

01181

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA



DISEÑO SÍSMICO DE COLUMNAS DE PUENTES URBANOS DE
CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE MÉXICO

TESIS QUE PRESENTA:
DARÍO RIVERA VARGAS

PARA OBTENER EL GRADO DE:
DOCTOR EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)

TESIS DIRIGIDA POR:
DR. ROBERTO MELI PIRALLA

CIUDAD UNIVERSITARIA

JULIO DE 2005

m 346456



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 AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

VOTOS APROBATORIOS

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DR. WILFRIDO RIVERA GÓMEZ FRANCO

Coordinador del Programa de Posgrado
en Ingeniería, U N A M
P r e s e n t e

Por este medio comunico a usted que he leído la tesis titulada "DISEÑO SISMICO DE COLUMNAS DE PUENTES URBANOS DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE MEXICO" para obtener el grado de DOCTOR EN INGENIERIA en el campo de CIVIL (estructuras), que presenta el alumno: **DARIO RIVERA VARGAS.**

Al mismo tiempo me permito informarle mi decisión de otorgar o no el voto aprobatorio.

JURADO		VOTO APROBATORIO	FIRMA	FECHA
PRESIDENTE	DR. MELCHOR RODRIGUEZ CABALLERO	(SI) (NO)		22/04/05
VOCAL	DR. ROBERTO MELI PIRALLA	(SI) (NO)		16/06/05
VOCAL	DR. SERGIO M. ALCOCER MARTINEZ DE C.	(SI) (NO)		16/06/05
VOCAL	DR. JULIO ALFONSO RAMIREZ	(SI) (NO)		16/06/05
SECRETARIO	DR. ROBERTO GOMEZ MARTINEZ	(SI) (NO)		16/04/2005
SUPLENTE	DR. AMADOR TERAN GILMORE	(SI) (NO)		21/06/05
SUPLENTE	DR. DAVID MURIA VILA	(SI) (NO)		15/06/05

BJS*jac.

*A mi madre:
Micaela Vargas Aguilar por su gran cariño, apoyo, guía y
el mejor ejemplo de dedicación y constancia a través de mi vida académica*

*A mi hermana:
Yesenia E. Rivera Vargas por su solidaridad y
comprensión*

*Y naturalmente a Jaqueline Richards Amador
por esa sencilla razón que ambos conocemos*

*También quiero dedicar este trabajo
a mi abuelo Filiberto Vargas Fernández +
a mi maestro y amigo Juan Napier Dayer de León +*

“The void is that which stands
right in the middle of *this* and
that. The void is all-inclusive,
having no opposite –there is nothing
which it excludes or opposes.
It is a living void, because all
forms come out of it and whoever
realizes the void is filled with
life and power and the love
of all things”.

***Bruce Lee
The Tao of Jeet Kune Do***

RESUMEN

En esta investigación se estudiaron las bases para el diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado, basado en el control de desplazamientos, con lo cual se desarrolló un procedimiento de diseño para el cumplimiento de dos niveles de desempeño: servicio y supervivencia.

En la primera etapa de la investigación se estudió la respuesta sísmica de puentes urbanos desplantados en suelos blandos de la ciudad de México, con base en el análisis de los registros sísmicos medidos en un puente instrumentado, de lo cual fue posible rescatar algunas implicaciones para el análisis y diseño sísmico de columnas de puentes urbanos. En la segunda etapa del estudio se vio que en la mayoría de los reglamentos sobre diseño sísmico de puentes, en particular las especificaciones para el refuerzo transversal de las columnas, llevan a obtener diseños muy conservadores; esto motivó a proponer un procedimiento más racional y confiable para el diseño sísmico de columnas de puentes, para lo cual se llevaron a cabo una serie de estudios que se describe a continuación.

Se desarrollaron ecuaciones empíricas para calcular la capacidad de desplazamiento lateral de las columnas, las cuales son función de las dimensiones de la sección, de su cuantía de refuerzo longitudinal, del refuerzo de confinamiento, de la carga axial y de la esbeltez. Con dichas expresiones es posible establecer el refuerzo longitudinal requerido para que no se exceda su deformación de fluencia bajo el sismo de servicio; también se define el refuerzo de confinamiento necesario para que, ante el sismo de supervivencia, no se exceda el desplazamiento lateral de colapso.

Se evaluaron diferentes métodos aproximados: linealización equivalente y factores de modificación del desplazamiento elástico, para calcular demandas de desplazamiento inelástico de estructuras desplantadas en suelos blandos; esto dio lugar a modificar el método de Rosenblueth y Herrera (1964), para mejorar la estimación de las demandas de desplazamiento inelástico para estructuras con periodos de vibración de hasta 3 s.

Para ilustrar la aplicación del procedimiento de diseño desarrollado en este trabajo, se realizó el diseño de un par de columnas de puentes, y se comparó el desempeño de las columnas, así diseñadas, con el resultado del análisis paso a paso para acelerogramas representativos de sismos críticos registrados en la zona de lago de la ciudad de México.

ABSTRACT

In this investigation the bases for the seismic design of RC columns for urban bridge were studied, based on the control of displacements. A design procedure for two levels of performance: service and survival was developed.

In the first stage of the investigation seismic response of urban bridges built on soft soils of Mexico City was studied, based on the analysis of the seismic records measured in an instrumented bridge, from which some implications for the analysis and seismic design of urban bridge columns were derived. In the second stage of the study it was seen that in most of the code specifications for lateral reinforcement of columns, lead frequently to excessive conservative designs; with the purpose of proposing a more rational and reliable procedure for the seismic design of bridge columns, a series of studies were carried out.

Empirical equations to calculate lateral displacement capacity of the column were derived, in terms of the section dimensions, of their longitudinal reinforcement ratio, of the confinement reinforcement, of the axial load and of the column slenderness. With these equations it is possible to establish the required longitudinal reinforcement so that their yield deformation under the service earthquake is not exceeded; the necessary confinement reinforcement is defined with the that, under the survival earthquake, the ultimate lateral displacement is not exceeded.

To calculate inelastic displacement demands of structures built on soft soils, different approximate methods were evaluated: equivalent linearization and displacement modification factors; this gave place to a modification of the method of Rosenblueth and Herrera (1964), which improves the estimation of the inelastic displacement capacity for structures with periods of vibration of up to 3 s.

To illustrate the application of the design procedure developed in this work, the design of a two bridge columns was carried out, and the performance of designed columns was compared, with the results of step by step analysis for ground motions typical of the zone of soft soil in Mexico City.

CONTENIDO

I. Introducción

1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Planteamiento del problema	3
1.3 Objetivo y alcance	3
1.4 Organización de la investigación.....	4

II. Daño sísmico observado y criterios de diseño sísmico de columnas de puentes de concreto reforzado

2.1 Daño sísmico observado en puentes de concreto reforzado	6
2.1.1 Antecedentes.....	6
2.1.2 Subestructura	7
2.1.3 Superestructura	10
2.2 Criterios de diseño sísmico de columnas de puentes	12
2.2.1 Reglamentos	13
2.2.1.1 Normas AASHTO.....	13
2.2.1.2 ATC-32	14
2.2.1.3 Caltrans	14
2.2.1.4 Eurocódigo.....	15
2.2.1.5 Comparación de los reglamentos	17
2.2.2 Diseño basado en desplazamiento	18

III. Respuesta sísmica medida en un puente típico de la zona metropolitana

3.1 Antecedentes.....	20
3.2 Descripción del puente	21
3.2.1 Ubicación y estratigrafía del sitio	21
3.2.2 Cimentación.....	21
3.2.3 Subestructura y superestructura	23
3.3 Instrumentación y registros sísmicos.....	25
3.3.1 Descripción de la instrumentación.....	25

3.3.2	Registros sísmicos obtenidos.....	28
3.4	Aspectos básicos de la teoría del análisis de señales.....	29
3.4.1	Análisis en el dominio de la frecuencia.....	30
3.4.2	Análisis en el dominio del tiempo.....	32
3.5	Interpretación de los registros.....	32
3.5.1	Procesamiento de los registros.....	33
3.5.2	Movimiento del terreno en el sitio.....	33
3.5.3	Movimiento en la base del puente.....	34
3.5.4	Movimiento de la estructura.....	35
3.5.5	Identificación de propiedades dinámicas del puente.....	43
3.5.6	Comportamiento de apoyos, fijo y móvil.....	45
3.6	Modelo y análisis del puente.....	45
3.6.1	Generalidades.....	45
3.6.2	Modelo simplificado.....	46
3.6.3	Modelo tridimensional del puente.....	46
3.6.4	Comparación de respuesta, analítica y experimental.....	49
3.7	Implicaciones en el diseño y análisis sísmico de columnas de puentes urbanos.....	53
3.7.1	Diseño.....	53
3.7.2	Análisis.....	55

IV. Análisis de ensayos experimentales de columnas de concreto reforzado

4.1	Antecedentes.....	56
4.2	Parámetros que afectan el desempeño de las columnas.....	57
4.3	Criterios para evaluar la falla de columnas.....	58
4.4	Análisis de datos experimentales sobre ensayos de columnas.....	60
4.3.1	Base de datos.....	60
4.3.2	Análisis.....	60

V. Simulaciones numéricas de ensayos de columnas

5.1	Bases de la simulación numérica.....	68
5.1.1	Antecedentes.....	68
5.1.2	Teoría de fibras.....	69
5.1.3	Limitaciones.....	70
5.1.4	Programa empleado.....	71
5.2	Calibración del programa empleado.....	72
5.2.1	Columnas de sección rectangular.....	72
5.2.1.1	Información de los especímenes.....	72
5.2.1.2	Comparación de respuestas, experimental vs analítica.....	74
5.2.2	Columnas de sección circular.....	76
5.2.2.1	Información de los especímenes.....	76
5.2.2.2	Comparación de respuestas, experimental vs analítica.....	76
5.3	Calibración de los criterios de falla del elemento.....	78
5.4	Simulaciones numéricas realizadas.....	80
5.4.1	Parámetros considerados.....	80
5.4.2	Definición del confinamiento efectivo, λ_e	81
5.4.3	Resultados.....	83

VI. Ecuaciones para evaluar la capacidad de desplazamiento lateral de columnas

6.1 Capacidad de desplazamiento de fluencia y rigidez agrietada.....	86
6.1.1 Antecedentes.....	86
6.1.2 Ecuaciones para evaluar el desplazamiento de fluencia	88
6.1.3 Ecuaciones para evaluar momento de inercia agrietado, I_{cr}	90
6.2 Capacidad de desplazamiento inelástico último	92
6.2.1 Antecedentes.....	92
6.2.2 Ecuaciones para evaluar el desplazamiento último	92

VII. Evaluación aproximada de demandas de desplazamiento inelástico para suelos blandos de la ciudad de México

7.1 Antecedentes.....	100
7.2 Registros sísmicos empleados	101
7.3 Solución de sistemas inelásticos.....	101
7.3.1 Método paso a paso para SIGL inelásticos	102
7.3.2 Comportamiento elastoplástico perfecto	104
7.4 Métodos basados en linealización equivalente	105
7.4.1 Rosenblueth y Herrera (1964)	105
7.4.2 Güllkan y Sozen (1974)	106
7.4.3 Iwan (1980).....	107
7.4.4 Newmark y Rosenblueth (1971).....	107
7.4.5 Pérez y Ordaz (1991).....	107
7.4.6 Kowalsky (1994)	108
7.5 Métodos basados en coeficientes de modificación de desplazamiento elástico	108
7.5.1 Miranda (1993).....	109
7.5.2 Miranda et al. (1996)	109
7.5.3 Santa Ana (1996)	110
7.5.4 Ordaz y Pérez (1998).....	110
7.5.5 Terán y Arroyo (2002).....	111
7.6 Evaluación de los métodos aproximados.....	111
7.7 Método propuesto.....	123

VIII. Propuesta de criterios de diseño sísmico de columnas de puentes

8.1 Generalidades	126
8.2 Definición de los estados límites o niveles de desempeño	127
8.2.1 Justificación.....	127
8.2.2 Estado límite de servicio.....	127
8.2.3 Estado límite de supervivencia	129
8.3 Cálculo de la capacidad y demanda de desplazamiento lateral	130
8.4 Procedimiento de diseño.....	130
8.4.1 Filosofía de diseño.....	130
8.4.2 Estado límite de servicio.....	132
8.4.3 Estado límite de supervivencia	134
8.4.4 Aspectos relacionados con la fatiga de bajo número de ciclos.....	136
8.4.5 Aplicaciones a otros tipos de estructuración.....	140

IX. Validación y ejemplos de aplicación

9.1 Generalidades.....	143
9.2 Ejemplo 1. Diseño de una columna de sección rectangular.....	144
9.2.1 Datos del problema.....	144
9.2.2 Diseño por estado límite de servicio.....	144
9.2.3 Diseño por estado límite de supervivencia.....	145
9.2.4 Diseño final.....	147
9.2.5 Análisis no lineal.....	148
9.3 Ejemplo 2. Diseño de una columna de sección circular.....	148
9.3.1 Datos del problema.....	148
9.3.2 Diseño por estado límite de servicio.....	148
9.3.3 Diseño por estado límite de supervivencia.....	150
9.3.4 Diseño final.....	151
9.3.5 Análisis no lineal.....	151

X. Conclusiones

REFERENCIAS.....	160
AGRADECIMIENTOS.....	171

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

En los últimos años, en la ciudad de México y en su zona metropolitana, ha sido necesaria la construcción de puentes urbanos para resolver, o al menos reducir, los problemas de tráfico y congestión vial en las principales avenidas, así como para el cruce de vías de transporte ferroviario.

Esto ha despertado el interés por reglamentar el diseño y construcción de puentes urbanos en esta ciudad, para ello, se ha venido desarrollando un proyecto de Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Puentes Urbanos en el Distrito Federal (Riobóo y Arce, 1997), aunque esto no ha llegado todavía a una norma definitiva. Para dar sólido fundamento a éstas normas, en lo que concierne al diseño sísmico, se necesitan trabajos de investigación en los que se pueda mejorar el conocimiento sobre la respuesta sísmica de puentes vehiculares, tomando en consideración que el diseño y construcción de puentes en la ciudad de México representa un problema de especial dificultad, debido a las características de las arcillas blandas de gran parte del valle de México en combinación con la alta sismicidad, asociada principalmente con los eventos de subducción en la costa del Pacífico.

Hasta el momento, en el país y especialmente en la ciudad de México, las estructuras de puentes se han comportado razonablemente bien durante la ocurrencia de sismos; no se han reportado daños severos o colapsos parciales o totales (Román *et al.*, 1999). Lo único que se ha llegado a observar son fallas en topes laterales de las pilas que impiden el deslizamiento lateral de la superestructura; éstos fueron algunos de los daños que dejó el llamado macrosismo de Manzanillo en 1995 (Gómez y Galindo, 1997). No obstante, hay que tomar en consideración que hasta hace un par de años no existían en la ciudad de México y en su zona Metropolitana puentes de estructuración de varios pisos, como los que hoy existen, por lo que no se tiene todavía el conocimiento suficiente de cómo se desempeña estas estructuras ante sismos severos.

La escasez de daños, sobre todo si se compara con lo ocurrido en edificios, posiblemente hizo que en el pasado no se despertara el interés por reglamentar la práctica del diseño sísmico y construcción de puentes. De esta manera, el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, es el único documento en México que contempla explícitamente el diseño sísmico de puentes; este documento está pensado para puentes carreteros (CFE, 1993).

