 4.3, se obtiene la variación del peralte efectivo, sin embargo, se observa que cuando se alcanza una altura " a ", $M_u = 0$, y por lo tanto el valor del peralte efectivo también será nulo, lo cual no es conveniente por motivos de tipo constructivo y de resistencia, ya que pueden existir fuerzas en el extremos superior del tope, como es el caso de los puentes de travesaños que pueden utilizar neoprenos en lugar de rellenos de concreto para transmitir las fuerzas entre la superestructura y el tope lateral.

En consecuencia, la ecuación 4.6 se deberá modificar para usarse en el diseño del perfil del tope. Cabe mencionar que cuando se tiene un peralte " h' ", demasiado pequeño en el extremo superior del tope, comparado con peralte total, " h "; se han observado fallas cuyas grietas no alcanzan a desarrollarse hasta la intersección del cabezal con el tope, sino que convergen a la sección inclinada del tope lateral. Por esto, una buena aproximación al valor mínimo del peralte efectivo en el extremo del tope resulta de considerar en esta sección un momento igual al que se tiene en $x = 0.4a$ de la envolvente de momentos definida en la ecuación 4.6. De esta manera se tendrá un momento mayor al que se tendría a la mitad de la altura de contacto, " a ".

Al despejar el peralte efectivo " d " de la ecuación 4.3, tenemos que:

$$d = \frac{M_u}{\phi A_f f_y (0.8)} \quad (4.7)$$

Al sustituir la ecuación 4.6 en la ecuación 4.7, se tiene:

$$d = \frac{F_u \left(\frac{x}{2} - \frac{a}{2} \right)}{\phi A_f f_y (0.8)} \quad (4.8)$$

en donde el producto $A_f f_y$ se considerará constante para toda la altura del elemento, por lo tanto, para $x = 0$, se tiene que:

$$d = \frac{F_u \left(-\frac{a}{2} \right)}{\phi A_f f_y (0.8)} \quad (4.9)$$

Por otra parte en la sección superior del tope, se tiene un momento flexionante, definido anteriormente, cuyo valor es igual al que se obtiene en $x = 0.4a$, por lo que, al sustituir este valor en la ecuación 4.6 y éste a su vez en la ecuación 4.7, obtenemos:

$$d' = \frac{F_u \left(-\frac{0.6a}{2} \right)}{\phi A_f f_y (0.8)} \quad (4.10)$$

Al calcular la relación que existe entre los peraltes efectivos del tope, determinados por las ecuaciones 4.9 y 4.10, encontramos que:

$$\frac{d'}{d} = 0.6 \quad (4.11)$$

Ya que el diseño de los topes sísmicos puede realizarse también considerando que no existe variación alguna en su peralte, se puede asumir que la relación entre éstos estará preferentemente acotada en el siguiente intervalo:

$$0.6 \leq \frac{d'}{d} \leq 1.0 \quad (4.12)$$

Por lo que podemos establecer para fines prácticos que:

$$0.6 \leq \frac{h'}{h} \leq 1.0 \quad (4.13)$$

Así, los parámetros geométricos determinados anteriormente se pueden resumir en la figura 4.6.

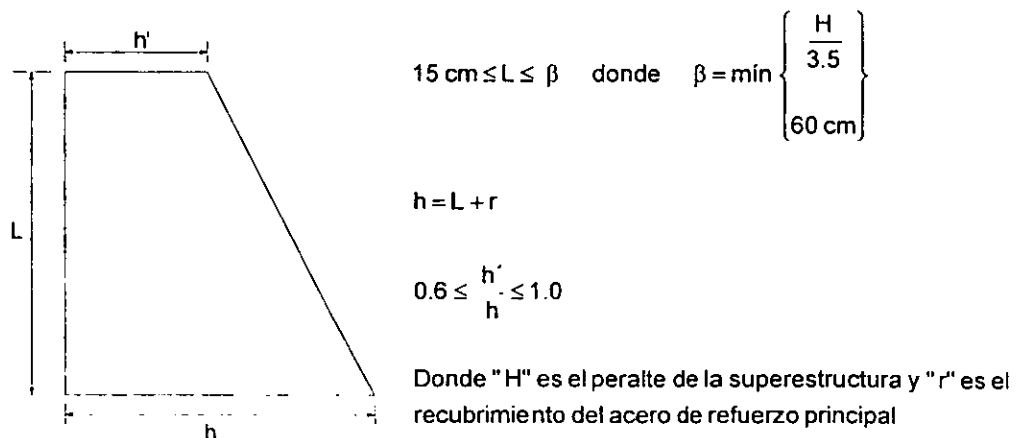


Figura 4.6. Propuesta para la geometría de los topes laterales

4.4 Propuesta para la distribución del acero refuerzo en topes laterales

La siguiente propuesta para determinar las características del acero de refuerzo de los topes sísmicos se basa en los lineamientos establecidos por el código ACI 318-99 para el diseño de ménsulas.

Como se mencionó anteriormente, en los topes laterales, la relación claro de cortante y peralte efectivo debe ser menor que uno, por lo que los esfuerzos cortantes puros son el factor crítico de diseño, contrario a lo que sucede en las trabes de concreto reforzado, donde los esfuerzos que producen las llamadas fallas por cortante no son realmente esfuerzos cortantes, sino esfuerzos principales de tensión debidos a la combinación de esfuerzos normales de flexión y esfuerzos cortantes. Aunque la resistencia del concreto a esfuerzos cortantes directos es muy elevada, pueden existir secciones cuya capacidad para soportar estos esfuerzos sea pequeña o nula debido a la presencia de grietas o de una unión que no sea monolítica. En estos casos, la única fuerza cortante que se puede desarrollar es a través de la fricción que se genera entre los dos elementos que tienden a deslizarse uno contra el otro.

Como se ha mostrado en casos experimentales (Park y Paulay, 1997), la superficie de contacto entre los dos elementos es irregular, por lo que al deslizar un elemento respecto al otro, provocado por una fuerza cortante V_r , ocurre un desplazamiento relativo entre ambos, en dirección perpendicular a la superficie de contacto. Este desplazamiento producirá fuerzas de tensión en el acero de refuerzo transversal definidas por el producto $A_s f_y$ (figura 4.7).

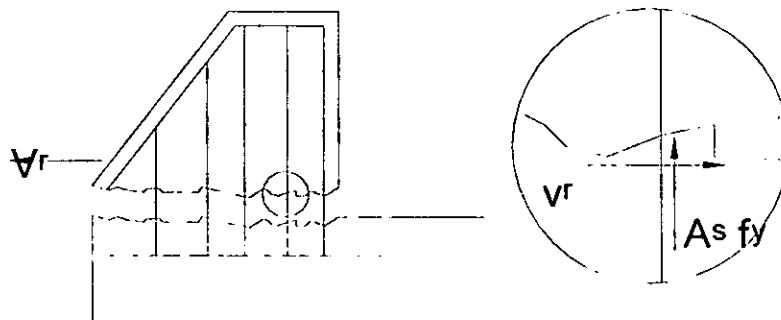


Figura 4.7. Cortante por fricción

Las grietas que se desarrollan en los topes laterales muestran claramente este tipo de fallas debidas a cortante por fricción, por lo que el área de acero, para resistir el cortante producido por la fuerza F_u , se estimará con la siguiente expresión:

$$A_{vf} = \frac{F_u}{0.85f_y\mu} \quad (4.14)$$

donde:

A_{vf} = acero de refuerzo de cortante por fricción

μ = coeficiente de fricción.

f_y = valor del esfuerzo de fluencia del acero

El valor de μ ha sido determinado experimentalmente por varios investigadores. En los estudios se han considerado diversas variables como la condición de la superficie de contacto, la cantidad y forma de anclar el refuerzo transversal y la resistencia del concreto. Con base en estos estudios, se han propuesto valores de este coeficiente como los mostrados en la tabla 4.1 que son los especificados en el Reglamento ACI 318-99.

Tabla 4.1. Coeficientes de fricción del Reglamento ACI 318-99

Descripción	μ
Concreto colado monolíticamente	1.4
Concreto colado contra concreto endurecido cuya superficie se haya hecho rugosa intencionalmente	1.0
Concreto colado contra concreto endurecido cuya superficie no se haya hecho rugosa intencionalmente	0.6
Concreto anclado a acero estructural por medio de pernos con cabeza o de barras de refuerzo	0.7

Por otro lado, la fuerza F_u produce un momento flexionante en la intersección del cabezal con el tope lateral, por lo que se requiere un área de acero A_S que se calcula con base en las hipótesis usuales para miembros sometidos a flexión, y que se muestra en la ecuación 4.3, donde $M_u =$ momento último $= F_u(a/2)$; (ver figura 4.4).