En otros países las experiencias han sido desagradables en sismos como los siguientes: Niigata (1964), San Fernando (1971), Guatemala (1975), Loma Prieta (1989), Costa Rica (1995), Okushiri (1993), Northridge (1994), Kobe (1995), Kocaeli Turquía (1999), Duzce Turquía (1999), Chi Chi Taiwán (1999), entre otros (Kawashima, 2002).

En la mayoría de estos sismos, las columnas de puentes de concreto han sufrido serios daños que inclusive han causado el colapso de algunos puentes importantes. Tal fue el caso del puente Hanshin en uno de sus tramos durante el sismo de Kobe en 1995. Estudios como los de Iwasaki (1996) y Kawashima (1996) han revelado que columnas de puentes diseñadas con reglamentos anteriores a los años setentas, en los cuales se contemplaba un comportamiento elástico de la estructura, fueron severamente dañadas durante los sismos recientes. En contraste, aquellas columnas que fueron diseñadas con reglamentos posteriores a 1980, en los cuales se incorpora otra filosofía de diseño en la que se pretende que las columnas de concreto desarrollen un comportamiento dúctil, fueron menos dañadas.

Las deficiencias de la filosofía de diseño elástico dieron lugar a que las columnas de puentes hayan fallado primordialmente por flexión y cortante durante los sismos anteriormente descritos (Priestley *et al*, 1996).

Las fallas por flexión se atribuyen principalmente a una ductilidad y resistencia inadecuada. La resistencia a flexión fue inadecuada para mantener elástica la respuesta de las columnas ante intensidades sísmicas que superaron a las previstas por los reglamentos, tal como sucedió en el sismo de Kobe en 1995 (Alcocer y López, 1995); a este respecto, las columnas de puentes, para poder sobrevivir ante un ataque sísmico de gran intensidad, deben desarrollar un comportamiento dúctil (Priestley y Park, 1987). Sin embargo, se encontraron deficiencias en el refuerzo transversal, ya que no se contó con la separación adecuada de los estribos o zunchos, para confinar el concreto de tal manera que le permitiera a las columnas deformarse inelásticamente, al mismo tiempo de retrasar la falla por pandeo del refuerzo longitudinal. En este sentido el refuerzo transversal juega un papel importante en el buen desempeño sísmico de columnas junto con el refuerzo longitudinal (Yang *et al.*, 2000).

Las fallas por cortante se caracterizan por ser de tipo frágil, lo cual implica una rápida degradación de la resistencia, originando, así, que las columnas no desarrollen una respuesta dúctil. Este problema se atribuye a que el diseño de estas columnas fue más conservador a flexión que a cortante. Por ejemplo, en columnas de puentes que se dañaron durante el sismo de Northridge (1994), fue común encontrar que el refuerzo transversal tuviera una separación de 30 cm aproximadamente, lo cual da lugar a un pobre confinamiento del núcleo de la sección y en consecuencia una pobre capacidad de deformación inelástica, cuando reglamentos como Caltrans (1993) y AASHTO (1994) recomiendan una separación máxima de seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal y 15 cm, respectivamente. Esto sugiere que no se prestó atención en el análisis y detallado por cortante.

Lo anterior muestra que las columnas son elementos altamente vulnerables a la acción del sismo, ya que son sometidas a deformaciones inelásticas que llegan a ser importantes, por lo que hay que prestarles mayor atención en el análisis y en el diseño del detallado del refuerzo para satisfacer las demandas de desplazamiento inelástico. Al respecto, varios reglamentos extranjeros han planteado proveer a las columnas del refuerzo necesario para que el elemento sea capaz de desarrollar un comportamiento dúctil durante un evento sísmico de gran intensidad. Sin embargo, en la mayoría de las veces este refuerzo

llega a ser demasiado alto en comparación con la demanda sísmica, por lo que en este sentido también es necesario hacer un diseño más racional.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

De acuerdo con los antecedentes descritos anteriormente, es claro que en México no ha sido estudiado ampliamente el diseño sísmico de puentes. El problema presenta características especiales en la ciudad de México por el tipo de movimiento del terreno que se presenta en las zonas de suelo blando, por lo que es necesario realizar investigaciones que puedan contribuir en este campo, aparte de apoyar el desarrollo de la propuesta de Norma Técnica Complementaria para el Diseño y Construcción de Puentes Urbanos en la ciudad de México.

Uno de los aspectos que merece mayor prioridad dentro del diseño sísmico de puentes, es el diseño sísmico de las columnas, ya que de estas depende, en mayor parte, el buen funcionamiento global de la estructura. En este campo, no existe todavía un criterio de diseño sísmico que permita garantizar el cumplimiento de distintos niveles de desempeño o estados límites. Además, los reglamentos vigentes no han establecido un procedimiento que permita obtener un diseño racional del refuerzo de confinamiento para satisfacer la demanda de deformación inelástica; dichos reglamentos recomiendan cierto nivel de confinamiento que no está relacionado con la demanda de deformación lateral inelástica, lo que hace que en la mayoría de las veces se obtengan secciones altamente congestionadas de refuerzo al pretender proporcionarles siempre la máxima ductilidad a las columnas.

1.3 OBJETIVO Y ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN

El objetivo principal de la investigación radicó en proponer un procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes basado en el control de desplazamientos, para obtener un diseño racional y confiable, basado en la revisión de dos niveles de desempeño: servicio y supervivencia; además de establecer una relación entre el nivel de desempeño deseado de la estructura, y el tamaño y refuerzo de la sección, adecuados para satisfacer dicho nivel de desempeño. El alcance y las limitaciones de la investigación se describen a continuación.

- Pese a que esta investigación se centró en columnas de puentes desplantadas en la zona blanda de la ciudad de México, no se estudiaron los efectos de interacción suelo-estructura, debido a que la investigación se limitó a analizar los aspectos esenciales del diseño sísmico de columnas de puentes, como son la demanda sísmica y la capacidad de la columna, por lo que para cierta demanda sísmica, en la cual puede estar o no implícitos los efectos de interacción suelo-estructura, el objetivo es proponer la sección y del refuerzo conveniente para satisfacerla. En el caso de requerir contemplar los efectos de interacción suelo-estructura, se pueden adoptar las recomendaciones que hacen investigaciones recientes sobre el tema (Avilés, 1999; Avilés *et al*, 2002); además se dispone de un trabajo en el que se estudia la respuesta sísmica de un puente urbano instrumentado, considerando los efectos de interacción suelo-estructura (Castellanos, 2004).
- Debido a que la mayoría de los estudios experimentales sobre columnas de concreto reforzado están referidas a secciones circulares y rectangulares, se puso énfasis en el estudio de dichas secciones. Sin embargo, es posible que los planteamientos realizados en este trabajo, puedan ser extrapoladas a otro tipo de secciones bajo ciertas consideraciones.

- En esta investigación se estudió únicamente el modo de falla a flexión de las columnas con la formación de una articulación plástica en la base de las mismas; esto toma en consideración que en la filosofía de diseño sísmico de puentes se busca que la subestructura incurra en deformaciones inelásticas y que la superestructura se comporte elásticamente, por lo que se plantea como objetivo que las columnas sean capaces de disipar demandas importantes de comportamiento plástico que la excitación sísmica introduce en la estructura.
- Este trabajo se limitó a estudiar columnas sometidas a carga lateral cíclica en una dirección, aunque en realidad los puentes están sujetos a dos cargas laterales. Este efecto suele ser relevante en columnas de puentes esviados y curvos; para estos casos se recomienda reducir la capacidad de deformación y resistencia de la columna; como se comenta en los trabajos de Saatcioglu y Ozcebe (1989), y Kawashima (2002).
- En esta investigación no se llegó a proponer espectros de diseño para puentes, asociados a los estados límites de servicio y supervivencia; el asunto amerita una investigación complementaria a ésta. Con fines ilustrativos para este trabajo, se supusieron como espectros de diseño asociados a dichos estados límites, los derivados de la estación SCT, registrados el 24-abril-89 y el 19-septiembre-85. El primero de los sismos se ha considerado representativo para el análisis del estado límite de servicio de edificios (Reyes, 1999), mientras que el segundo es un sismo que generalmente se emplea para revisar el estado límite de supervivencia para estructuras comunes; ambos sismos se amplificaron en 50 % en sus aceleraciones, al considerar a los puentes como estructuras críticas del grupo A de acuerdo al RCDF (1993).

1.4 ORGANIZACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El presente trabajo está dividido en diez capítulos, cuya organización y contenido de los mismos se describe a continuación.

Parte de los estudios preliminares de la investigación se refleja en el capítulo dos, en el cual se hace una descripción de los daños observados en puentes de concreto reforzado, durante la ocurrencia de eventos sísmicos de gran intensidad en diferentes partes del mundo. De igual manera, se comentan los criterios disponibles en la literatura en lo referente al diseño sísmico de columnas de puentes para mejorar su desempeño sísmico, a partir de reglamentos y propuestas de procedimiento de diseño.

En el capítulo tres se describe el análisis de la respuesta sísmica de un puente urbano de concreto reforzado, cimentado en suelo blando de la ciudad de México, a partir de los registros sísmicos obtenidos de diferentes dispositivos instalados en dicho puente. Además, se comentan las posibles implicaciones en el diseño y análisis sísmico en este tipo de puentes.

En el siguiente capítulo se trata el análisis de estudios experimentales en columnas de concreto reforzado; se describen los principales parámetros que afectan el desempeño sísmico de éstas, así como de los criterios para evaluar la falla de las mismas. También se presenta la conformación de una base de datos sobre dichos ensayos junto con el análisis de la misma.

El capítulo cinco versa sobre el desarrollo de simulaciones numéricas de ensayos de columnas, por lo que se describen las bases analíticas para llevar a cabo estas simulaciones, junto con el programa empleado, así como las calibraciones realizadas a éste. Dicho estudio fue la base para el desarrollo del capítulo seis, en el cual se deducen las ecuaciones para calcular la capacidad de desplazamiento lateral de columnas de concreto reforzado, para la fluencia del elemento y la falla del mismo; además de establecer expresiones para calcular el momento de inercia agrietado cuando ocurre la fluencia de la columna.

En el capítulo siete se comentan los métodos aproximados existentes en la literatura para calcular demandas de desplazamiento inelástico de estructuras desplantadas en suelos blandos; además de discutir la pertinencia de modificar uno de estos métodos para tener una mejor estimación de dichas demandas.

En el capítulo ocho se describe el procedimiento propuesto para el diseño sísmico de columnas de puentes, en el cual se implementan los resultados obtenidos de capítulos anteriores; de igual forma se definen los estados límites de diseño o niveles de desempeño a revisar. La aplicación de dicho procedimiento se muestra en el capítulo nueve con el desarrollo de algunos ejemplos.

En el último capítulo se comentan las principales conclusiones derivadas del trabajo de investigación, así como la realización de posibles estudios a futuro.

CAPÍTULO II

DAÑO SÍSMICO OBSERVADO Y CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO DE COLUMNAS DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO

2.1 DAÑOS SÍSMICOS OBSERVADOS EN PUENTES DE CONCRETO REFORZADO

2.1.1 Antecedentes

A raíz de grandes eventos sísmicos en varias partes del mundo, un número importante de puentes de concreto reforzado ha sufrido graves daños, que incluso han llegado al colapso. En la mayoría de los casos el daño se ha atribuido a las grandes demandas de deformación inelástica que superaron la capacidad de desplazamiento de las columnas, lo cual a su vez se debe a la filosofía de diseño adoptada en los códigos con las que fueron diseñadas.

Las deficiencias de diseño encontradas por consecuencia directa de la filosofía de diseño elástica, adoptada antes de 1970, han llevado a replantear la filosofía de diseño sísmico de puentes. Las deficiencias de la metodología de diseño elástico son: (1) se subestiman los desplazamientos, basados en los niveles elásticos de fuerza lateral, (2) las relaciones entre las cargas de gravedad y las fuerzas sísmicas son incorrectas, ya que los niveles de fuerzas sísmicas son bajos; esto lleva a que los valores de momentos flexionante bajo cargas combinadas sean, no solamente bajos, sino hasta de signo contrario, y (3) las zonas de concentraciones de efectos inelásticos no se detallan adecuadamente, debido a que no se consideran los conceptos de ductilidad y diseño por capacidad en el proceso de diseño elástico (Priestley *et al.*, 1996).

Debido a que la ocurrencia de grandes eventos sísmicos da lugar a relucir las deficiencias del diseño estructural, es vital revisar los daños estructurales en puentes que fueron ocasionados por sismos severos, a fin de identificar los principales mecanismos de falla.

A continuación se describirán los mecanismos de falla observados en la subestructura y superestructura de puentes, haciendo hincapié en las columnas y cubiertas, respectivamente, a razón de que las primeras son el tema central de esta investigación, mientras que las segundas presentan

mecanismos de daños que repercuten en el desempeño sísmico de las columnas. No obstante, existen otros mecanismos de falla muy específicos tales como, problemas de asentamiento y volteo de estribos, así como fallas en conexiones viga-columna, los cuales no serán tratados en este capítulo por no ser de interés para los objetivos de esta investigación. Estos pueden ser consultados en trabajos como los de Ramírez (1999) y Priestley *et al.* (1996).

2.1.2 Subestructura

Uno de los casos más graves de fallas en columnas es el del puente Hanshin en uno de sus tramos durante el sismo de Kobe en 1995 (figura 2.1). Estudios como los de Iwasaki (1996) y Kawashima (1996) han revelado que las columnas de puentes que fueron diseñadas con reglamentos anteriores a los años setentas, en la cual se contemplaba un comportamiento elástico de la estructura, fueron severamente dañadas durante el sismo de Kobe. En contraste, aquellas columnas que fueron diseñadas con reglamentos de los ochentas hasta la fecha, en los cuales se incorpora otra filosofía de diseño en la que se pretende que las columnas de concreto desarrollen un comportamiento dúctil, fueron menos dañadas.



Figura 2.1 Colapso del puente Hanshin durante el sismo de Kobe en 1995

Falla por flexión

Las fallas por flexión se atribuyen a tres aspectos básicos: problemas de adherencia, ductilidad y resistencia a flexión inadecuada, y al corte prematuro del refuerzo longitudinal de las columnas.

Problemas de adherencia. Se observaron fuertes agrietamientos cerca de la base de las columnas, a consecuencia de una reducida longitud de empalme entre el refuerzo longitudinal de la columna y el refuerzo de la cimentación, en una zona donde se presenta la máxima demanda de momento flexionante y de rotación plástica. Pruebas de laboratorio han mostrado que traslapes reducidos del refuerzo longitudinal no proporcionan una adecuada resistencia a flexión a las columnas. Esta deficiencia se traduce, eventualmente, en problemas de adherencia que, en consecuencia, genera agrietamientos considerables y disminuye la resistencia a flexión (Chai *et al.*, 1991 y Kim *et al.*, 2000).

En el terremoto de Loma Prieta se observó daño en la base de varias columnas, atribuido a fallas de adherencia en el traslape del refuerzo longitudinal (figura 2.2). Otra causa de falla se evidenció en el terremoto de Kobe en 1995, por la soldadura a tope en las barras de refuerzo longitudinal cercanas a las

zonas de momentos máximos, lo que explica la dificultad de asegurar la resistencia y ductilidad de las soldaduras; esto no es un punto crítico si se usa un diseño elástico.



Figura 2.2 Falla por adherencia en la base de la columna

Ductilidad y resistencia a flexión inadecuada. La resistencia a flexión fue inadecuada para mantener una respuesta elástica de las columnas ante intensidades sísmicas que superaron a las previstas por los reglamentos, tal como sucedió en el sismo de Kobe en 1995 (Alcocer y López, 1995); a este respecto, las columnas de puentes, para poder sobrevivir ante un sismo de gran intensidad, deben desarrollar un comportamiento dúctil (Priestley y Park, 1987). Sin embargo, se encontraron deficiencias en el refuerzo transversal, ya que no se contó con la separación adecuada de los estribos o zunchos, para confinar el concreto de tal manera que le permitiera a las columnas deformarse inelásticamente, al mismo tiempo de retrasar la falla por pandeo del refuerzo longitudinal. Estudios como los de Yang *et al.* (2000) han mostrado que el refuerzo transversal juega un papel importante en el buen desempeño sísmico de columnas junto con el refuerzo longitudinal.

Las columnas de puentes diseñadas antes de 1970, generalmente carecen de refuerzo transversal adecuado. Esta deficiencia fue evidente en los terremotos de San Francisco en 1971, Loma Prieta en 1989 y Northridge en 1994, por citar algunos, donde ocurrieron fallas dramáticas por la formación de articulaciones plásticas en columnas de puentes (figura 2.3).

Corte prematuro del refuerzo de columnas. Durante el sismo de Kobe, un número considerable de columnas de puentes de concreto desarrolló una falla por flexo-cortante a la mitad de su altura debido al corte prematuro del refuerzo longitudinal de la columna (Kawashima, 2000). El colapso de las 18 columnas del puente Hanshin mostró esta deficiencia aunado a un pobre confinamiento del núcleo de concreto (figura 2.4).

Falla por cortante

Las fallas de columnas de puentes por cortante se caracterizaron por ser de tipo frágil, lo cual implica una rápida degradación de la resistencia, originando así que las columnas no desarrollaran una respuesta dúctil (figura 2.5). Este problema se atribuye a que el diseño de estas columnas fue más conservador a flexión que a cortante. Por ejemplo, en columnas de puentes que se dañaron durante el sismo de Northridge (1994), fue común encontrar que el refuerzo transversal tuviera una separación de 30

cm aproximadamente, cuando el reglamento del AASHTO (1994) propone una separación máxima de 15 cm. Esto sugiere que no se prestó atención en el análisis y detallado por cortante (Priestley *et al.*, 1996).

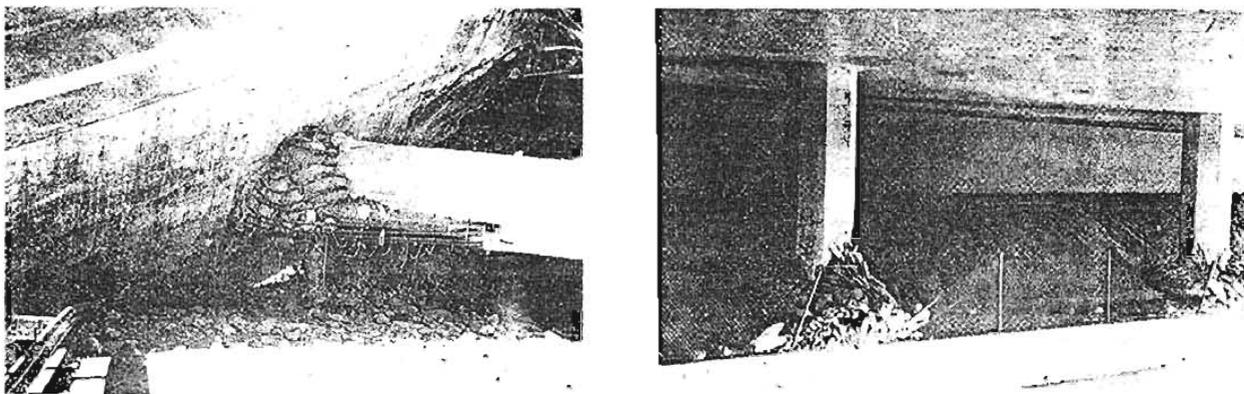


Figura 2.3. Falla del confinamiento en columnas



Figura 2.4 Falla flexo-cortante debido al corte prematuro del refuerzo longitudinal, casi a la mitad de la altura de la columna

Otro aspecto que ha llamado la atención en este tipo de fallas, es que dentro de las regiones de articulación plástica, se produjeron fallas por cortante (figura 2.6). Esto manifiesta que la resistencia a cortante dentro de dicha región se ve disminuida, a consecuencia de una reducción en la transferencia de cortante que origina la trabazón de los agregados dentro de la articulación plástica, aunado a un incremento en el ancho de grieta ante altas demandas de ductilidad por flexión. Trabajos recientes han revelado la necesidad de considerar en las ecuaciones de diseño por cortante la influencia de la demanda de ductilidad (Priestley *et al.*, 1997).

En la figura 2.7 se tiene otro ejemplo de falla por cortante en columnas, la cual está referida al puente Wu-Shi, durante el sismo de Chi Chi, Taiwán, en 1999; que por cierto, una falla geológica provocó que las columnas del puente se desfasaran transversalmente, como se aprecia en dicha figura. La causa

principal de esta falla se puede atribuir a que se trataba de columnas poco esbeltas que al parecer no tuvieron el refuerzo transversal necesario para resistir el cortante demandado por el sismo.

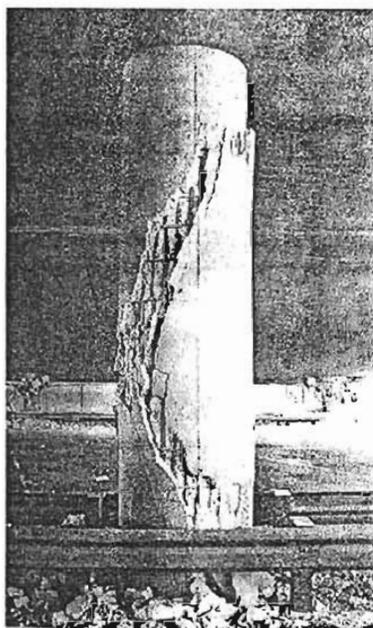


Figura 2.5 Falla por cortante en columnas

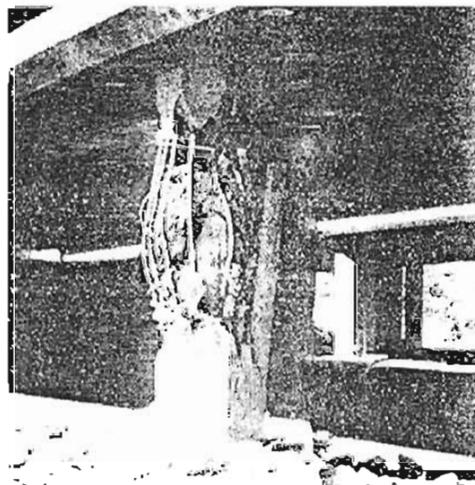
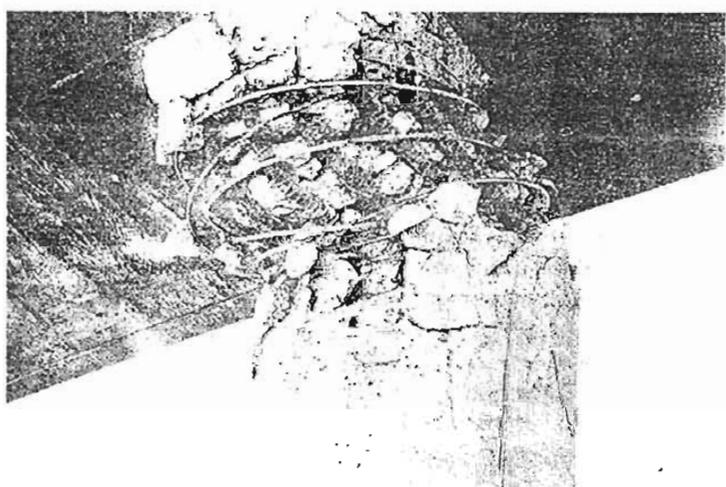


Figura 2.6 Falla por cortante dentro de una región de articulación plástica

2.1.3 Superestructura

Los mecanismos de daño identificados en las cubiertas de puentes no necesariamente se pueden atribuir al mal comportamiento sísmico de las columnas; la mayoría de las veces se deberá a otros factores tales como, el desplazamiento relativo en los apoyos y el golpeteo de cubiertas adyacentes, los cuales a su vez repercuten en la respuesta del sistema y por ende en las columnas.

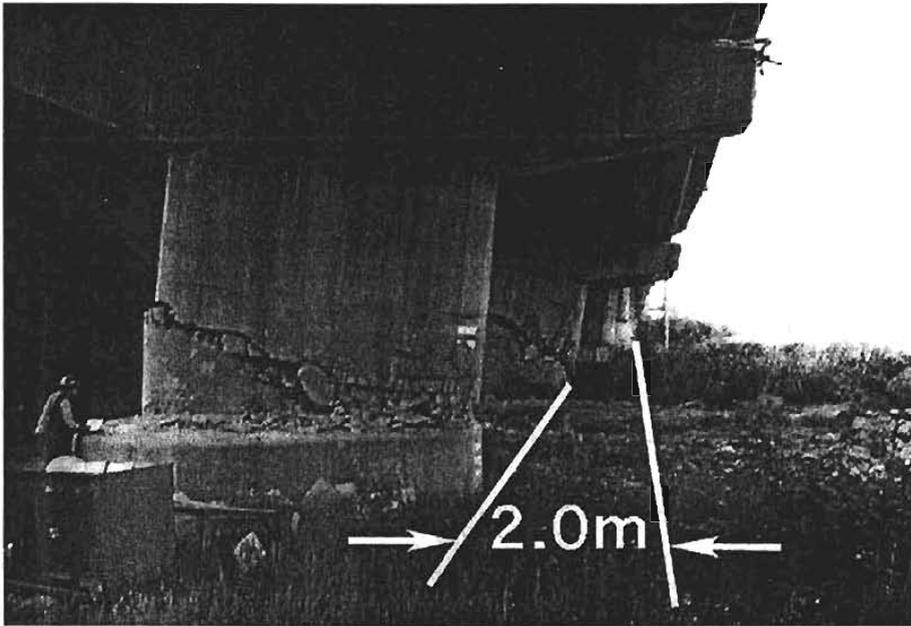


Figura 2.7 Falla por cortante en las columnas del puente Wu-Shi, durante el sismo de Chi Chi, Taiwán, en 1999

Desplazamientos relativos en los apoyos. Existen varios ejemplos de fallas en puentes causados por desplazamientos relativos de los claros en la dirección longitudinal que exceden el ancho del apoyo, lo que resulta en el desprendimiento de los miembros de la superestructura en las juntas de expansión no restringidas, y en ocasiones hasta en las restringidas debido a la falla de los sujetadores (figura 2.8).



Figura 2.8 Falla de la cubierta de un puente durante el sismo de Chi Chi en 1999

Este problema ha sido de particular importancia en puentes de varios claros con columnas altas, donde los marcos adyacentes pueden moverse fuera de fase, lo que incrementa los desplazamientos relativos en las juntas. Aun cuando se coloquen mecanismos de restricción (sujetadores), estos pueden tener resistencias insuficientes para evitar que los sistemas de piso se desprendan de los apoyos.

Los puentes con líneas de apoyo esviadas respecto a su eje poseen mayor tendencia al desprendimiento de los claros que aquellos en ángulo recto; esto es debido a que los puentes esviados experimentan un incremento de desplazamiento laterales durante terremotos debido a la rotación en planta de su superestructura (figura 2.9). Para mayor información sobre la respuesta sísmica de puentes esviados se pueden consultar los trabajos de Chen y Penzien (1975), y Watanabe y Kawashima (2001).

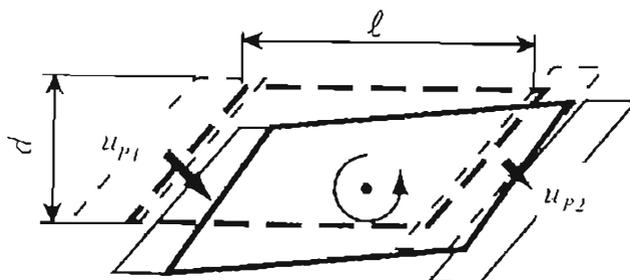


Figura 2.9. Puente esviado que experimenta una rotación en planta debido al sismo

Golpeteo de partes adyacentes en estructuras de puentes. A consecuencia de separaciones inadecuadas entre estructuras adyacentes y desplazamientos sísmicos no contemplados en el diseño, se pueden tener daños debido al golpeteo entre esas estructuras (figura 2.10). Esto resulta ser un problema importante cuando las estructuras adyacentes tienen alturas diferentes, lo que resulta en el impacto entre la superestructura de una, y la columna (o columnas) de la otra. Las fuerzas de impacto debido al golpeteo de los componentes de un puente pueden ser muy altas, causando la amplificación de las fuerzas cortantes en los miembros, lo cual resulta en una alteración de la respuesta sísmica del sistema estructural del puente, además de incrementar la probabilidad de una falla frágil por cortante (Kawashima, 2002). Recientes investigaciones analíticas han mostrado que las fuerzas de impacto por golpeteo pueden tener hasta diez veces la magnitud de las fuerzas sísmicas típicas (Kasai *et al.*, 1990).

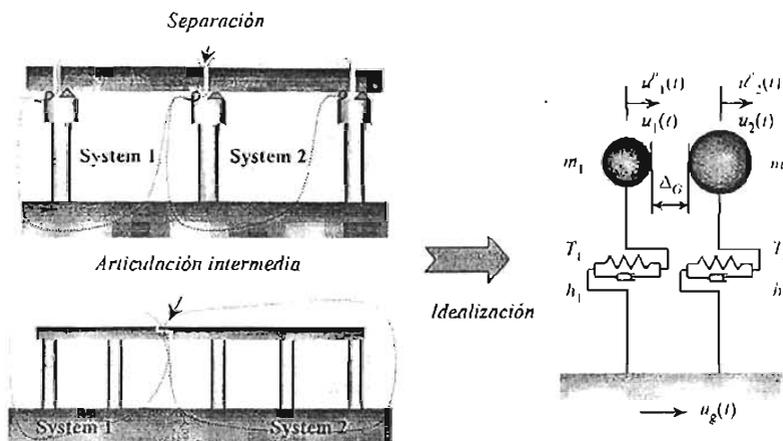


Figura 2.10 Golpeteo de cubiertas de puentes

2.2 CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO DE COLUMNAS DE PUENTES

Las lecciones aprendidas durante los sismos recientes han mostrado la necesidad de adoptar una filosofía de diseño para columnas de puentes de concreto, basada en la capacidad de desarrollar un comportamiento inelástico. Esto significa que se aproveche la capacidad que tienen los materiales (concreto y acero de refuerzo) para disipar energía y comportarse dúctilmente. Bajo esta filosofía, la

capacidad de deformación dúctil de las columnas es usada para proteger otros miembros, en los cuales no se les permite, o no conviene, que desarrollen un comportamiento dúctil, como es el caso de la cubierta en la cual se busca que ésta permanezca sana para permitir el desalojo de los vehículos durante y después de la ocurrencia de un sismo extraordinario. Esta filosofía es la que predomina en reglamentos y en propuestas de diseño de puentes para mejorar su desempeño sísmico, bajo los planteamientos que se describen a continuación.