En el caso de ménsulas, el código mencionado anteriormente, establece que la fuerza N_{uc} , perpendicular a la superficie de la falla, no debe ser menor que $0.2F_u$. Este valor tiene en cuenta los efectos de contracción, flujo plástico y térmicos producidos en los elementos que se apoyan en ellas. Sin embargo, en el caso de los topes sísmicos, la superestructura no transmitirá efectos de este tipo a estos elementos. Por lo tanto, no será necesario colocar área de acero adicional A_n , en el tope. Dado lo anterior y una vez calculadas las áreas de acero A_f y A_{vf} , éstas deben distribuirse en un área principal, A_S , que se ubicará a una distancia "r" del extremo interno del tope, y un área restante, A_h , que se distribuye en los dos tercios del peralte efectivo. El área principal A_S debe ser igual al mayor de los siguientes valores:

$$A_S = A_f \quad (4.15)$$

$$A_S = \frac{2}{3} A_{vf} \quad (4.16)$$

En ambos casos el área restante A_h será igual a:

$$A_h = 0.5A_S \quad (4.17)$$

Finalmente, se debe revisar la cuantía del refuerzo ρ y se debe cumplir que:

$$\rho = \frac{A_S}{bd} \geq 0.04 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \quad (4.18)$$

La revisión por acero mínimo se realiza para asegurar que el concreto se agriete antes de que fluya el acero de refuerzo. Debido a que la revisión por acero máximo es para asegurar una falla de tipo dúctil, ésta no se realizará ya que los topes laterales fallan de manera frágil.

Así, la distribución del acero de refuerzo se hará como se muestra en la figura 4.8.

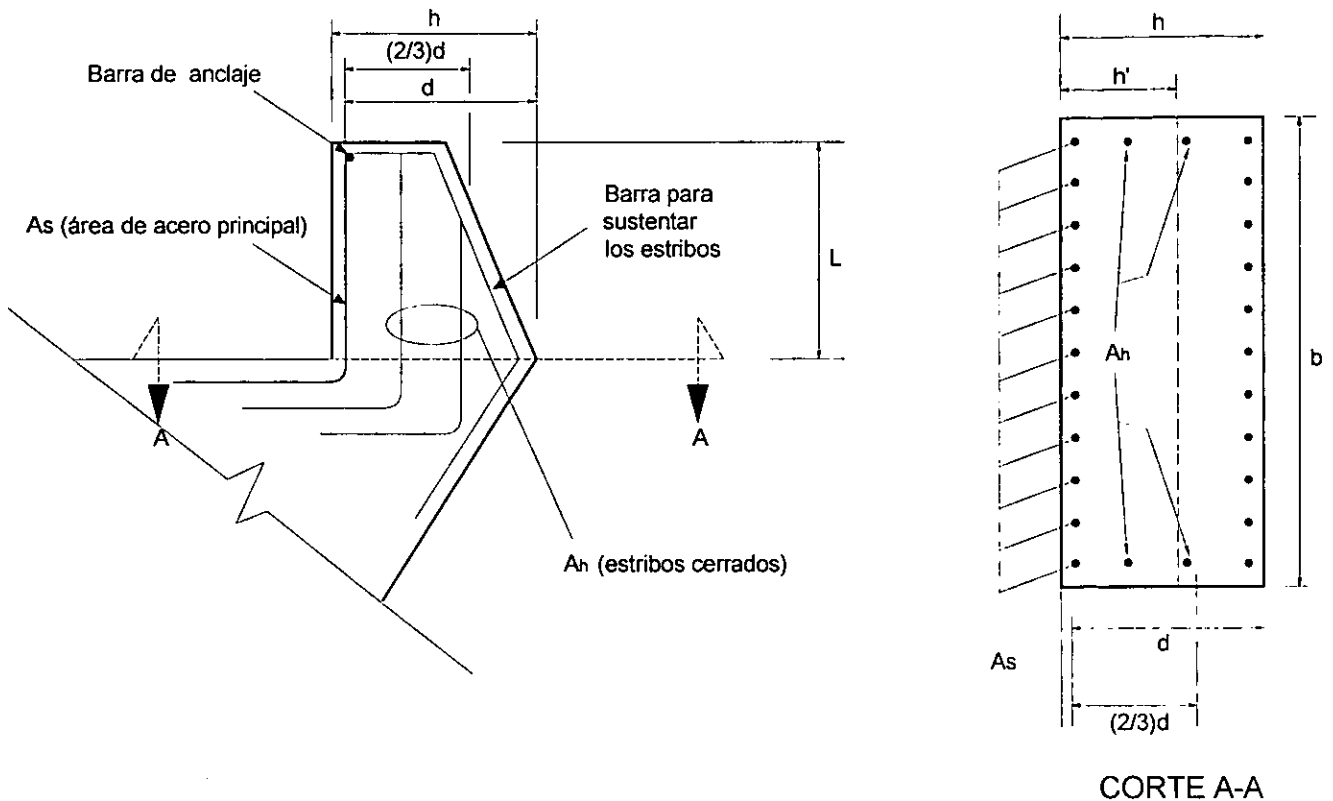


Figura 4.8. Propuesta de la distribución del acero de refuerzo en topes laterales

4.5 Cálculo de la fuerza sísmica de diseño en topes laterales

Para el proyecto de puentes convencionales la fuerza sísmica de diseño, F_u , que se requiere soportar por los topes laterales, se acostumbra calcular con la ecuación 4.19, propuesta en los términos de referencia para concursos de proyectos de puentes convocados por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

$$F_u = c \cdot CM - V_s \quad (4.19)$$

donde:

c = coeficiente sísmico

CM = valor de la carga muerta tributaria de la superestructura restringida por el tope

V_s = valor de las fuerzas cortantes que se generan bajo la acción de la fuerza sísmica y que actúan sobre el tope lateral.

Debido a que los puentes son considerados como estructuras del grupo A, el coeficiente sísmico, c , debe aumentar en un cincuenta por ciento su valor del coeficiente sísmico considerado para estructuras del grupo B, el cual se obtiene considerando la zona sísmica y el tipo de terreno de cimentación en que se encuentra sustentado el puente. (CFE, 1993).

Se considera únicamente la carga muerta tributaria de la superestructura, en la determinación de la masa que actuará sobre el tope sísmico, para considerar las fuerzas de inercia sobre éste.

El valor de la fuerza cortante que actúa sobre el tope se obtiene a partir del análisis estructural del puente, considerando la combinación de carga más desfavorable ante la acción de fuerzas sísmicas (AASHTO, 1996).

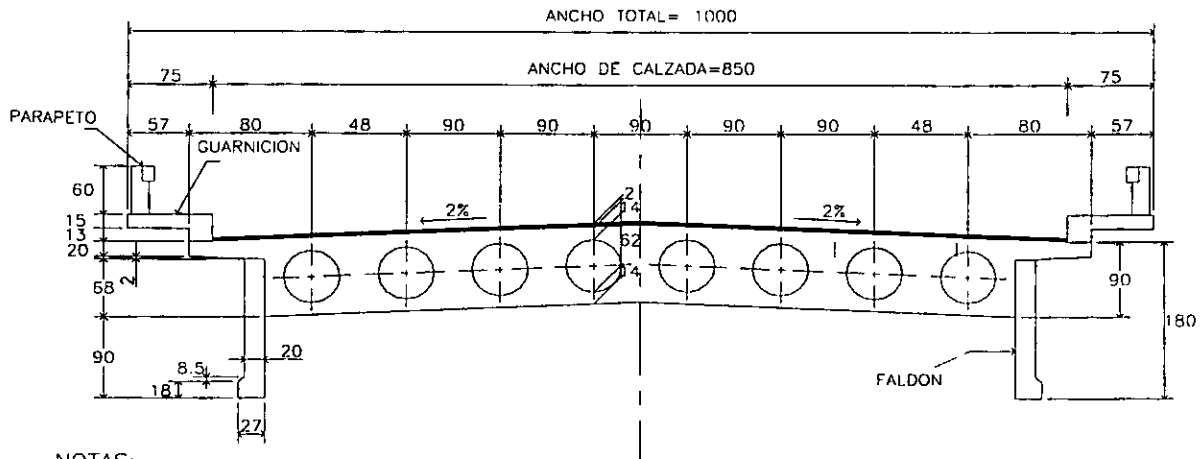
Capítulo 5

Evaluación del diseño sísmico del puente Nexpa

En esta sección se analizará el puente Nexpa, en el que se ha observado que las columnas que constituyen la subestructura, se han comportado razonablemente bien ante la ocurrencia de sismos; sin embargo, se presentan fallas severas en sus topes laterales. Por tal motivo, se hará la revisión de las pilas ante efectos sísmicos para verificar la autenticidad de las observaciones hechas, así como el diseño de los topes laterales basado en la propuesta del capítulo 4 para fines comparativos del diseño original de estos elementos.