2.2.1 Reglamentos

Existen varios reglamentos de puentes que especifican el refuerzo de confinamiento requerido en las zonas de articulación plástica para tratar de proveerlas de la suficiente capacidad de ductilidad ante sismos de intensidad extraordinaria; en la mayoría de ellos se toman en cuenta la demanda de carga axial a compresión y, en algunos casos, la cuantía de refuerzo longitudinal, para proponer el refuerzo transversal conveniente. A continuación se hace una breve descripción de cada uno de ellos.

2.2.1.1 Normas AASHTO (1995)

El objetivo del diseño sísmico de columnas de puentes de acuerdo con estas normas, radica en proponer un detallado que asegure la formación de articulaciones plásticas, la cual evite la falla a cortante, para asegurar una adecuada ductilidad antes sismos de diseño.

Con tal objeto se tiene una serie de recomendaciones. La cuantía de refuerzo longitudinal debe estar entre 1% y 6% del área bruta. Además, debe haber suficiente refuerzo transversal en las regiones de articulación plástica para asegurar que la resistencia axial del núcleo de confinamiento sea igual a la máxima resistencia axial de la sección gruesa. El área de acero transversal A_{sh} , debe ser más grande que:

sección rectangular

$$A_{sh} = 0.3sh_c \frac{f'_c}{f_y} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (2.1)$$

ó

$$A_{sh} = 0.12sh_c \frac{f'_c}{f_y} \quad (2.2)$$

sección circular

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (2.3)$$

ó

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \quad (2.4)$$

$$\rho_s = \frac{4A_{se}}{Ds} \quad (2.5)$$

donde, s es la separación del refuerzo transversal, h_c es la dimensión perpendicular a la dirección de confinamiento (contendida dentro del perímetro de confinamiento), D es el diámetro del área confinada, A_{se} área de la sección del espiral, f'_c es la resistencia a compresión del concreto, f_y es el esfuerzo nominal de fluencia del acero transversal, A_g y A_{ch} representa las áreas de la sección gruesa y sección confinada, respectivamente.

La separación máxima de los estribos se debe tomar como el menor de los siguientes casos:

- 100 mm
- Una cuarta parte de la dimensión mínima de la sección

2.2.1.2 ATC-32

En este reglamento se busca diseñar columnas de concreto reforzado con comportamiento dúctil, con base en un diseño por capacidad en el que se implementa un detallado adecuado para resistir las fuerzas sísmicas.

Este reglamento recomienda un refuerzo longitudinal, en donde la cuantía de refuerzo oscile entre 1% y 4%. Con objeto de proveer a la columna de una adecuada capacidad de desplazamiento lateral, se recomienda un área de acero transversal A_{sh} , dada por la siguiente ecuación:

sección rectangular

$$A_{sh} = 0.12sh_c \frac{f'_c}{f_y} \left(0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right) + 0.13sh_c (\rho_l - 0.01) \quad (2.6)$$

sección circular

$$\rho_s = 0.16 \frac{f'_c}{f_y} \left(0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right) + 0.13(\rho_l - 0.01) \quad (2.7)$$

donde, P es la demanda de carga axial a compresión y ρ_l es la cuantía de refuerzo longitudinal.

La separación de los estribos se establece con base al menor de los valores siguientes:

- 305 mm
- Dimensión mínima de la sección
- Si el diámetro de la barra longitudinal es mayor que 32 mm hay que reducir a 50 % la separación mínima resultante de los casos anteriores

2.2.1.3 Caltrans

Caltrans para asegurar un comportamiento dúctil en las columnas de concreto reforzado, hace las siguientes recomendaciones: (1) la cuantía de refuerzo longitudinal debe estar limitada entre 1 % y 8 %; para el caso de pilas se limita a 6 %; (2) No se permiten traslapes en las zonas de articulaciones plásticas, por lo que dichos traslapes sólo son permitidos en el tercio medio de la altura de la columna.

La mínima área de refuerzo transversal A_{sh} , se deberá tomar como la mayor que resulte de las siguientes ecuaciones:

sección rectangular

$$A_{sh} = 0.3sh_c \frac{f'_c}{f_y} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (2.8)$$

ó

$$A_{sh} = 0.12sh_c \frac{f'_c}{f_y} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right) \quad (2.9)$$

sección circular

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right) \quad (2.10)$$

ó

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \left(0.5 + \frac{P_e}{f'_c A_g} \right) \quad (2.11)$$

donde, P_e representa la demanda de carga axial a compresión. Las ecuaciones 2.9, 2.10 y 2.11, son adoptadas del código de Nueva Zelanda (1982).

La separación mínima de estribos es de 50 mm, mientras que la separación máxima se toma como el menor de los siguientes valores:

- Una quinta parte de la dimensión mínima de la sección
- 200 mm
- 6 veces el diámetro del refuerzo longitudinal

Los límites anteriores están pensados para retrasar el pandeo del refuerzo longitudinal de las columnas.

2.2.1.4 Eurocódigo 8

Se especifican requisitos de detallado para asegurar el comportamiento dúctil de las columnas de concreto reforzado. Con esto se busca asegurar un nivel mínimo de ductilidad de curvatura y rotación en las zonas de articulación plástica. A continuación se describe brevemente las disposiciones para estructuras dúctiles.

Cuando en la zona de articulación plástica la relación de carga axial, $P/A_g f'_c$, excede 0.08, la cuantía requerida del refuerzo de confinamiento está dada por:

$$W_{wd} = \rho_w \frac{f_{yd}}{f_{ck}} \quad (2.12)$$

donde, f_{yd} representa el esfuerzo nominal a la fluencia del refuerzo longitudinal, f_{ck} es la resistencia a compresión del concreto y ρ_w es la cuantía volumétrica del refuerzo de confinamiento.

Para secciones rectangulares se tiene

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{sb} \quad (2.13)$$

donde, s es la separación de estribos, b la dimensión perpendicular a la dirección de confinamiento y A_{sw} es el área total del refuerzo de confinamiento.

El refuerzo del zuncho está dado por

$$\rho_w = \frac{4A_{sp}}{D_{sp}S} \quad (2.14)$$

donde, S es el paso del zuncho, D_{sp} es el diámetro del núcleo y A_{sp} representa el área de la barra del zuncho.

La cantidad requerida de refuerzo de confinamiento se determina con las siguientes expresiones:

$$W_{wd} > 1.30(0.15 + 0.01\mu_c) \left(\frac{A_c}{A_{cc}} \right) (\eta_k - 0.08) \quad (2.15)$$

Pero no menor que 0.08 para estribos rectangulares

ó

$$W_{wd} > 1.90(0.15 + 0.01\mu_c) \left(\frac{A_c}{A_{cc}} \right) (\eta_k - 0.08) \quad (2.16)$$

Pero no menor que 0.12 para espirales

donde, η_k es el porcentaje de carga axial con respecto a la resistencia a compresión de la sección, μ_c es la ductilidad de curvatura requerida (no < 15), mientras que A_c y A_{cc} son las áreas de la sección bruta y del núcleo confinado, respectivamente.

La cantidad mínima del refuerzo transversal es:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{f_{ys}}{1.6} \frac{\sum A_s}{f_{yt}} \quad (2.17)$$

Donde, A_t es el área de una grapa o estribo, A_s es el área de las barras longitudinales restringidas por el estribo o grapa; f_{ys} y f_{yt} representan los esfuerzos nominales de fluencia de las barras longitudinales y de los estribos o grapas, respectivamente.

La separación del refuerzo transversal está restringida al valor menor que resulta de

- 6 veces el diámetro del refuerzo longitudinal
- Una quinta parte de la menor dimensión del núcleo

Para el caso de estructuras de limitada ductilidad, se recomienda que se coloque el 50 % del refuerzo de confinamiento especificado anteriormente.

2.2.1.5 Comparación de los reglamentos

Los criterios de refuerzo de confinamiento de los reglamentos descritos anteriormente, se compararon con un criterio que, además de tomar en cuenta la demanda de carga axial, considera la demanda de ductilidad de desplazamiento, como lo propone la ecuación de Paulay y Priestley (1992); esto para apreciar la diferencia de considerar o no, la demanda de desplazamiento lateral.

La ecuación de Paulay y Priestley relaciona la cantidad de acero de confinamiento con las demandas de carga axial a compresión y de ductilidad de curvatura.

$$A_{sh} = ksh_c \frac{f'_c}{f_y} \frac{A_g}{A_c} \left(\frac{P}{f'_c A_g} - 0.08 \right) \quad (2.18)$$

donde, k es igual a 0.25 y 0.35 para valores de ductilidad de curvatura de 10 y 20, respectivamente. La separación de estribos que se recomienda es la que resulta menor de los siguientes casos:

- Una tercera parte de la dimensión mínima de la sección
- Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal
- 180 mm

Para tener una estimación del nivel de confinamiento que resulta de las distintas recomendaciones se determinó el refuerzo necesario para dos secciones hipotéticas, una rectangular y otra circular, con las siguientes propiedades geométricas y mecánicas.

Sección rectangular de 100 cm x 180 cm, cuantía de refuerzo longitudinal de 2 % con barras de refuerzo longitudinal del no. 12 (12/8"). Para la sección circular se contempló un diámetro de 150 cm, cuantía de refuerzo longitudinal de 1.95 % con barras de refuerzo longitudinal del no. 11 (11/8"). Para ambos casos se consideró una altura de 9 m, un recubrimiento de 5 cm, $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/am}^2$.

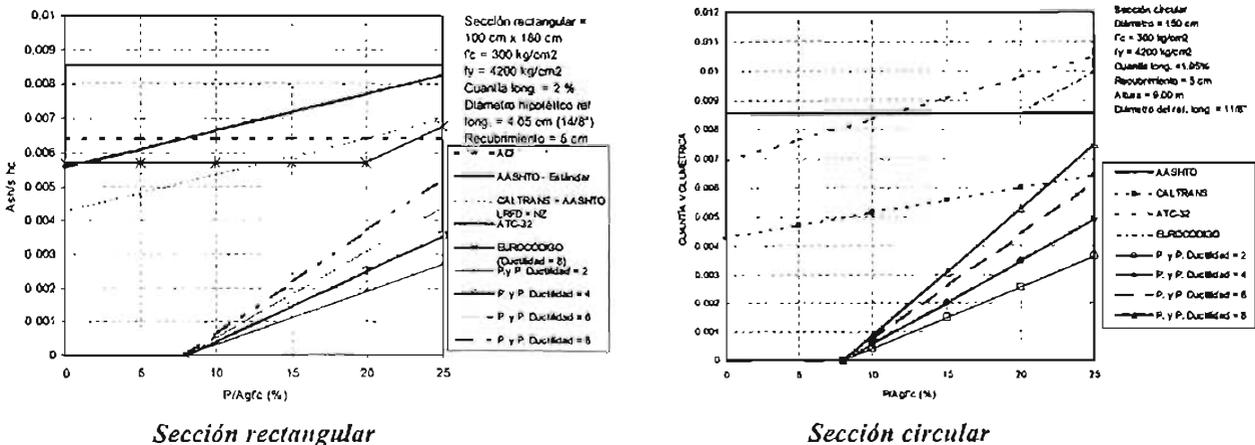


Figura 2.11 Refuerzo de confinamiento de acuerdo a varios criterios

En la figura 2.11 se comparan las cuantías de refuerzo de confinamiento requeridas en la sección rectangular y circular, para diferentes criterios. Los resultados hacen ver que el reglamento AASHTO llega a proponer valores de confinamiento muy altos en comparación con el ATC-32, Caltrans y el

Eurocódigo, en los cuales se toma en consideración la demanda de carga axial a compresión: sin embargo, en el caso de secciones circulares pueden ser insuficiente las cuantías de confinamiento obtenidas con las normas AASHTO para niveles altos de carga axial, comparadas con las de reglamentos como el ATC-32 y el Eurocódigo. Por otra parte, las cuantías de refuerzo que resultan del estudio de Paulay y Priestley, hacen ver que el nivel de confinamiento se puede relajar al tomar en cuenta no sólo la demanda de carga axial sino también la demanda de deformación lateral.

Lo anterior muestra que las disposiciones de los reglamentos para proveer a las columnas del refuerzo necesario, para que éstas desarrollen un comportamiento dúctil durante un evento sísmico de gran intensidad, conllevan, en la mayoría de las veces, a obtener diseños muy conservadores, al pretender proporcionarles siempre el máximo confinamiento a las columnas, independientemente de la demanda de desplazamiento lateral y en algunos casos del nivel de carga axial actuante. Por consiguiente, sería conveniente desarrollar expresiones que permitan relacionar directamente el confinamiento con la demanda de desplazamiento lateral y la carga axial, para llegar a cantidades de refuerzo más convenientes a cada caso.

2.2.2 Diseño basado en desplazamiento

En los últimos años, varios investigadores han trabajado en un diseño sísmico basado en el desempeño de las estructuras. Se considera que ésta es una manera más racional de plantear el problema del diseño sísmo-resistente. En el diseño por desempeño se busca controlar los niveles de daño que una estructura podría sufrir, cuando se le sujeta a una gama completa de sismos que pudieran ocurrir en el sitio donde se ubica (Terán, 1997).

Bajo este enfoque se han propuesto diversos procedimientos de diseño sísmico de columnas de puentes, siendo el diseño basado en desplazamiento la opción más viable, ya que los estados límites de daño pueden relacionarse adecuadamente con los límites de deformación, que a su vez son convertidos en desplazamientos equivalentes. Con ellos el daño estructural puede ser controlado más eficientemente que con límites de resistencia (Calvi y Kingsley, 1995).

De acuerdo con Sullivan *et al.* (2003), dentro de los métodos de diseño basado en desplazamiento existen diferentes enfoques: diseño basado en desplazamiento directo (Möehle, 1992; Priestley *et al.*, 1996), espectro del punto de fluencia (Aschheim y Black, 2000), espectro de capacidad (Freeman, 1998), entre otros. El primero de los antes mencionados es el que se ha estado utilizando con más frecuencia en las propuestas de procedimiento para el diseño sísmico de columnas de puentes.

El procedimiento basado en desplazamiento directo, se basa en gran medida en el método de la estructura substituta desarrollado por Gulkan y Sozen (1974), para modelar un sistema inelástico con propiedades elásticas equivalentes. Con este enfoque se busca proveer del apropiado detallado al miembro, en cuanto a tamaño de la sección y cantidad de refuerzo, para desarrollar un desplazamiento predeterminado, para el sismo de diseño (Kowalsky, 2001). Dentro de este procedimiento, generalmente se diseña para un comportamiento asociado a la respuesta última, por lo que se selecciona un desplazamiento objetivo; sin embargo, un problema fundamental de este procedimiento es que no hay un criterio sólido para elegir el desplazamiento objetivo, que depende del estado límite asociado a un nivel de daño.

Saatcioglu y Razvi (2002) han propuesto un método de diseño, enfocado a controlar el estado último, en el que los requisitos del refuerzo de confinamiento de columnas se establecen en función del nivel esperado de deformación inelástica, es decir, de la demanda de deformación.