5.1 Generalidades del puente Nexpa

El puente se encuentra en la carretera Playa Azul – Coahuayana, en el kilómetro 56+500. De acuerdo con la regionalización sísmica que se propone en el Manual de Obras Civiles, Diseño por Sismo, de la CFE (1993), esta estructura se encuentra ubicada dentro de la zona sísmica D y está desplantada en terreno catalogado como tipo I, es decir, terreno firme compuesto por arenas limosas y gravas muy compactas.



- NOTAS:
1. Acotaciones en cm.
 2. Losa aligerada de $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$. Claro=1500
 3. Tubos de cartón comprimido de 62 de diámetro. $L=1220 \text{ c/u}$.
 4. Diafragmas en ambos extremos de la losa con 40 de espesor.

Figura 5.2. Sección transversal del tramo de losa aligerada

La rasante del puente se encuentra a una elevación de 12.26 m en su margen izquierda y de 19.77 m en su margen derecha, con respecto al banco de nivel indicado en los planos del proyecto, lo que genera un desnivel longitudinal de 7.51 m. En base al desnivel y la longitud total del puente podemos establecer que el puente tiene una pendiente longitudinal de 3.344 %.

Los planos del puente datan del año de 1976 y su diseño fue para soportar cargas vivas correspondientes a camiones HS-20, en dos líneas de tránsito. Los camiones correspondientes a estas cargas se muestran en la figura 5.3. Estas cargas de diseño aseguran también el tránsito de camiones tipo HS-15 sobre el puente.

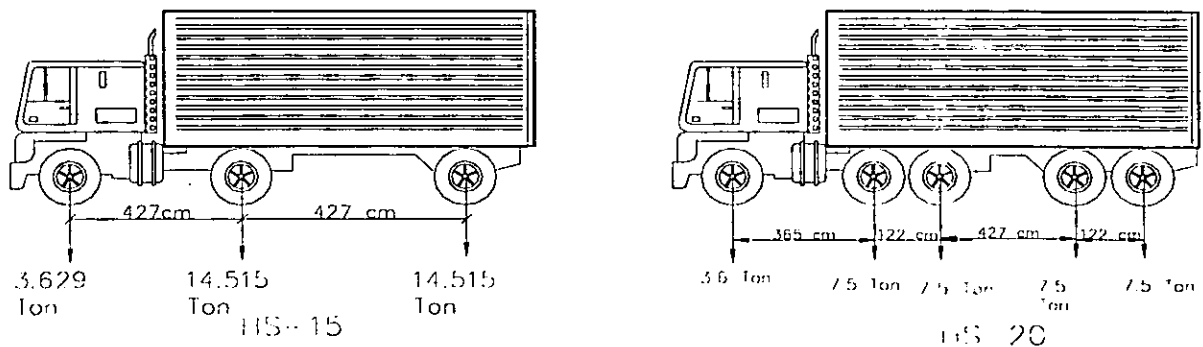


Figura 5.3. Camiones tipo apropiados para transitar sobre el puente Nexpa

5.1.2 Subestructura del puente Nexpa

La subestructura consta de seis pilas intermedias de concreto reforzado de sección transversal circular hueca. El concreto tiene un valor de $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y el refuerzo consta de 52 vars. # 8C, distribuidas en dos lechos en forma uniforme en su perímetro, con un esfuerzo nominal de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (figura 5.4). Estas pilas se encuentran desplantadas sobre suelos gravoso – arenosos, mediante una cimentación a base de cilindros en el caso de las pilas 2,3,4 y 5, mientras que las pilas 6 y 7, se encuentran cimentadas por medio de zapatas aisladas.

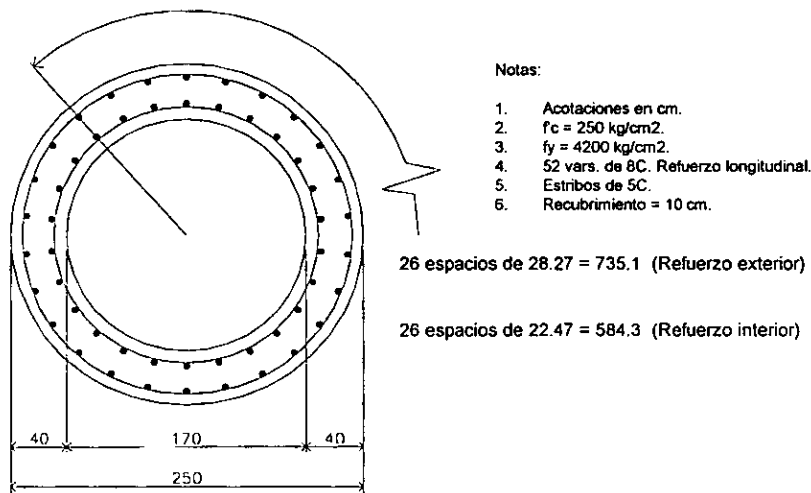


Figura 5.4. Sección transversal de las pilas

En la tabla 5.1, se muestran las alturas de cada pila. Finalmente, la figura 5.5 muestra la distribución general del puente Nexpa con las características con que cuenta éste.

Tabla 5.1. Altura correspondiente a cada una de las pilas del puente Nexpa

Pila	Altura (m)
2	9.72
3	10.89
4	12.06
5	13.23
6	19.50
7	4.74

5.2 Análisis sísmico del puente Nexpa

Como se mencionó en el capítulo 1, la masa del puente influye significativamente en el análisis sísmico de la estructura. En este sentido, es necesario estimar el peso real del puente, denominado carga muerta, el cual se constituye por el peso propio de los elementos estructurales, como pueden ser: las traveses, la losa aligerada, las pilas, los diafragmas, los cabezales de las pilas, además de otros elementos indispensables para su funcionamiento, como por ejemplo la carpeta asfáltica, la guarnición, el parapeto, etc. En la tabla 5.2, se muestra la distribución de la carga muerta del puente.

Tabla 5.2. Distribución de la carga muerta del puente Nexpa

Superestructura	Longitud (m)	Peso (ton)
(1) TRAMOS PRESFORZADOS	209.5	2 416.1
(2) LOSA ALIGERADA	15.0	260.8
Total	224.5	2 676.9
Subestructura	Altura (m)	Peso (ton)
(3) Pila 2	9.72	133.4
(3) Pila 3	10.89	140.0
(3) Pila 4	12.06	146.6
(3) Pila 5	13.23	153.2
(3) Pila 6	19.50	188.5
(3) Pila 7	4.74	105.4
Total		867.1
Peso total (ton)		3 544.0

- (1) El peso de los tramos a base de traveses presforzadas considera el peso propio de las cuatro traveses de sección I, el peso de la losa entre patines, el del parapeto, de la guarnición, del relleno de concreto simple en calzada, del concreto asfáltico en carpeta, de los diafragmas, de las ménsulas en los extremos de cada tramo, de los sellos de traveses entre tramos y de las placas de anclaje también entre tramos.
- (2) El peso del tramo de losa aligerada considera su peso propio, el peso del parapeto, el de la guarnición, el del concreto asfáltico en carpeta y de los diafragmas dispuestos en los extremos.
- (3) El peso de las pilas incluye el peso de los cabezales que sustentan.

5.2.1 Modelo analítico del puente

El modelo utilizado para realizar el análisis sísmico del puente se idealizó con elementos barra tridimensionales con las propiedades geométricas, de resistencia y de masa de cada uno de estos (figura 5.6); todos los tramos de la superestructura son simplemente apoyados. Las pilas se consideran perfectamente empotradas en su base, mientras que los apoyos en los extremos del puente se consideran como apoyos fijos según lo establecido en planos.

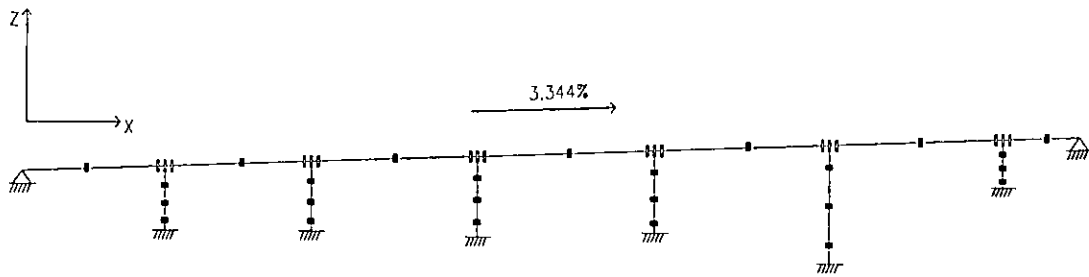


Figura 5.6. Modelo de elementos barra del puente Nexpa

Generalmente para el análisis se consideran todos los grados de libertad en los nudos intermedios de los elementos con los que se modela la estructura al igual que en aquellos que unen la superestructura con la subestructura. Sin embargo, en este caso se hará la consideración de que los topes laterales y longitudinales del puente proporcionan gran rigidez a las pilas impidiendo sólo el giro con respecto a los tres ejes ortogonales en los nudos que unen las traveses y las pilas.

5.2.2 Fuerza sísmica de diseño

En el análisis se utilizaron dos de los métodos mencionados en el capítulo 2: el método estático de la carga uniforme y el método dinámico modal espectral.

Con fines demostrativos se realizará el cálculo de la fuerza sísmica de diseño utilizando el método estático de la carga uniforme.

Sentido Transversal

Este método requiere encontrar una fuerza uniformemente repartida sobre la superestructura que produzca un desplazamiento máximo unitario. En este caso se tiene que aplicar una carga $\omega = 5.15$ ton/m para lograr un desplazamiento $\Delta = 0.01$ m. Tomando en cuenta que la longitud del puente es $L = 224.5$ m, entonces la rigidez del puente es:

$$K = \frac{\omega L}{\Delta} = \frac{5.15 (2245)}{0.01} = 115\,618 \text{ ton/m}$$

En el cálculo de la masa de la superestructura se consideró también la masa de los cabezales que se encuentran en la parte superior de las pilas debido a que

también influyen en la respuesta del sistema. Así, el valor de la masa, $m = m_{\text{superestructura}} + m_{\text{cabezales}} = 272.87 + 48.15 = 321.02 \text{ ton-s}^2/\text{m}$. De esta forma, el periodo de la estructura es:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K}} = 2\pi\sqrt{\frac{321.02}{115618}} = 0.33 \text{ s}$$

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

Con este valor del periodo de la estructura se puede determinar la ordenada espectral con ayuda del espectro de diseño (figura 5.7) que se obtiene a partir de los valores propuestos en la tabla 1.1 y con ayuda de las ecuaciones 1.7.1, 1.7.2 y 1.7.3. La ordenada espectral resulta ser entonces $\alpha = 0.75$.

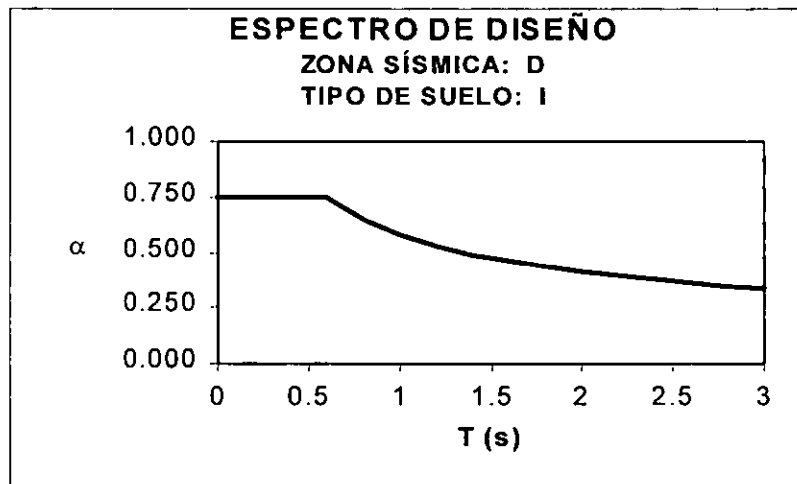


Figura 5.7. Espectro de diseño del puente Nexpa

Para tomar en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura se calcula el factor reductivo por ductilidad, Q' , que se obtiene a partir de las ecuaciones 1.14 y 1.15. Debido a que la resistencia a fuerzas sísmicas es suministrada por pilas de una sola columna de concreto reforzado, el factor de comportamiento sísmico, Q , será igual a 2 (CFE, 1993). Si además $T = 0.33 > T_a = 0$, entonces se tiene que $Q' = Q = 2$.

En la tabla 5.2, se observa que el peso total del puente (W), es de 3 544 ton, por lo tanto, la fuerza sísmica de diseño, P , se obtiene como:

$$P = \frac{\alpha}{Q'} W = \frac{0.75}{2} (3544) = 1329 \text{ ton}$$

La que al transformarla en una carga uniformemente distribuida sobre la superestructura resulta ser:

$$\omega = \frac{P}{L} = \frac{1\ 329}{224.5} = 5.92 \text{ ton/m}$$

Sentido longitudinal

El procedimiento de cálculo es el mismo que el desarrollado anteriormente por lo que a continuación sólo se presentan los valores obtenidos.

$$K = 161\ 203 \text{ ton/m}$$

$$m = 321.02 \text{ ton-s}^2/\text{m}$$

$$T = 0.28 \text{ s}$$

$$\alpha = 0.75$$

$Q' = Q = 3$ (debido a que la resistencia a fuerzas sísmicas es suministrada por el marco formado por las pilas de concreto reforzado)

$$P = 886 \text{ ton}$$

entonces la carga uniformemente repartida será:

$$\omega = 3.95 \text{ ton/m}$$

En base a lo anterior, se tiene que la rigidez de la estructura es mayor en sentido longitudinal que en sentido transversal. Esto se debe al sistema de marco que forma la superestructura con las pilas del puente en el sentido longitudinal. Además la fuerza sísmica de diseño es menor en este sentido debido a que las normas permiten el uso de un factor reductivo por ductilidad mayor en esta dirección.

5.2.3 Comparación entre los métodos de análisis

Aplicando las combinaciones de carga para el análisis estructural, descritas en el capítulo 2, se tiene la tabla 5.3, que muestra los elementos mecánicos últimos de diseño más desfavorables que se obtuvieron del análisis estático y del análisis dinámico (modal espectral), que toman en cuenta las consideraciones hechas en el modelo analítico del puente.

Debido a que en el diseño sísmico del puente, lo que va a regir el diseño de las pilas es la combinación de fuerza axial y momentos flexionantes biaxiales, solo se muestran los valores de estos parámetros obtenidos del análisis estructural del puente.

Tabla 5.3. Elementos mecánicos últimos de diseño sin considerar los efectos de esbeltez

Pila	Concepto	Análisis Estático	Análisis Dinámico
2	P (ton)	687	687
	Mxu (ton-m)	1 444	888
	Myu (ton-m)	63	51
3	P (ton)	700	700
	Mxu (ton-m)	1 487	1 137
	Myu (ton-m)	87	79
4	P (ton)	709	709
	Mxu (ton-m)	1 515	1 428
	Myu (ton-m)	87	84
5	P (ton)	717	717
	Mxu (ton-m)	1 429	1 490
	Myu (ton-m)	72	69
6	P (ton)	763	763
	Mxu (ton-m)	658	671
	Myu (ton-m)	27	24
7	P (ton)	535	535
	Mxu (ton-m)	783	589
	Myu (ton-m)	62	48

En la tabla 5.3 se observa que en las pilas 5 y 6, el método dinámico genera momentos flexionantes mayores respecto al eje x, que el método estático, siendo la carga axial la misma en ambos. En las pilas restantes, los momentos flexionantes son mayores con el método estático que con el dinámico. Por lo tanto, podemos decir que la distribución de esfuerzos resultantes de ambos métodos es diferente. Esto se debe a que el puente cuenta con cierto grado de irregularidad y por lo tanto el método estático no se ajusta de forma adecuada al comportamiento real de la estructura como lo hace el método dinámico.

Con respecto al periodo natural de vibración de la estructura, se tiene que éste es muy similar entre ambos métodos. El valor del periodo con el análisis dinámico es de 0.31 s mientras que con el método estático es de 0.33 s. Esta pequeña diferencia se debe a que el método estático calcula de manera aproximada la rigidez del puente, mientras que el método modal espectral lo hace de forma más

precisa al considera la matriz de rigideces con las propiedades geométricas y de resistencia, así como los grados de libertad considerados en la estructura. Además, la masa considerada en el método estático no involucra la masa de las pilas mientras que en el método dinámico considera la masa de todos los elementos estructurales. Esto nos lleva a pensar que la relación m/K usada en el método estático, para el cálculo del periodo de la estructura, se compensa para obtener un periodo similar al periodo fundamental de vibración obtenido con el método dinámico.