Los procedimientos de diseño propuestos hasta el momento se basan en la revisión de un sólo nivel de desempeño, que es usualmente el de supervivencia. Sería conveniente disponer de un procedimiento en el que se revisen dos niveles de desempeño: servicio y supervivencia; además de poder establecer una relación entre el nivel de desempeño deseado de la estructura, y el tamaño y refuerzo de la sección, que sean adecuados para satisfacer dicho nivel de desempeño. Estos aspectos serán discutidos en el capítulo VIII.

CAPÍTULO III

RESPUESTA SÍSMICA MEDIDA EN UN PUENTE TÍPICO DE LA ZONA METROPOLITANA

3.1 ANTECEDENTES

Debido a que en México, y en particular en la zona metropolitana de la ciudad de México, no se han reportado daños significativos en puentes debido a sismos, además de que no se tiene estudios sobre instrumentación sísmica de puentes, ya que se ha puesto mayor atención en la evaluación de la respuesta sísmica de edificios, no se tienen antecedentes sobre la posible respuesta sísmica de este tipo de estructuras ante eventuales excitaciones en su base.

Por lo anterior, en esta parte de la investigación se buscó entender el comportamiento sísmico de puentes urbanos ubicados en la zona metropolitana de la ciudad de México, para ello se dispuso de la instrumentación sísmica del puente vehicular *Impulsora*, cuyo proyecto inició el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) en colaboración con el Gobierno del Distrito Federal y JICA, mediante el cual se colocaron diversos instrumentos en la cimentación y la estructura del puente. La operación de la instrumentación de dicho puente fue realizada en un principio por el CENAPRED desde 1996; el Instituto de Ingeniería de la UNAM ha estado colaborando en la interpretación de los registros y actualmente está a cargo de la operación de esta instrumentación, por lo que gracias a los registros sísmicos proporcionados por estas instituciones fue posible llevar a cabo la interpretación de dicha información para efectos de esta investigación. Este es el primer intento que se hace en México de instrumentar los elementos de un puente vehicular.

Con base en el análisis de los registros sísmicos se buscó conocer la cinemática del puente, en particular: el nivel de amplificación en las trabes, y fuerzas inducidas en la superestructura; además de verificar algunos criterios de modelación de puentes. Lo anterior sirvió de base para hacer verificaciones básicas de los procedimientos de diseño actualmente empleados, tomando en consideración que la respuesta sísmica de puentes en la ciudad de México presenta características particulares, debido a la influencia de las arcillas blandas de gran parte del valle de México en combinación con la alta sismicidad.

Este estudio sirvió de base para proponer un procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes como más adelante se verá.

3.2 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE

3.2.1 Ubicación y estratigrafía del sitio

El puente vehicular “Impulsora” se ubica al noreste de la zona metropolitana de la ciudad de México, en los límites del Distrito Federal con el municipio de Nezahualcóyotl del Estado de México, tal como se muestra en la Fig. 3.1. Dicho puente cruza la Avenida Central y la línea B del tren metropolitano; el puente también se usa como acceso peatonal a la estación Impulsora de este mismo sistema de transporte.

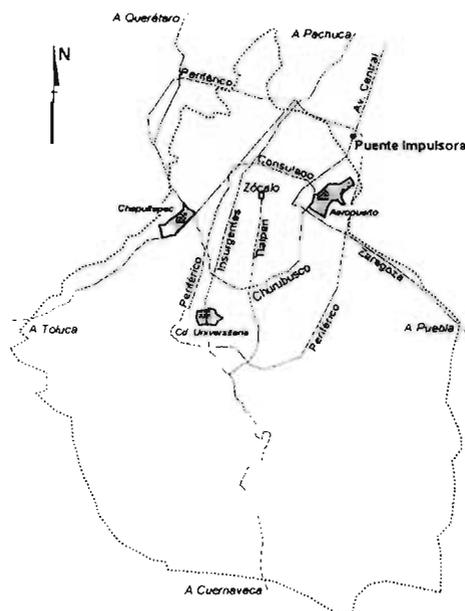


Figura 3.1 Ubicación del puente Impulsora

La estratigrafía del sitio es típica de la porción virgen de la zona lacustre de la ciudad de México. En dicho lugar se encontró una costra de desecación relativamente dura y de poco espesor, misma que fue removida durante la excavación; subyaciéndola, se encuentra una arcilla muy blanda y compresible hasta una profundidad de 33 m. Debajo de la formación arcillosa superior se encuentra la denominada capa dura que posee un espesor de aproximadamente 2 m. Subyace esta capa la formación arcillosa inferior con una mayor intercalación de estratos arenosos que la superior. A partir de los 53 m de profundidad, se localizaron los denominados depósitos profundos, constituidos por estratos areno-limosos semicompatos (Fig. 3.2). Para mayor información sobre las propiedades del subsuelo se puede consultar el trabajo de Mendoza *et al.* (1999).

3.2.2 Cimentación

La cimentación de cada apoyo del puente está formada por un cajón de cimentación y un conjunto de pilotes cuyo trabajo es por fricción; ambos fueron construidos en concreto reforzado.

En el caso particular del tramo instrumentado del puente, el cajón de cimentación está constituido por una retícula de contratraves de 2.7 m de altura, y anchos de 0.5 ó 0.6 m; su losa de cimentación y losa tapa, monolíticamente coladas con las contratraves, tienen espesores de 0.25 y 0.22 m, respectivamente. Bajo las contratraves se hincaron 77 pilotes cuadrados (0.5 m de lado), cuya punta alcanza una profundidad de 30 m. Debido a que los pilotes trabajan por fricción, se respetó un “colchón” de suelo arcilloso de 3 m entre la punta de éstos y la denominada primera capa dura (figura 3.2).

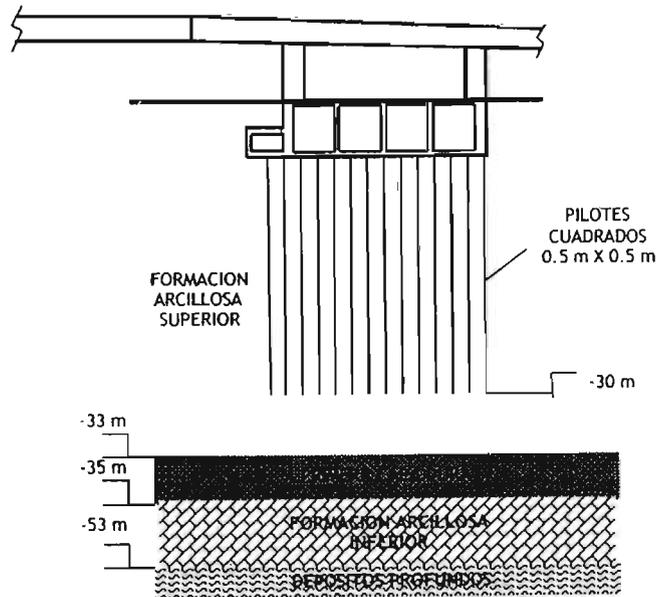


Figura 3.2 Estratigrafía del sitio

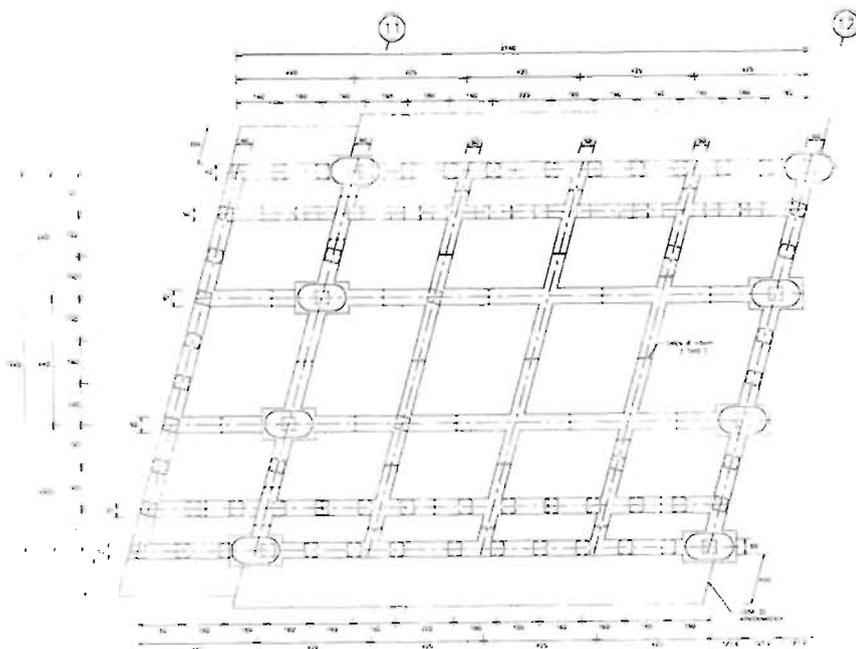


Figura 3.3 Vista en planta de la cimentación

La figura 3.3 muestra una vista en planta de la cimentación, en donde se aprecia en detalle el sistema de contratrabes y la ubicación de los pilotes; también se puede ver que la planta de la cimentación es de forma romboidal por el esviamiento (14°) en el cruce entre las dos avenidas.

3.2.3 Subestructura y Superestructura

El puente vehicular “Impulsora” tiene una longitud total de 405 m (figura 3.4). El claro principal es de 57 m, mientras que las traveses centrales tienen 49 m de longitud. La anchura máxima de calzada es de 17 m, dando cabida a cuatro carriles de tránsito continuo, dos bahías de ascenso y descenso de pasaje, así como dos accesos peatonales a la estación del Metro que se ubica bajo el puente.

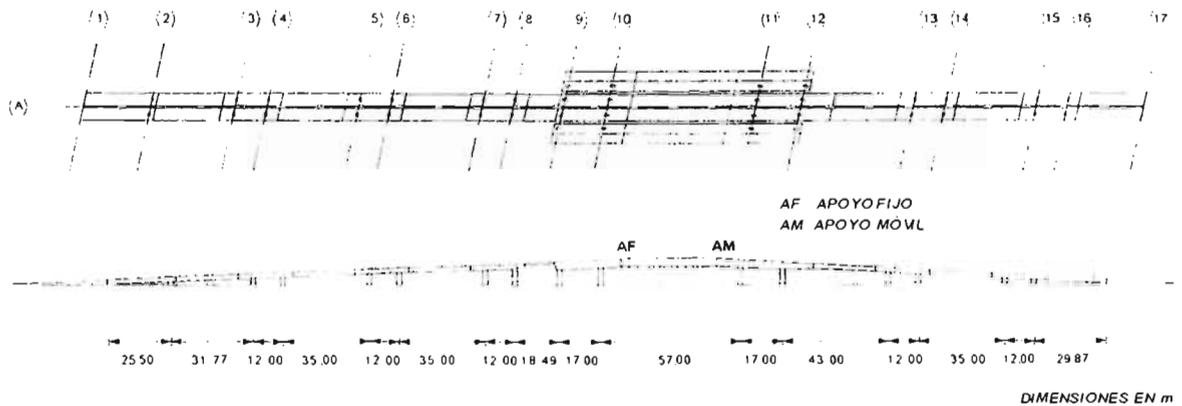


Figura 3.4 Puente vehicular “Impulsora”

La parte central del puente está cubierta por cuatro traveses cajón, paralelas entre sí, que se apoyan en sendas traveses portantes trabajando en doble voladizo. Las traveses portantes se apoyan, a su vez, en dos ejes de columnas, a las que están conectadas monolíticamente en las dos direcciones.

El puente está construido a base de traveses prefabricadas de concreto presfuerzo, de sección cajón, colocadas de forma que trabajan como una viga Gerber. Las traveses centrales (TC) y las de apoyo (TA) tienen 2.30 m de peralte. Ambas clases de traveses fueron presfuerzadas mediante torones de acero de alta resistencia ($f_y=14\ 000\ \text{kg/cm}^2$) de $1.03\ \text{cm}^2$ de área en su sección transversal. En las traveses de apoyo se colocaron 130 cables de presfuerzo, mientras que en las centrales se colocaron 96. Las traveses centrales exteriores tienen un patín de 1.10 m de longitud, mientras que las traveses centrales interiores cuentan con dos alas de la misma longitud (Fig. 3.5).

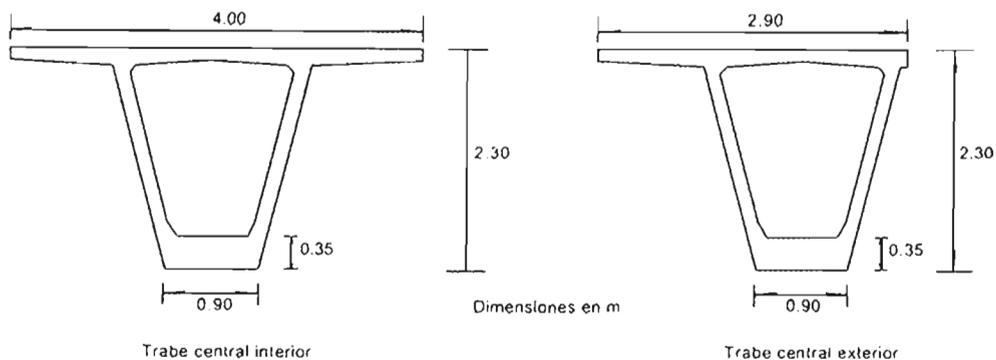


Figura 3.5 Secciones de las traveses

El refuerzo longitudinal de las traveses centrales y de apoyo se proporcionó mediante barras del no. 12 y del no. 4. Las paredes laterales de dichas traveses son de 15 cm de espesor. Las secciones transversales de las traveses de apoyo, correspondientes al claro central, fueron variables según se puede apreciar en la figura 3.4. El concreto empleado en la fabricación de todas las traveses del puente tuvo una resistencia nominal de 400 kg/cm^2 .

El apoyo del claro central del puente (ejes 9 a 12) está compuesto por ocho columnas de concreto reforzado de sección oblonga y de 7 m de altura (figura 3.6). La resistencia nominal del concreto de las columnas fue de 300 kg/cm^2 . El refuerzo longitudinal de las columnas está formado por 48 barras del no. 12 distribuidas perimetralmente en paquetes de dos barras. El refuerzo transversal fue proporcionado mediante juegos de cinco estribos y ganchos espaciados 20 cm en toda la altura de las columnas. En la parte superior de las columnas, se construyeron capiteles rectangulares de 1.20 por 2.00 m de lado, con objeto de aumentar el área de contacto entre las traveses y las columnas.