5.3 Revisión de las pilas ante solicitaciones sísmicas

Como se ha mencionado anteriormente, las pilas ingresan al intervalo inelástico debido a la combinación de carga axial y momentos flexionantes biaxiales. Por tal motivo su revisión se hará aplicando los criterios de elementos sujetos a flexocompresión biaxial, considerando sólo los resultados del análisis dinámico que es el que más refleja el comportamiento real de la estructura.

También en la revisión, se deben considerar los problemas por efectos de segundo orden, tales como los producidos por la esbeltez de estos elementos. En sentido transversal, se pueden despreciar estos efectos cuando relación de esbeltez (kL/r) es menor que 22 (ACI 318-99) ya que se permite el desplazamiento en este sentido. En el sentido longitudinal, estos efectos se pueden despreciar cuando dicha relación sea menor que $34 - (12 M_1 / M_2)$, donde M_1 y M_2 son el momento flexionante mínimo y máximo de diseño, respectivamente, en los extremos del elemento. Se utiliza esta expresión debido a que se tiene restringido el movimiento lateral por medio de los apoyos fijos en ambos extremos del puente.

De acuerdo con la figura 2.10 se tiene que las restricciones en los extremos de la pila consideradas en el análisis, son similares al caso de la figura donde se restringen los giros y se permite el desplazamiento en uno de sus extremos, por lo tanto $k = 1.5$. De las características geométricas de la sección transversal de la pila se tiene que el radio de giro, r , es igual a 0.756 m en ambas direcciones. Así, la relación de esbeltez de cada una de las pilas en ambas direcciones, son las que se muestran en la tabla 5.4.

Tabla 5.4 Relación de esbeltez de las pilas en ambas direcciones del puente Nexpa

KL/r					
Pila 2	Pila 3	Pila 4	Pila 5	Pila 6	Pila 7
19.28	21.61	23.93	26.25	38.69	9.40

En base a la tabla 5.4 y a la teoría descrita en el capítulo 2, para el diseño de columnas, se tiene la tabla 5.5 que muestra los elementos mecánicos últimos de diseño considerando los efectos de esbeltez. Con estos valores se hará la revisión de las pilas.

Tabla 5.5. Elementos mecánicos últimos de diseño considerando los efectos de esbeltez

Análisis Dinámico				
Pila	Concepto	Factor de amplificación	Momentos sin amplificación	Momentos Amplificados
		δ		
2	<i>P (ton)</i>	-	687	687
	<i>Mxu (ton-m)</i>	1	888	888
	<i>Myu (ton-m)</i>	1	51	51
3	<i>P (ton)</i>	-	700	700
	<i>Mxu (ton-m)</i>	1	1 137	1 137
	<i>Myu (ton-m)</i>	1	79	79
4	<i>P (ton)</i>	-	709	709
	<i>Mxu (ton-m)</i>	1.026	1 428	1 465
	<i>Myu (ton-m)</i>	1	84	84
5	<i>P (ton)</i>	-	717	717
	<i>Mxu (ton-m)</i>	1.032	1 490	1 538
	<i>Myu (ton-m)</i>	1	69	69
6	<i>P (ton)</i>	-	763	763
	<i>Mxu (ton-m)</i>	1.076	671	722
	<i>Myu (ton-m)</i>	1	24	24
7	<i>P (ton)</i>	-	535	535
	<i>Mxu (ton-m)</i>	1	589	589
	<i>Myu (ton-m)</i>	1	48	48

El la figura 5.8 se muestra los elementos mecánicos correspondientes a cada pila, en el diagrama de interacción de estos elementos. Se puede ver que las pilas 4 y 5 no cumplen con las condiciones actuales de diseño. Sin embargo, si ahora consideramos en el modelo del puente la rigidez de los apoyos de neopreno, modelados como elementos barra con las características geométricas y de resistencia que tienen estos dispositivos, se obtienen los resultados de la tabla 5.6. Se observa una disminución, en general, de los momentos flexionantes últimos de diseño debido a la incompatibilidad de deformaciones que se logra con el uso de los apoyos de neopreno entre la superestructura y la subestructura, aunado a la disipación, aunque en muy poco grado, de la energía sísmica que absorbe la estructura a través de éstos. Con respecto al periodo natural de vibración del puente, se tiene que éste aumentó de 0.31 s (obtenido del análisis dinámico sin considerar los apoyos de neopreno) hasta 0.52 s. Esto refleja una disminución en la rigidez de la estructura al usar estos dispositivos.

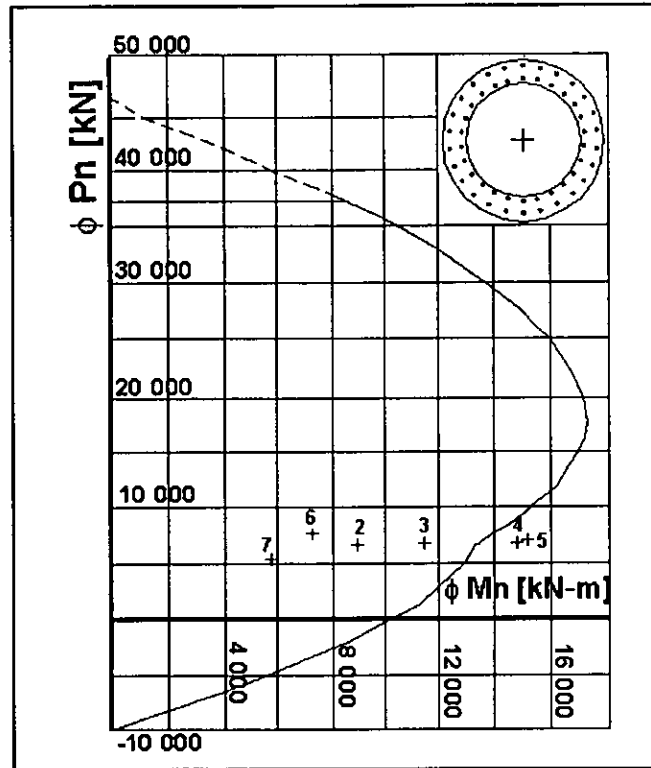


Figura 5.8. Representación de los efectos de flexocompresión en las pilas obtenidos del análisis dinámico y considerando los efectos de esbeltez, en el diagrama de interacción.

Tabla 5.6. Elementos mecánicos últimos de diseño, sin considerar y considerando los apoyos de neopreno así como los efectos de esbeltez de las pilas.

Pila	Concepto	Sin considerar los apoyos de neopreno	Considerando los apoyos de neopreno
2	P (ton)	687	704
	Mxu (ton-m)	888	682
	Myu (ton-m)	51	11
3	P (ton)	700	712
	Mxu (ton-m)	1 137	857
	Myu (ton-m)	79	30
4	P (ton)	709	721
	Mxu (ton-m)	1 465	989
	Myu (ton-m)	84	70
5	P (ton)	717	729
	Mxu (ton-m)	1 538	907
	Myu (ton-m)	69	117
6	P (ton)	763	775
	Mxu (ton-m)	722	813
	Myu (ton-m)	24	101
7	P (ton)	535	545
	Mxu (ton-m)	589	77
	Myu (ton-m)	48	2

Los elementos mecánicos obtenidos del análisis, considerando los apoyos de neopreno en el comportamiento de la estructura, se muestran en la figura 5.9, que representa nuevamente el diagrama de interacción de las pilas del puente Nexpa.

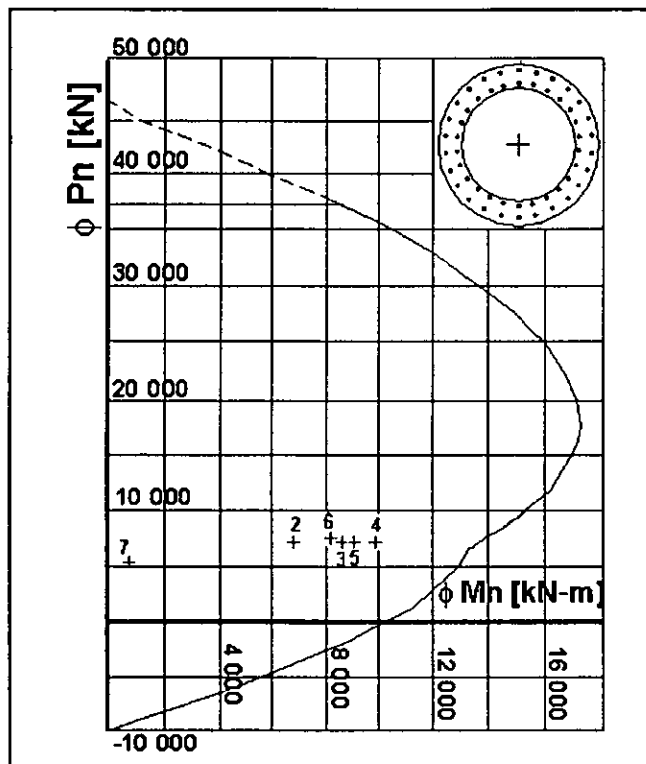


Figura 5.9. Representación de los efectos de flexocompresión en las pilas obtenidos del análisis dinámico, considerando los efectos de esbeltez y apoyos de neopreno, en el diagrama de interacción.

Como se puede ver en la figura 5.9, todos los puntos caen dentro del diagrama de interacción, lo que nos indica que efectivamente estos elementos no han fallado debido a la participación de los apoyos de neopreno en la estructura.

Si ahora consideramos tres posibles escenarios del comportamiento del puente, los cuales son:

1. Los apoyos de los extremos funcionan de acuerdo con lo especificado en planos como apoyos fijos,
2. Uno de los apoyos falla permitiendo el desplazamiento longitudinal del puente en ese extremo, y
3. Ambos apoyos fallan lo que puede permitir el desplazamiento total de la superestructura, también en sentido longitudinal.

se tiene que el momento flexionante y la fuerza cortante, en sentido longitudinal del puente, varía de acuerdo al escenario considerado. Cuando se suponen ambos apoyos fijos en los extremos del puente, la mayor parte de la fuerza sísmica es absorbida por los apoyos en los estribos y una cantidad menor por las pilas; sin embargo, cuando se considera que los apoyos en los estribos han fallado y permiten el desplazamiento longitudinal de la superestructura del puente, la fuerza sísmica es transmitida en su totalidad a las pilas, lo que se ve reflejado en un aumento del valor del momento flexionante de estos elementos en este sentido. Este último escenario es poco probable que se presente pero puede llegar a ocurrir, por lo que se debe asegurar que las pilas tengan un funcionamiento satisfactorio ante este tipo de situaciones. Sin embargo, la condición actual del puente es el que muestra el escenario uno ya que no se han presentado fallas en ninguno de los apoyos de los estribos y por lo tanto el comportamiento es el que se tiene al considerar ambos apoyos fijos; aspecto que se consideró desde un principio para llevar a cabo el análisis y la revisión de las pilas.

5.4 Revisión de los topes laterales ante fuerzas sísmicas

5.4.1 Problemática de los topes laterales del puente Nexpa

En esta parte se describen las fallas observadas en los topes laterales del puente Nexpa como consecuencia del sismo de Colima de 1995. Los efectos de este sismo llevaron a hacer el estudio teórico de su problemática en este trabajo.

Como se puede observar en la figura 5.10, la grieta generada por el sismo es similar al tipo de falla mostrado en la figura 4.1d, por efectos de cortante directo. Esta grieta se genera en el plano de intersección del cabezal y el tope lateral.



Figura 5.10. Fallas por cortante directo

En la figura 5.11 se puede ver otro tipo de falla, la cual se genera debido a los efectos producidos por esfuerzos de tensión diagonal, similar a la que se muestra en la figura 4.1b. En este caso la grieta producida por tensión diagonal provocaron el desprendimiento de la parte superior del tope.



Figura 5.11. Falla por tensión diagonal

Con base en los daños descritos, se puede pensar que el problema principal que presentan estos dispositivos se debe muy probablemente a una cuantía deficiente así como a una mala distribución del acero de refuerzo, tal que permitiera presentar un comportamiento adecuado ante los esfuerzos principales que se generan en estos elementos debido a las fuerzas sísmicas. Como se mencionó en el capítulo 4, la distribución de esfuerzos es similar a la que se presentan en las ménsulas debido a que el claro de cortante en los topes laterales generalmente tiene valores menores que 1.

En la figura 5.12 se puede observar la geometría y el armado original de los topes laterales del puente Nexpa. De acuerdo con esta figura, el acero de refuerzo tiene una distribución similar a la que se propone en el capítulo 4, en donde el área de acero principal, A_s , es de 25.73 cm^2 (13 vars. # 5) y el área de acero restante que se distribuye en los $2/3$ del peralte efectivo, A_h , tiene un valor de 7.92 cm^2 (4 vars. # 5).

Los estribos colocados en forma horizontal no contribuyen prácticamente a la resistencia de estos elementos, sin embargo, su colocación se realiza para brindarle confinamiento al concreto.

De las áreas de acero de refuerzo con que cuenta el tope lateral se puede ver que el área de acero, A_h , no cumple con lo establecido en la ecuación 4.17, en donde se establece que la relación $A_h / A_s = 0.5$. En este caso, dicha relación es de 0.31 por lo que no se cumple con la distribución propuesta con la ecuación anterior.

Esto nos lleva a pensar que el comportamiento de estos elementos es insatisfactorio, lo que pudo llegar a originar su falla como se mencionó anteriormente.

Otro factor que pudo contribuir a la falla de estos elementos es la cuantía del acero de refuerzo. Las fuerzas sísmicas de diseño en el periodo en que se proyectó esta estructura eran mucho menores a las que se consideran en los códigos modernos de diseño, lo que condujo a obtener una cantidad menor del acero de refuerzo.

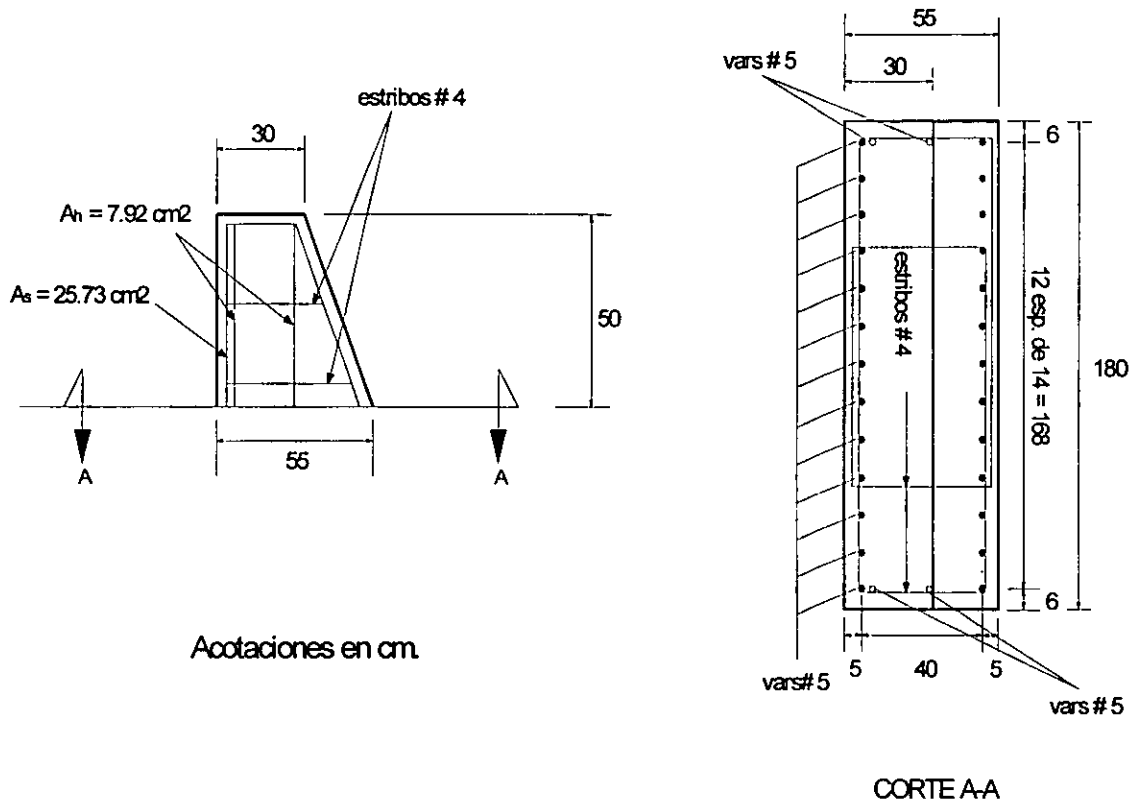


Figura 5.12. Geometría y distribución original del acero de refuerzo de los topes laterales del puente Nexpa

5.4.2 Propuesta de diseño de los topes laterales del puente Nexpa

Mediante los procedimientos propuestos en el capítulo 4, se puede encontrar un diseño más acorde con las expectativas de resistencia y funcionalidad de los topes laterales. En el diseño se determina la geometría, la cuantía y la distribución del acero de refuerzo que requiere el tope para resistir las fuerzas sísmicas de diseño que se proponen actualmente.