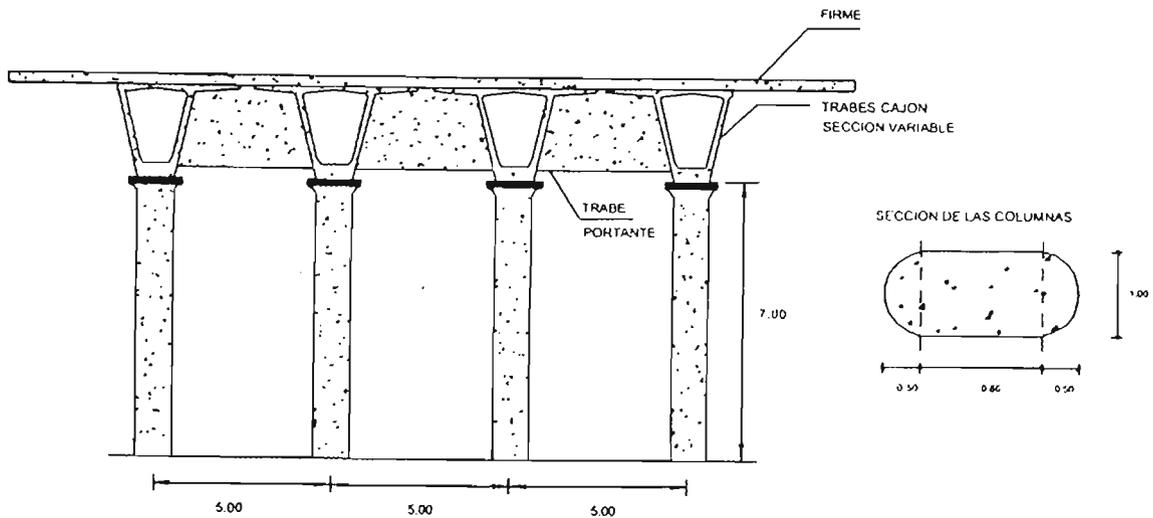


Figura 3.6 Columnas del tramo central del puente

Con objeto de formar una estructura monolítica con las cuatro traveses longitudinales del puente, el armado longitudinal y transversal de las columnas se extendió hasta los 9.30 m de altura, para después colar un diafragma de concreto de sección rectangular de 1.0 m de ancho por 2.0 m de peralte a lo largo de los ejes 9 a 12. De manera similar, se construyeron dos diafragmas transversales a la dirección del puente cerca de la parte media de las traveses centrales. El concreto empleado en la construcción de los diafragmas anteriores tuvo una resistencia nominal de 350 kg/cm^2 .

Adicionalmente, se tienen diafragmas a base de tubos metálicos de 10 pulgadas de diámetro en los extremos de cada una de las traveses, tanto centrales como de apoyo. Estos diafragmas están fijados a las traveses mediante soldadura eléctrica. En la figura 3.7 se observa la colocación de estos diafragmas.



Figura 3.7 Diafragmas a base de tubos metálicos

3.3 INSTRUMENTACIÓN Y REGISTROS SÍSMICOS

3.3.1 Descripción de la instrumentación

La estructura fue instrumentada en su cimentación, subestructura y superestructura mediante diversos tipos de dispositivos por personal del CENAPRED (Alcocer y Aguilar, 1997). La instrumentación, en lo que concierne a la subestructura y superestructura, consta de los siguientes sensores:

- a) Dos acelerómetros triaxiales, adicionales a los otros tres que son parte de la instrumentación geotécnica
- b) Cuatro transductores eléctricos de desplazamiento, tipo LVDT
- c) 150 deformímetros eléctricos en el refuerzo de tres columnas

En el trabajo de Mendoza *et al.* (1999) se comenta ampliamente la instrumentación sismogeotécnica de la cimentación, la cual está fuera del alcance de esta investigación.

Acelerómetros

Para el estudio de la respuesta dinámica de la estructura se dispone de cinco acelerómetros, según se puede ver en la figura 3.8. Estos sensores están equipados con un adquisidor de datos digital. Los acelerómetros instalados en la superestructura, modelo FBA-23 de Kinematics, tienen un rango de medición de hasta 2.0 g y resolución de 19 bits; estos sensores se programaron para registrar 100 muestras por segundo. Los acelerómetros de campo libre y de pozo son similares a los instalados en la superestructura, con la diferencia de que estos registran 200 muestras por segundo. El acelerómetro ubicado sobre el cajón de cimentación es de marca Terra Technology, y registra 25 muestras por segundo. Los acelerómetros anteriores presentan un arreglo triaxial, de tal manera que miden el movimiento en las tres direcciones ortogonales.

Las diferencias en la velocidad de muestreo que presentan los sensores de la superestructura y los de la instrumentación sísmogeotécnica, dificultaron un poco el estudio del movimiento relativo de la estructura con respecto a la base, como más adelante se comentará.

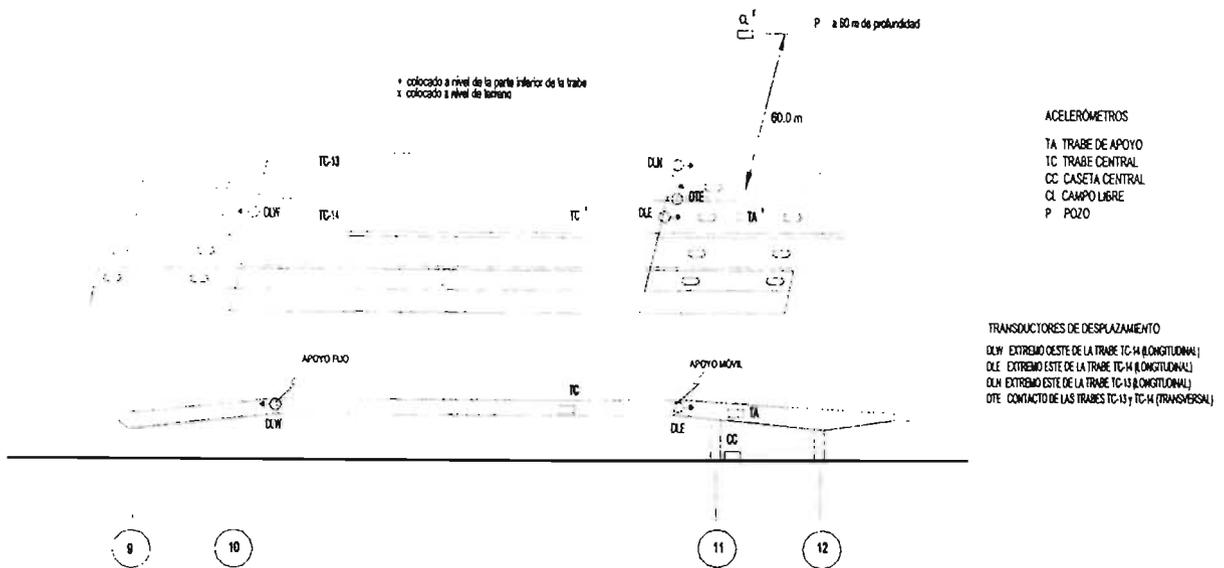


Figura 3.8 Instrumentación del puente

El primero de los acelerómetros, identificado como estación trabe central (TC), se colocó cerca del diafragma este de la trabe TC-14, dentro del cajón sobre el patín inferior que aloja los cables de preesfuerzo. El segundo acelerómetro, identificado como estación, trabe de apoyo (TA), se ubicó dentro de la trabe TA-16, próximo a la conexión de esta trabe con el diafragma transversal del eje 11, como se puede ver en la figura 3.8 (Aguilar y Alcocer, 1997).

Los acelerómetros colocados en la superficie, y el profundo, son parte de la instrumentación geotécnica y no están conectados con los de la superestructura. El primero de estos sensores, estación caseta central (CC), se ubica sobre la losa tapa de la cimentación, mientras que el segundo y tercero identificados como estaciones campo libre (CL) y pozo (P), respectivamente, se localizan a 60 m de distancia de la estructura (figura 3.8); la estación CL está sobre la superficie y la estación P se encuentra a 60 m de profundidad.

Transductores de desplazamiento

Con objeto de conocer la cinemática del puente y verificar el funcionamiento de los apoyos fijo y móvil, se colocaron dos transductores de desplazamiento en dirección longitudinal. Con ellos se miden los desplazamientos relativos entre las traveses de apoyo y la central. Uno se encuentra situado en el lado este de la trabe central y el segundo en el lado oeste, como se puede apreciar en la figura 3.8. Estos se identifican como DLE y DLW, respectivamente. A fin de tener un registro de los desplazamientos, tanto en dirección longitudinal como transversal del puente durante la posible vibración de la superestructura en modos de torsión, se colocó un par adicional de transductores de desplazamiento. Uno de ellos, denominado DLN, se ubicó en el lado norte del puente, y mide el desplazamiento longitudinal, el otro llamado, DTE, mide el posible desplazamiento transversal.

Los transductores de desplazamiento que se instalaron son del tipo LVDT con capacidad de medir hasta 30 cm y una precisión de 0.01 mm. De acuerdo con el diseño de las secciones de apoyo de las traveses

centrales y las portantes, el máximo desplazamiento que se permite es de 12 cm y 5 cm en las direcciones longitudinal y transversal del puente, respectivamente.

Deformímetros eléctricos

Se instrumentaron tres columnas del apoyo este del puente mediante deformímetros eléctricos adheridos al refuerzo longitudinal y transversal. Se emplearon deformímetros de 2 mm de longitud y 350Ω de resistencia. Estos sensores se colocaron en las secciones transversales consideradas críticas de las distintas columnas, donde podrían formarse articulaciones plásticas. Se colocaron 150 deformímetros eléctricos en dos columnas del eje 11 y en una columna del eje 12 (figura 3.9). En cada extremo de columna instrumentada se adhirieron 30 deformímetros: 24 deformímetros se colocaron en dos secciones del refuerzo longitudinal, y los seis restantes se ubicaron en una tercera sección, sobre el refuerzo transversal.

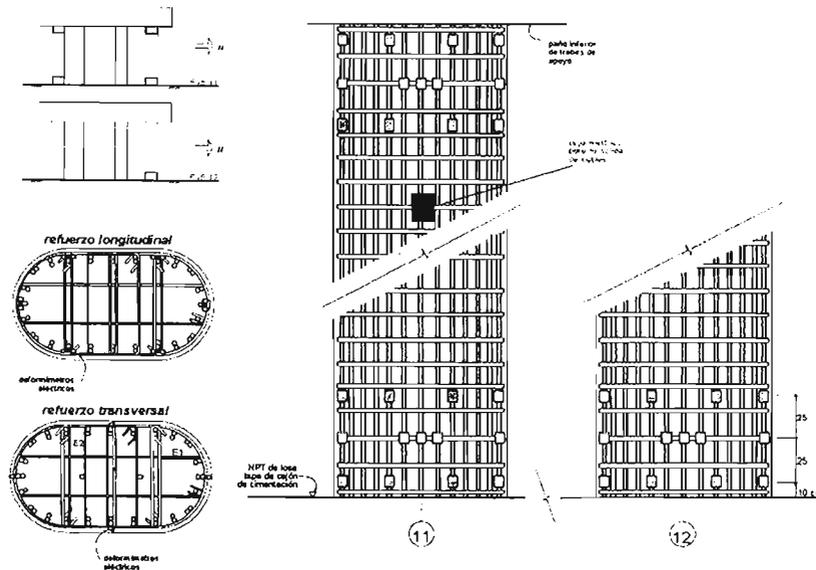


Figura 3.9 Instrumentación de las columnas con deformímetros eléctricos

En cada sección transversal seleccionada se instrumentaron seis barras longitudinales del no. 12 mediante dos deformímetros eléctricos diametralmente opuestos en cada punto de medición. La colocación de dos deformímetros en cada punto de medición obedece a incrementar la redundancia de la instrumentación. En las secciones instrumentadas sobre el refuerzo transversal, se colocaron cuatro deformímetros sobre los estribos perimetrales y dos sobre los ganchos interiores (figura 3.9).

De los 150 deformímetros eléctricos, 48 son monitoreados de manera continua y automática, mientras que los restantes 102 se miden manualmente dentro de una caja de conexiones en las columnas.

Sistema de adquisición de datos

Para el almacenamiento de la información se utilizan dos sistemas de adquisición de datos: un registrador de aceleración, y un adquisidor multi-canal para los deformímetros eléctricos y transductores de desplazamiento. Los dos equipos están conectados entre sí y operan en un modo de disparo maestro-esclavo. En cuanto los acelerómetros de las trabes detectan un movimiento mayor al umbral de disparo, activan el resto de los registros. De esta forma se sincroniza el tiempo de los registros (Ortega M. *et al*, 1998).

3.3.2 Registros sísmicos obtenidos

En esta investigación se analizaron los registros más significativos obtenidos de abril de 1998 a enero de 2003, que en total fueron cinco sismos. En la Tabla 3.1 se presentan las características de estos sismos, así como las aceleraciones máximas registradas por los acelerómetros colocados en distintas partes de la estructura. Desafortunadamente, no se ha tenido un registro consistente en las estaciones de la base (CL y CC) por problemas en la operación, por lo que se buscaron eventos en los que tanto los aparatos de la superestructura y subestructura hubiesen registrado el mismo sismo, a fin de poder realizar los análisis pertinentes; resultó que sólo en los sismos del 15-junio-99 y 30-septiembre-99 se dio esta situación; en el sismo del 30-septiembre-99, de los sensores instalados en la base, sólo registró el aparato de caseta central (CC).

Tabla 3.1 Aceleraciones máximas registradas en diferentes partes del Puente Impulsora

Evento	Magnitud M_c	Epicentro	Dirección	P (60 m)	CL	CC	TA	TC
20-abril-98	5.4	Río	L	-	-	-	4.32	4.36
		Balsas	T	-	-	-	3.27	3.16
		Inferior	V	-	-	-	1.92	16.01
15-junio-99	6.7	Sur de	L	16.30	29.20	27.70	26.90	27.90
		Tehuacan	T	10.90	24.20	23.90	29.90	28.20
		Puebla	V	5.68	11.50	2.10	8.04	17.30
21-junio-99	5.8	Río	L	-	-	-	3.90	4.01
		Balsas	T	-	-	-	5.35	5.17
		Inferior	V	-	-	-	1.37	3.81
30-sep-99	7.4	Costa	L	-	-	27.80	27.50	27.90
		de	T	-	-	22.80	24.80	25.80
		Guerrero	V	-	-	1.86	7.56	8.46
22-ene-03	7.6	Costa	L	6.43	26.20	-	27.00	27.60
		de	T	8.73	22.20	-	26.00	26.70
		Colima	V	1.97	5.08	-	3.10	7.39

Aceleraciones en gal (1 gal = 1 cm/s²)

CL campo libre CC caseta central TA trabe de apoyo TC trabe central P pozo

El temblor de mayor magnitud registrado fue el del 22-enero-2003, $M_c=7.6$, con epicentro localizado en la costa de Colima. En este evento las aceleraciones máximas registradas en las estaciones campo libre (CL), trabe de apoyo (TA) y trabe central (TC), no superaron los 28 gal.

Otro temblor de gran magnitud fue el registrado el 30-septiembre-1999, $M_c=7.4$, con epicentro localizado en la costa de Guerrero. Al igual que el evento sísmico anterior, las aceleraciones máximas registradas en las estaciones de Caseta Central (CC), Trabe de apoyo (TA) y Trabe Central (TC), no fueron superiores a 28 gal.

En el sismo del 15-junio-1999, $M_c=6.7$, cuyo epicentro se localizó en el Sur de Tehuacan, Puebla, se obtuvieron aceleraciones un poco más grandes en las trabes respecto a la de los sismos anteriores, con un máximo de 29 gal. Durante este sismo las aceleraciones máximas en las estaciones de Pozo (P), Campo libre (CL) y Caseta central (CC) fueron de 16.30 gal, 29.20 gal, y 27.70 gal, respectivamente.

El resto de los sismos registrados son de magnitudes, M_c , inferiores a 6, con una aceleración máxima registrada en la estación TC de 16.01 gal. En la figura 3.10 se muestran algunos acelerogramas registrados por esta red durante el sismo del 30-septiembre-1999.