Geometría del tope lateral.

- **Altura del tope lateral**

El peralte de la superestructura, H , es de 180 cm, entonces de la ecuación 4.1 se tiene que la altura del tope lateral, L , es:

$$L = \frac{180}{3.5} = 51.4\text{cm} \quad \Rightarrow \quad L = 50\text{cm} < 60\text{cm} \Rightarrow \text{o.k.}$$

Este valor resulta ser igual a la altura original del tope.

- **Peralte total en la intersección con el cabezal**

De la ecuación 4.2, el valor del peralte total, h , del tope lateral, y considerando un recubrimiento de 5 cm, resulta ser:

$$h = L + r = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$$

Similar a lo que tiene el tope originalmente.

- **Peralte total en la parte superior del tope**

Si queremos que el tope sea de sección variable y considerando el límite inferior establecido en la ecuación 4.13 tenemos que:

$$h' = 0.6h = 0.6(55) = 33\text{cm} \quad \Rightarrow \quad h' = 35\text{cm}$$

Originalmente, el tope lateral tiene un valor de $h' = 30$ cm. Esta diferencia no incide de forma significativa en el comportamiento estructural de este elemento.

Acero de refuerzo en el tope lateral.

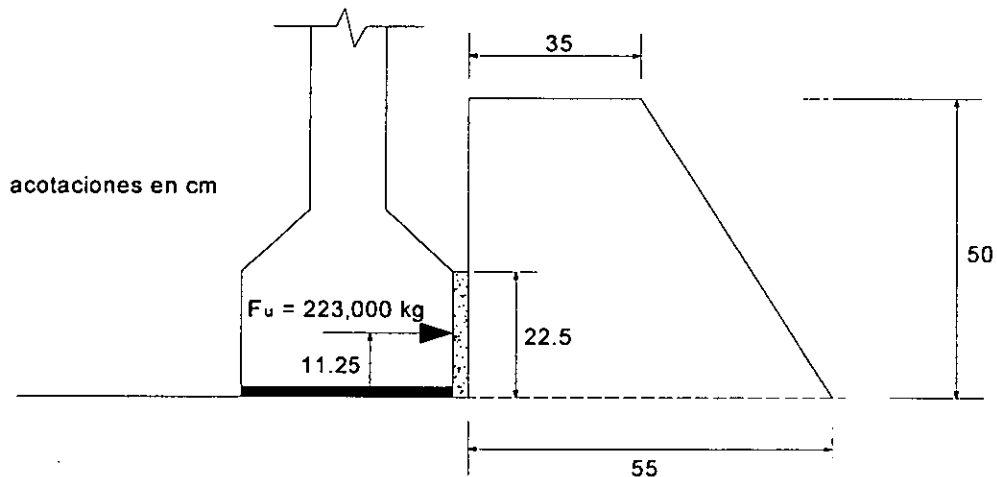
Para calcular el área de acero de refuerzo que se requiere, será necesario conocer la fuerza sísmica de diseño que debe resistir este elemento. Con base en los resultados del análisis modal espectral, se tiene una fuerza sísmica última de diseño, $F_u = 234\ 000$ kg. Este valor se obtuvo a partir de la ecuación 4.19, utilizando los siguientes valores:

$$c = 0.75$$

$$CM = 404 \text{ ton}$$

$$V_s = 69 \text{ ton (fuerza cortante que se presentó en la pila 6; resultados del análisis)}$$

Conocido el valor de la fuerza sísmica de diseño, es necesario conocer también el punto teórico de aplicación de ésta. Este punto debe coincidir con el centro geométrico del área de contacto entre la superestructura y el tope lateral como se muestra en la figura 5.13. En este caso, la fuerza se considera que esta aplicada a 11.25 cm a partir de la parte inferior del tope.



Nota:
El valor de la altura de contacto ($a = 22.5$) se obtuvo a partir de la suma del espesor del apoyo de neoprono más el del patín de la trabe ($4.5 + 18$)

Figura 5.13. Punto teórico de aplicación de la fuerza sísmica de diseño

Dado lo anterior, se procede a calcular el área de acero de refuerzo.

- **Acero necesario para resistir el cortante, F_u**

Sustituyendo los siguientes valores:

$$F_u = 234\,000 \text{ kg}$$

$$f_y = 4\,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = 1.4 \text{ (concreto colado monolíticamente)}$$

en la ecuación 4.14, se obtiene el área de acero requerida por cortante por fricción (A_{vf}), por lo que:

$$A_{vt} = 46.82 \text{ cm}^2$$

- **Acero necesario para resistir el momento, M_u**

Con base en la figura 5.13 se puede determinar el momento flexionante último de diseño que se origina en la sección donde se intersectan el tope lateral y el cabezal de la pila. Su magnitud es: $M_u = 234\ 000(11.25) = 2\ 632\ 500 \text{ kg-cm}$.

Para conocer el área de acero por flexión (A_f), en la ecuación 4.3 sustituimos los siguientes valores:

$$d = 50 \text{ cm}$$

$$z = 0.8 d = 0.8 (50) = 40 \text{ cm}$$

$$f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$$

entonces:

$$A_f = 17.41 \text{ cm}^2$$

- **Cálculo del área de acero principal (A_s)**

De las ecuaciones 4.15 y 4.16, respectivamente, se tiene lo siguiente:

$$A_{s1} = 17.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 31.21 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s2} > A_{s1}$, el valor del área de acero principal $A_s = 31.21 \text{ cm}^2$. Por lo que se proponen 11 vars. # 6 ($A_s = 31.35 \text{ cm}^2 > 31.21 \text{ cm}^2$)

- **Cálculo del área de acero distribuida en los 2/3 del peralte efectivo del tope lateral (A_h)**

El valor de A_h se obtiene a partir de la ecuación 4.17. Por lo que:

$$A_h = 15.61 \text{ cm}^2$$

Esta área de acero se distribuye en los dos tercios del peralte efectivo: $2/3 d = 33.33 \text{ cm} \cong 35 \text{ cm}$. Por lo tanto si se consideran varillas # 5, se propondrán entonces 12 vars. # 5 ($A_s = 23.75 \text{ cm}^2 > 15.61 \text{ cm}^2$).

• **Revisión por acero mínimo**

La revisión por este concepto se realiza con lo establecido en la ecuación 4.18. Para ello se utilizan los siguientes valores:

$$\begin{aligned}
 A_s &= 31.21 \text{ cm}^2 \\
 b &= 180 \text{ cm (ancho del tope sísmico)} \\
 d &= 50 \text{ cm} \\
 f_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_y &= 4\,200 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

por lo tanto:

$$\rho = 0.0035 > 0.0024 \Rightarrow \text{o.k.}$$

Finalmente en la figura 5.14 se muestran las características geométricas y de refuerzo que requieren los topes laterales del puente Nexpa, para resistir las fuerzas sísmicas de diseño actuales.

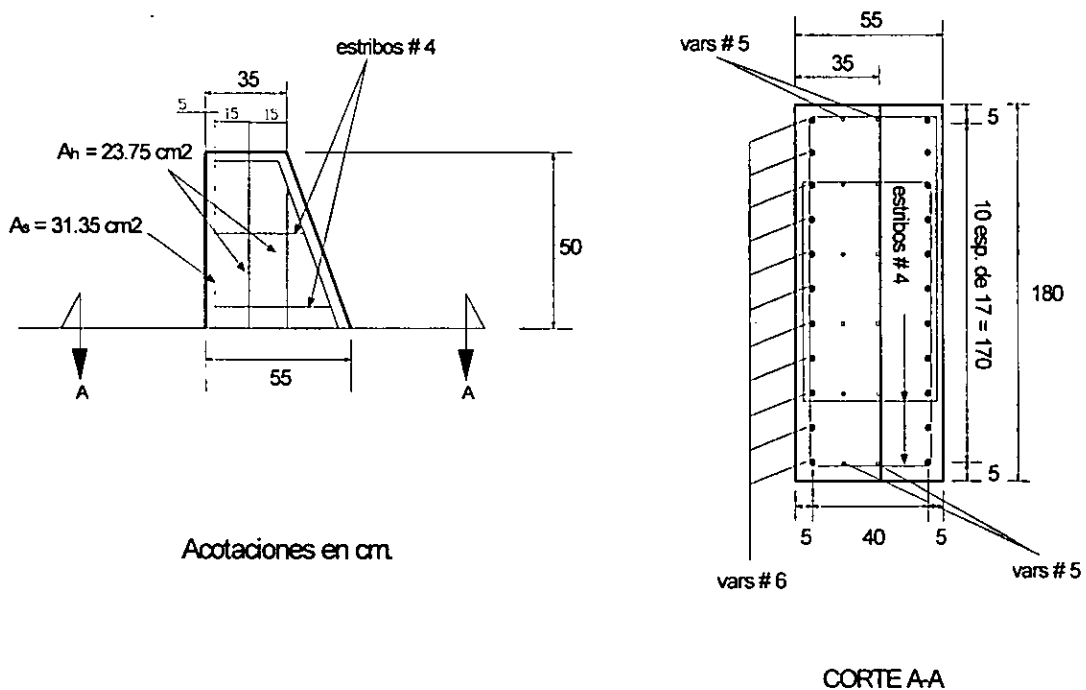


Figura 5.14. Características geométricas y de refuerzo que requieren actualmente los topes laterales del puente Nexpa, obtenidas con los criterios de diseño propuestos en el capítulo 4.

Comparando los resultados obtenidos en el diseño hecho anteriormente con las características geométricas y de refuerzo con que cuenta actualmente el tope lateral, se puede decir lo siguiente:

- La diferencia entre la geometría del tope lateral, calculada con los criterios del capítulo 4, y la geometría original, sólo fue la dimensión del peralte en el extremo superior del tope lateral (35 cm vs. 30 cm), siendo ésta prácticamente insignificativa para el buen funcionamiento estructural de este elemento.
- El acero de refuerzo principal calculado resulta ser mayor que el área de acero principal con que cuenta el tope originalmente (31.21 cm² vs. 25.73 cm²). También existe gran diferencia en la cuantía y distribución del acero de refuerzo restante que se coloca en los 2/3 del peralte efectivo, ya que los cálculos muestran que el área de acero que se debe distribuir en esta zona es de 15.61 cm², mientras que en realidad se tiene un área de 7.92 cm². Además, de las cuatro vars. # 5 que tiene el tope lateral originalmente como área de acero distribuida en los 2/3 del peralte efectivo, dos se encuentran muy próximas al acero principal, por lo que no se tiene una buena distribución de esta área de refuerzo. Por este motivo, podemos concluir que la falla que se presentó en la mayoría de los topes laterales del puente Nexpa se debió principalmente a la insuficiente cantidad del acero restante, A_n , y a la mala distribución de ésta dentro de los 2/3 de su peralte efectivo.

Conclusiones

- No debe menospreciarse el riesgo que implica la acción sísmica en zonas en donde la ocurrencia de sismos es menos frecuente. Todas las estructuras y en especial las de importancia, como es el caso de los puentes, requieren de un riguroso diseño sísmoresistente, para evitar consecuencias negativas provocadas por este fenómeno.
- Debido a que las pilas del puente pueden moverse de manera independiente y distinta, se debe considerar una longitud adecuada de apoyo, en sentido longitudinal, de los elementos de la superestructura, sobre las pilas y estribos, para prevenir que las traveses se desplomen ante la acción de fuerzas sísmicas, en esta dirección.
- En la actualidad, el diseño sísmico de este tipo de obras de infraestructura, permite que éstas ingresen al intervalo inelástico. De esta forma se posibilita la disipación de parte de la energía suministrada por el sismo, con la deformación de la estructura debido a los desplazamientos inelásticos que se presentan.
- En el diseño sísmico de puentes y de cualquier estructura en general, se debe tener un criterio claro para asignar el factor de comportamiento sísmico, ya que este influye significativamente en el nivel de daño que se presentaría en la estructura al ingresar en el rango inelástico.

- La forma en que se idealiza la estructura, para realizar el análisis estructural, influye de manera significativa en los resultados que se obtengan, por lo que se debe prestar gran atención al modelar las condiciones que más se aproximen al comportamiento real del puente.
- En los modelos teóricos que se aplican para el diseño estructural de los puentes, los efectos de la interacción suelo-estructura son más significativos cuando se tienen cimentaciones profundas o terrenos blandos, debido a que este hecho incide directamente sobre el comportamiento dinámico de la estructura
- Desde el punto de vista sísmico, los puentes pueden presentar diversos modos de vibrar, sin embargo, tanto el método estático como el unimodal consideran únicamente la primera forma modal para el cálculo de la fuerza sísmica de diseño, ya que este modo tiene una mayor participación en la respuesta de la estructura. Con respecto al método multimodal, podemos decir que éste resulta ser un método de análisis más refinado que los dos primeros ya que en este método se consideran tantos modos de vibrar como grados de libertad se tienen en la estructura, por lo que la fuerza sísmica de diseño generalmente es menor con respecto a los otros.
- En México, las estructuras de puentes se han comportado razonablemente bien durante la ocurrencia de sismos, ya que no se han reportado daños severos o colapsos parciales o totales, sin embargo, se tiene conocimiento de fallas en los topes laterales que se construyen en las pilas para impedir el desplazamiento lateral de la superestructura. Por lo tanto es conveniente realizar una exhaustiva revisión de los puentes que forman parte de la red carretera del país y aplicar medidas precautorias en caso necesario para evitar reparaciones mayores en estos elementos o fallas que imposibiliten el uso del puente.
- Los criterios utilizados en este trabajo, para el diseño de los topes laterales, sólo pretenden ser un punto de partida para realizar futuras investigaciones y normas que regulen el diseño de estos elementos.

Las conclusiones, de los resultados obtenidos de la evaluación sísmica del puente Nexpa que se obtuvieron en el capítulo 5, son:

- Las pilas no han fallado debido a la participación de los apoyos de neopreno en el comportamiento de la estructura. Ya que estos elementos intervienen en la incompatibilidad de deformaciones entre los elementos de la superestructura y la subestructura y por lo tanto en la incompatibilidad de esfuerzos. Además, los apoyos de neopreno disipan, aunque en menor grado, parte de la energía suministrada por el sismo en la estructura.

-
- Referente al tope lateral, se tiene que la diferencia, entre la geometría propuesta en el capítulo 4 y la geometría original del tope, resultó ser el valor del peralte en el extremo superior del mismo (35 cm vs. 30 cm), siendo ésta prácticamente insignificativa para el buen funcionamiento estructural de estos elementos.

 - El acero de refuerzo principal calculado, del tope lateral, resulta ser mayor que el área de acero principal con que cuenta el tope originalmente (31.21 cm^2 vs. 25.73 cm^2). También existe gran diferencia en la cuantía y distribución del acero de refuerzo restante que se coloca en los $2/3$ del peralte efectivo, ya que los cálculos muestran que el área de acero que se debe distribuir en esta zona es de 15.61 cm^2 , mientras que en realidad se tiene un área de 7.92 cm^2 . Además, de las cuatro vars. # 5 que tiene el tope lateral originalmente como área de acero distribuida en los $2/3$ del peralte efectivo, dos se encuentran muy próximas al acero principal, por lo que no se tiene una buena distribución de esta área de refuerzo. Por este motivo, podemos concluir que la falla que se presentó en la mayoría de los topes laterales del puente Nexpa se debió principalmente a la insuficiente cantidad del acero restante, A_h , y a la mala distribución de ésta, dentro de los $2/3$ de su peralte efectivo.

Referencias

1. American Concrete Institute, ACI. **Building Codes and Requirements for Reinforced Concrete**. Farmington Hills, MI. 316 pags, 1999.
2. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO. **Guide Specifications for Seismic Isolation Design**. Washington, D.C., EUA, 1996.
3. Comisión Federal de Electricidad, CFE. **Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo**, 1993.
4. Federal Highway Administration. **Seismic Design of Highway Bridges. Workshop Manual**. Washington, D.C., USA. January, 1981.
5. González Cuevas, O. y Robles Fernández, F. **Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado**. Editorial Limusa, 1996.
6. Heins, Conrad P. y Lawrie, Richard A. **Design of Modern Concrete Highway Bridges**. Krieger Publishing Company, 1992.
7. Lee, David J. **Bridge Bearings and Expansion Joints**. E & FN Spon. Second Edition, 1994.
8. Manterola Armisén, J., et al. **Curso Avanzado del Diseño y Construcción de Puentes**. Escuela Superior de ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, 1998.
9. Melí, R. **Diseño Estructural**. Editorial Limusa, segunda reimpresión, 1986.
10. Park, R y Paulay, T. **Estructuras de Concreto Reforzado**. Editorial Limusa, novena reimpresión, 1997.
11. Paz, Mario. **Dinámica Estructural**. Editorial Reverte, 1992.
12. Priestley, Frieder, et. al. **Seismic Design and Retrofit of Bridges**, USA, 1996.