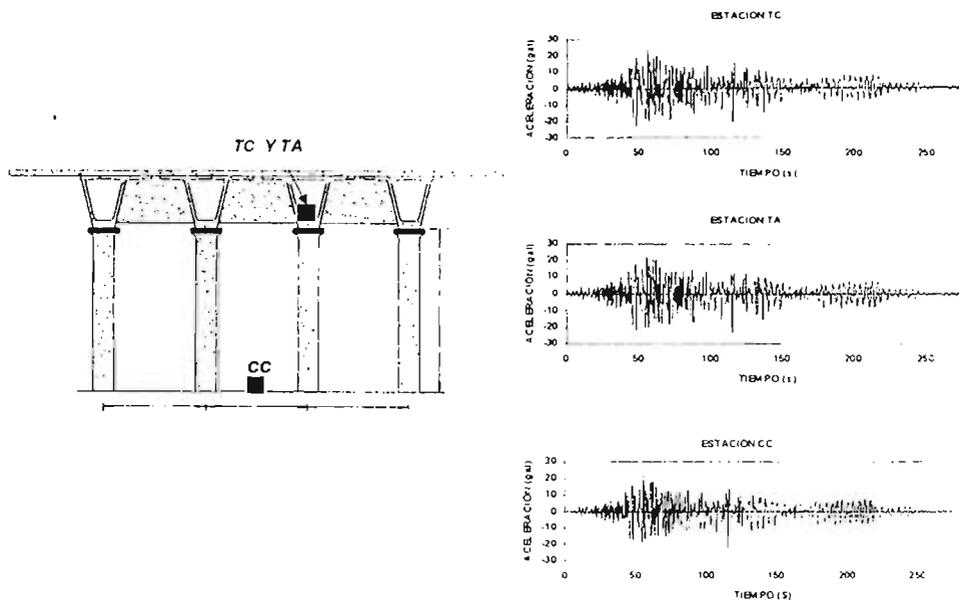


Figura 3.10 Acelerogramas registrados en la base y en la superestructura, dirección transversal, sismo 30-septiembre-99

Estos eventos sísmicos también fueron registrados en los transductores de desplazamiento y en los deformímetros eléctricos; sin embargo, no fue muy buena la calidad de las señales, por contener un alto contenido de ruido, principalmente en la de los deformímetros eléctricos, atribuibles a problemas en la operación de los dispositivos. No obstante, se logró mejorar la calidad de las señales en los transductores de desplazamiento para el sismo registrado el 22-enero-03 (figura 3.11).

3.4 ASPECTOS BÁSICOS DE LA TEORÍA DEL ANÁLISIS DE SEÑALES

Para el análisis de señales que se producen en una vibración aleatoria, es necesario recurrir a herramientas matemáticas que permitan manejar la información de manera que su interpretación física no resulte complicada. De esta manera se han desarrollado diferentes técnicas de análisis de señales para una mejor interpretación de los registros provenientes de estructuras instrumentadas. Existen diversas técnicas que facilitan la identificación de propiedades dinámicas a partir del análisis de registros sísmicos, bien sea con análisis en el dominio del tiempo o en el dominio de la frecuencia, los cuales generalmente se diferencian por ser consideradas como de tipo paramétrico o no paramétrico (Bendat y Piersol, 1989).

La estimación de tipo no paramétrica, es aquella que se hace directamente del análisis de los registros sísmicos, mediante herramientas matemáticas que facilitan la identificación de las propiedades que se desean conocer. En la estimación no paramétrica no se ajusta explícitamente ningún tipo de modelo a la información que se ha obtenido experimentalmente. En esta investigación se empleó esta técnica por lo que más adelante se comentarán brevemente las herramientas matemáticas elementales que fueron empleadas para el análisis de las señales registradas en el puente.

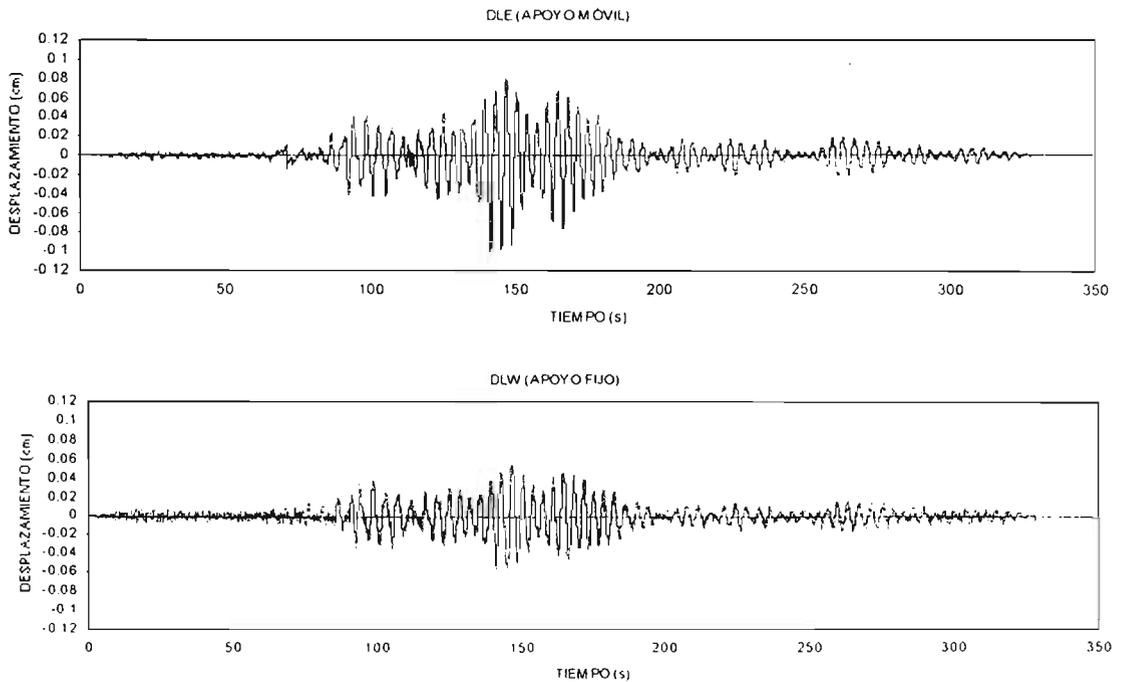


Figura 3.11 Registros en algunos transductores de desplazamiento durante el sismo del 22-enero-03

La estimación paramétrica consiste en la identificación de las propiedades de un sistema a partir de un modelo idealizado, por medio del cual se busca reproducir la información que se ha obtenido experimentalmente. Para mayor información sobre esta técnica se puede consultar el trabajo de Tabora (2003).

3.4.1 Análisis en el dominio de la frecuencia

El análisis de tipo no paramétrico generalmente, se realiza en el dominio de la frecuencia, mediante funciones que relacionan diferentes señales de entrada (excitaciones a las que está sometido un sistema) y salida (respuesta del sistema). Para dicho análisis se aplica a las señales una transformada matemática que las convierta del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia, y una vez que estas han sido convertidas, es útil realizar una serie de operaciones tales como, cálculo de espectros de amplitudes de Fourier, espectros de respuesta, funciones de transferencia y de coherencia, de forma que hace más fácil su interpretación.

El espectro de respuesta es una opción muy familiar en la ingeniería sísmica para la interpretación de señales, ya que a partir de éste espectro es posible determinar la respuesta máxima que experimentan diferentes estructuras de un grado de libertad bajo un periodo fundamental de vibración.

El espectro de amplitudes de Fourier evalúa el contenido de frecuencias de cada registro de aceleración absoluta. Así, a cada registro de aceleración absoluta corregida, se le aplica la transformada rápida de Fourier de acuerdo con:

$$X(f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t)e^{-i2\pi ft} dt \quad (3.1)$$

donde,

$X(f)$ transformada de Fourier de la aceleración absoluta

$x(t)$ aceleración absoluta

f frecuencia del análisis

$$j = \sqrt{-1}$$

La transformada de la aceleración es una función compleja, la cual podemos ver más clara si se describe la expresión 3.1 como,

$$X(f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \cos 2\pi f t dt - j \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \text{sen} 2\pi f t dt \quad (3.2)$$

Esto da como resultado el espectro de Fourier $X(f)$, el cual contiene una parte real y otra imaginaria de la forma $(a+bj)$, donde los elementos impares contienen la parte real, y los pares la imaginaria (Bendat y Piersol, 1989). La norma o amplitud está dada por

$$|X(f)| = \sqrt{\left(X_R(f)\right)^2 + \left(X_I(f)\right)^2} \quad (3.3)$$

donde,

$X_R(f)$ parte real de la transformada de Fourier de la aceleración

$X_I(f)$ parte imaginaria de la transformada de Fourier de la aceleración

Conforme se tienen las señales expresadas en el dominio de la frecuencia, bien sea como espectros de amplitudes de Fourier o como espectros de potencia, el siguiente paso es la determinación de las propiedades dinámicas del sistema. Para esto se requiere obtener la función de transferencia entre las señales, conocida también como función de cocientes espectrales, y acompañar la información que ésta brinda con el cálculo de la coherencia y los ángulos de fase entre ambas señales.

Las funciones de transferencia $H(f)$, se puede obtener de tres formas, cocientes de las señales correspondientes a los espectros de Fourier, espectros cruzados y del autoespectro de una de ellas. Para el caso de esta investigación se utilizó la primera forma, la cual está dada por,

$$H(f) = \frac{X(f)}{Y(f)} \quad (3.4)$$

donde, $X(f)$ y $Y(f)$ son los espectros parciales de cada una de las señales.

Para determinar la correlación que existe entre los componentes frecuenciales de ambas señales, se recurre a la determinación del vínculo que existe entre la función del espectro de potencia cruzado (G_{xy}) y el producto de los espectros de potencia de cada señal (G_{xx} y G_{yy}), la cual está dada por

$$|G_{xy}(f)|^2 \leq G_{xx}(f) \cdot G_{yy}(f) \quad (3.5)$$

$$G_{xx}(f) = \frac{2}{T} E[X(f)^2] \quad (3.6)$$

$$G_{yy}(f) = \frac{2}{T} E[Y(f)^2] \quad (3.7)$$

$$G_{xy}(f) = \frac{2}{T} E[X(f)Y(f)] \quad (3.8)$$

donde, E es la esperanza de la transformada de Fourier, y T es el lapso de tiempo de análisis.

Relación a partir de la cual se define la función de coherencia entre ambas señales como

$$C^2(f) = \frac{|G_{xy}(f)|^2}{G_{xx}(f) \cdot G_{yy}(f)} \quad (3.6)$$

Si el resultado es igual a uno significa que existe una relación completamente lineal entre las dos señales, mientras que en el caso de que sea cero significa que esta relación es nula.

3.4.2 Análisis en el dominio del tiempo

Dentro de la interpretación de señales también se recurre al análisis en el dominio del tiempo. Para el caso particular de esta investigación, se recurrió a la evaluación de cocientes a partir de la aceleración máxima registrada en una estación con respecto a otra; esto se realiza con el objeto de evaluar las amplificaciones que se dan entre dos estaciones de interés.

Así mismo, se calcula la doble integral de las señales para obtener desplazamientos absolutos y desplazamientos relativos máximos; estos últimos a partir de la diferencia entre dos historias de desplazamientos absolutos; esto es:

$$x_o(t) = x_a(t) - x_b(t) \quad (3.7)$$

donde, $x_o(t)$ es el desplazamiento relativo para un tiempo t, mientras que $x_a(t)$ y $x_b(t)$ son los desplazamientos absolutos de dos señales para un tiempo t.

3.5 INTERPRETACIÓN DE LOS REGISTROS

La interpretación de los registros se realizó, básicamente, con las señales obtenidas de los acelerómetros. Se presentan algunos análisis con las señales obtenidas de los transductores de desplazamiento, no así con los deformímetros eléctricos, por considerar, que su información no resulta relevante en la evaluación de la respuesta sísmica del puente, al no existir demandas de deformación importante en el puente.

Para complementar y para comprobar los resultados de los registros sísmicos, se tomaron en cuenta también algunos registros de vibración ambiental, generados por el paso de algún móvil pesado que disparó al sistema de medición. Esto se manejó tanto para acelerómetros como para transductores de desplazamiento.

Por otro lado, para verificar la influencia de los diferentes pasos de tiempo que registran los acelerómetros de la base y los de la superestructura, sobre el análisis de las señales en el dominio de la frecuencia, se interpolaron los acelerogramas registrados en los aparatos de la base, que tienen mayor paso de tiempo que los de la cubierta; sin embargo, se encontró que esta diferencia no repercute de manera importante en los espectros y funciones de transferencia.

3.5.1 Procesamiento de los registros

Para realizar un adecuado análisis de las señales se requiere, en primer instancia, sincronizarlas con una señal común de tiempo y determinar el eje de aceleración cero; para ello, se realiza en el registro de aceleraciones la corrección de línea base, que consiste en obtener el promedio de las amplitudes de todos los puntos del registro, el cual después se resta a cada punto de registro. Posteriormente, se aplica un filtrado al registro con el propósito de eliminar impurezas debidas al ruido del medio ambiente. Para realizar dicho proceso se aplicó un filtrado de cuatro polos de tipo pasa banda de 0.10 Hz a 10 Hz, ya que se considera que en dicho intervalo se encuentran las frecuencias de interés, las cuales fueron determinadas de manera preliminar mediante modelos analíticos. Una vez hecha la sincronización, la corrección de línea base y el filtrado, se obtienen los acelerogramas definitivos.

Para el procesamiento y análisis de las señales de los registros sísmicos seleccionados se empleó el programa DEGTRA 2000 para Windows, desarrollado por Ordaz y Montoya (1999).

3.5.2 Movimiento del terreno en el sitio

Para analizar las características del movimiento del terreno en el sitio a partir de los registros sísmicos, se calcularon funciones de transferencia entre el movimiento del terreno blando donde se apoya el puente Impulsora y el movimiento del terreno firme de la estación CU. De acuerdo con Rosenblueth y Arciniega (1992), el cociente espectral es poco sensible a factores como la distancia epicentral y la magnitud del sismo, por lo que, de sismo a sismo, la forma de las funciones de transferencia no cambia de manera importante y, en consecuencia, se puede tener una apreciación más clara del periodo fundamental de vibración del terreno.

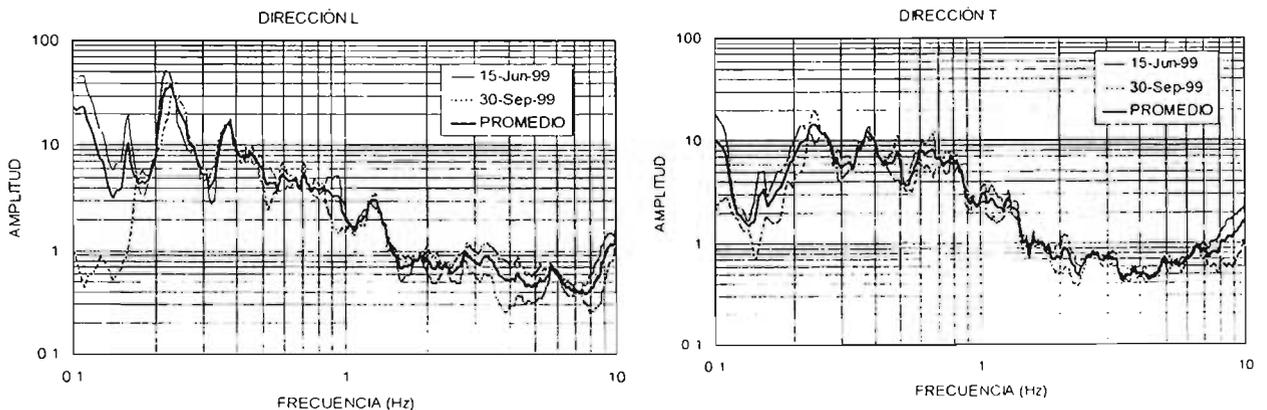


Figura 3.12 Función de transferencia promedio, CL/CU

En la figura 3.12 se presentan las funciones de transferencia de CL/CU, para dos eventos sísmicos. En la misma figura se muestran las funciones de transferencia promedio para las dos direcciones horizontales; la forma de las funciones de transferencia es similar de sismo a sismo, por lo que se encuentra consistencia en las frecuencias (o periodos) fundamentales que se asocian al movimiento del terreno. Así, se puede establecer que en la dirección longitudinal y transversal, la frecuencia fundamental

del sitio es de 0.23 Hz (periodo igual a 4.35 s). También se observa una segunda forma modal de vibración del terreno asociada a 0.38 Hz (2.63 s).

De acuerdo con el mapa de periodos dominantes del terreno que muestra el reglamento de construcción en sus NTC-Sismo (2004), el periodo fundamental en la zona donde se ubica el puente, oscila entre 4 s y 4.5 s. Estos valores coinciden con lo obtenido a partir de los registros sísmicos.

3.5.3 Movimiento en la base del puente

El estudio de la diferencia entre el movimiento en campo libre y el de la base de la estructura, permite determinar si la presencia de la estructura altera en alguna forma el movimiento del terreno, y si la excitación inducida en la estructura es diferente de la que se deduciría de los registros obtenidos en campo libre.

Para observar este efecto se compararon los espectros de respuesta de las estaciones CC y CL, en las tres direcciones ortogonales, para el sismo del 15-junio-99. En la Fig. 3.13 se puede notar que, en la dirección longitudinal, la amplitud del movimiento en la cimentación es menor que la del campo libre para periodos menores de 4 s, en tanto en la dirección transversal la reducción sólo se da hasta 1 s. En la dirección vertical el movimiento en la cimentación del puente disminuye considerablemente con respecto al que se registra en la estación CL, en todo el intervalo de periodos.

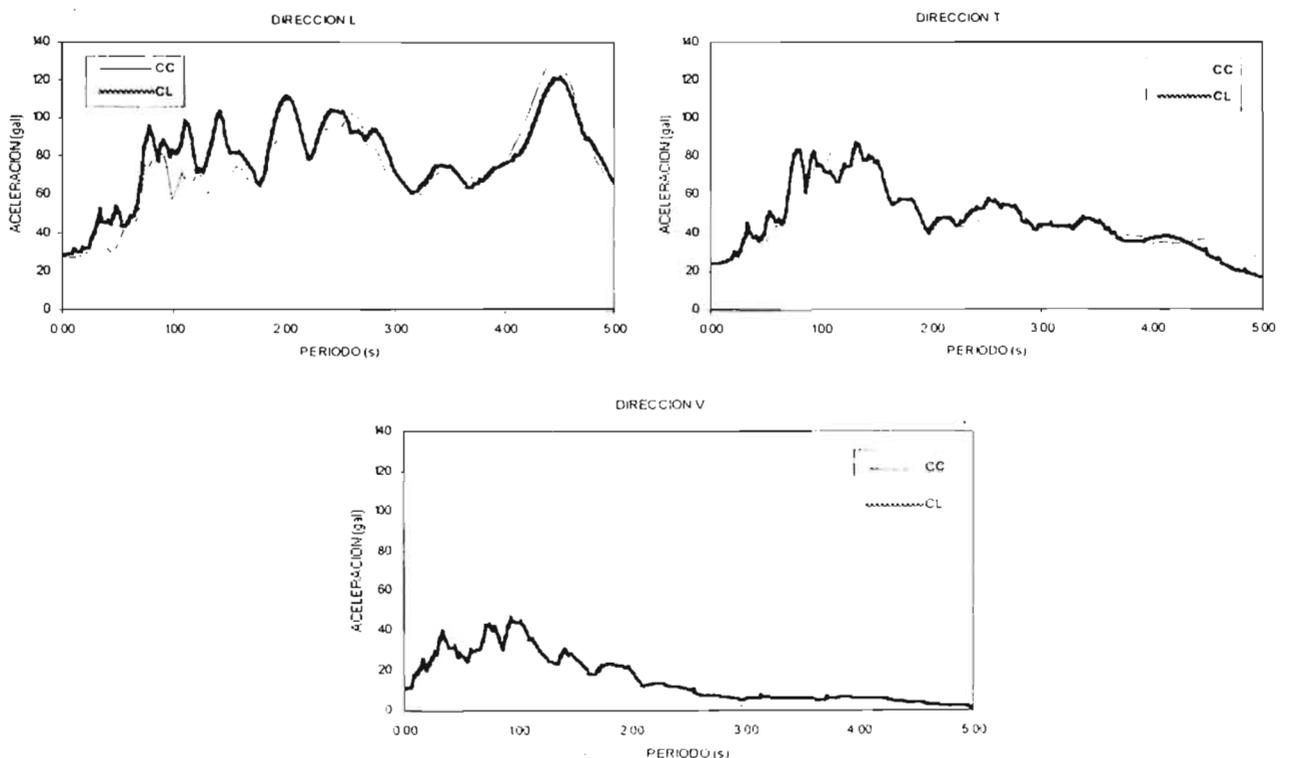


Figura 3.13 Comparación de espectros de respuesta para las estaciones CC y CL, sismo 15-junio-99

Para tener una estimación más acertada sobre las frecuencias o periodos donde se da una reducción en el movimiento de la cimentación, se calculó el cociente espectral de CC/CL, para las tres direcciones ortogonales. En la figura 3.14 se presenta este cociente y se observa una disminución en el

movimiento de la cimentación del puente en altas frecuencias, lo cual es característico de un efecto de interacción cinemática suelo-estructura (Miranda, 1999).

Lo anterior se puede explicar de manera simplificada con el razonamiento siguiente: si tomamos en cuenta que las ondas de vibración del terreno tienen una longitud que es igual al producto de su periodo por la velocidad de transmisión de las ondas de corte, y que para este sitio particular la velocidad promedio de dichas ondas en el subsuelo es de 35 m/s (Mendoza et al, 1999), se deriva, por ejemplo, que las ondas con periodos de un segundo tienen una longitud de aproximadamente 35 m. Ondas de esta longitud, o de una menor, serían interferidas, o filtradas, y reducirían su amplitud al atravesar una estructura enterrada de gran masa y rigidez que tuviese una dimensión en planta de 35 m. El conjunto de cimentación, cajón y pilotes de fricción, en la dirección longitudinal tiene una dimensión de 21m y en la dirección transversal de 14 m. El razonamiento anterior explica que, para la dirección transversal, cuya dimensión es pequeña con relación a la de la dirección longitudinal, se observa una reducción en el movimiento de la cimentación para frecuencias mayores a 2 Hz; en tanto que en la dirección longitudinal, el movimiento se reduce para frecuencias mayores a 1.2 Hz.

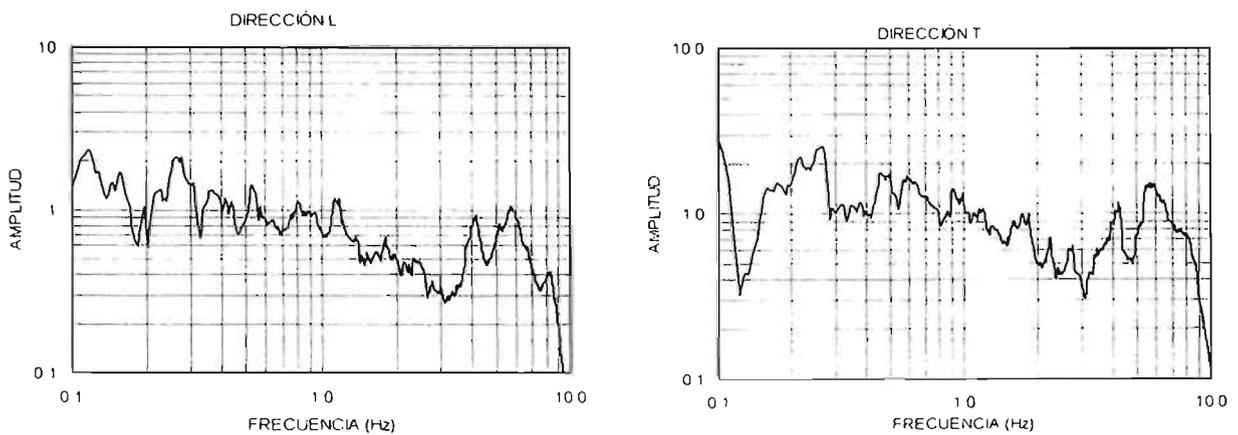


Figura 3.14 Función de transferencia, CC/CL, sismo15-junio-99

3.5.4 Movimiento de la estructura

En la Tabla 3.2 se presentan cocientes de aceleraciones máximas registradas entre los diferentes puntos de registro del puente; en tanto, en la Tabla 3.3 se presentan los valores promedio de estos cocientes.

Los valores de la Tabla 3.3 muestran que la trabe de apoyo (TA) y la central (TC) casi no sufren amplificación respecto al movimiento de la base (CC) sobre sus dos direcciones horizontales, aunque en la dirección transversal el cociente es ligeramente mayor que la unidad. En la dirección vertical se aprecia que la estación TC, amplifica su movimiento con respecto al de la base aproximadamente seis veces. En el cociente de TC/TA, se observa que el movimiento en las dos direcciones horizontales tiende a ser uniforme, aunque dicha situación no se da en la dirección vertical.

Adicionalmente, se calcularon desplazamientos relativos entre las estaciones descritas anteriormente. En las figuras 3.15 y 3.16 se presentan algunas de las historias de desplazamientos relativos evaluadas, mientras que en las tablas 3.4 y 3.5 se reportan los desplazamientos relativos máximos calculados entre diferentes puntos del puente.

Tabla 3.2 Cocientes de aceleraciones máximas registradas

Evento	Magnitud Mc	Epicentro	Dirección	TA/CC	TC/CC	TA/CL	TC/CL	TC/TA
20-abril-98	5.4	Río Balsas Inferior	L	-	-	-	-	1.01
			T	-	-	-	0.95	
			V	-	-	-	8.34	
15-junio-99	6.7	Sur de Tehuacan Puebla	L	0.97	1.01	0.92	0.96	1.04
			T	1.25	1.18	1.24	1.17	0.94
			V	3.83	8.24	0.70	1.50	2.15
21-junio-99	5.8	Río Balsas Inferior	L	-	-	-	-	1.03
			T	-	-	-	0.97	
			V	-	-	-	2.78	
30-sep-99	7.4	Costa De Guerrero	L	0.98	1.00	-	-	1.01
			T	1.09	1.13	-	-	1.04
			V	4.06	4.55	-	-	1.12
22-ene-03			L	-	-	1.03	1.05	1.02
			T	-	-	1.17	1.20	1.02
			V	-	-	0.61	1.45	2.38

Tabla 3.3 Valores promedio de algunos cocientes

Cociente	Dirección	Promedio	D. Estándar	CV (%)
TA/CC	L	0.98	0.01	1.44
	T	1.17	0.11	9.67
	V	3.83	0.30	7.95
TC/CC	L	1.00	0.00	0.00
	T	1.16	0.04	3.06
	V	6.14	2.29	37.31
TC/TA	L	1.02	0.01	1.27
	T	0.98	0.04	4.01
	V	3.62	2.80	77.21

Tabla 3.4 Desplazamientos relativos máximos entre el movimiento de la superestructura (TA y TC) y el de la cimentación (CC).

Evento	TA - CC (cm)		TC - CC (cm)	
	Dirección L	Dirección T	Dirección L	Dirección T
15-junio-99	1.34	1.17	1.36	1.38
30-septiembre-99	1.20	0.30	1.73	0.49

Tabla 3.5 Desplazamientos relativos máximos entre las estaciones TC y TA

Evento	Dirección L (cm)	Dirección T (cm)	Dirección V (cm)
20-abril-98	-	0.064	0.130
15-junio-99	0.068	0.520	0.240
21-junio-99	0.030	0.072	0.027
30-septiembre-99	0.056	0.380	0.177

Cabe comentar que, para el caso particular del cálculo de los desplazamientos relativos máximos entre el movimiento de la superestructura y el de la cimentación (tabla 3.4), se tuvieron problemas en establecer el valor máximo registrado dentro de las historias de desplazamientos relativos, principalmente en los registros del sismo del 15-junio-99, debido a que en los primeros 40 s de registro, y en algunos casos por los 120 s de registro, no había buena sincronía entre los movimientos registrados en la cimentación y en la superestructura (a pesar de que se intentó meterlos en fase), lo cual dio lugar a obtener algunos desplazamientos relativos que no son representativos de la respuesta real de la estructura, tal como se muestra en la figura 3.15. Por consiguiente, para evaluar el desplazamiento relativo máximo se despreciaron los puntos que se disparaban de la tendencia general, tomando sólo en consideración el resto de la historia de desplazamientos relativos. Este problema se atribuye a que la estación de la cimentación (CC) no estuvo conectada a las estaciones de la superestructura (TC y TA), lo cual dio como resultado problemas en la sincronización de las señales, además de presentar diferente velocidad de muestreo.

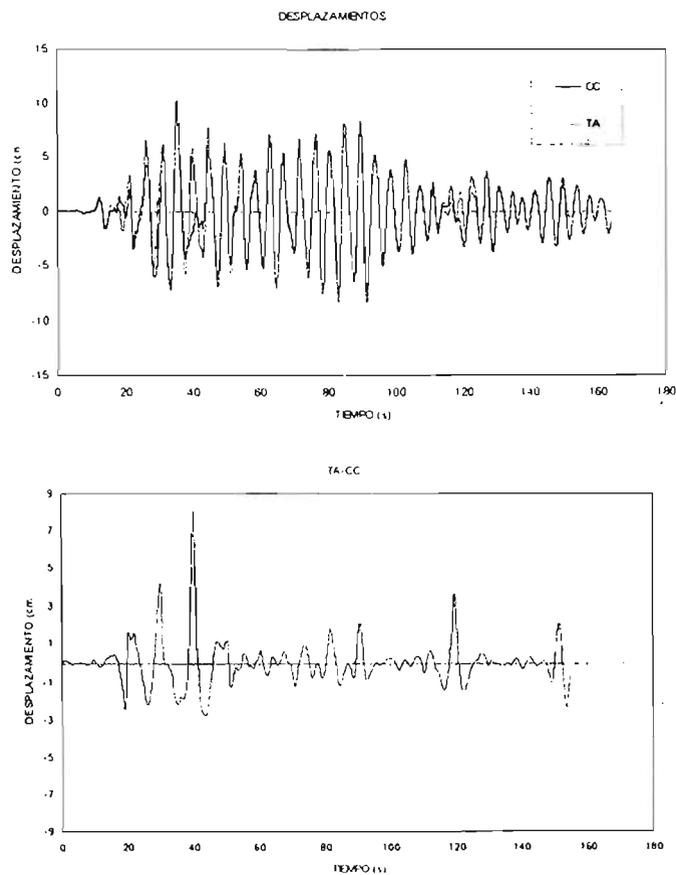


Figura 3.15 Historia de desplazamiento relativos, TA-CC, dirección I, sismo 15-junio-99

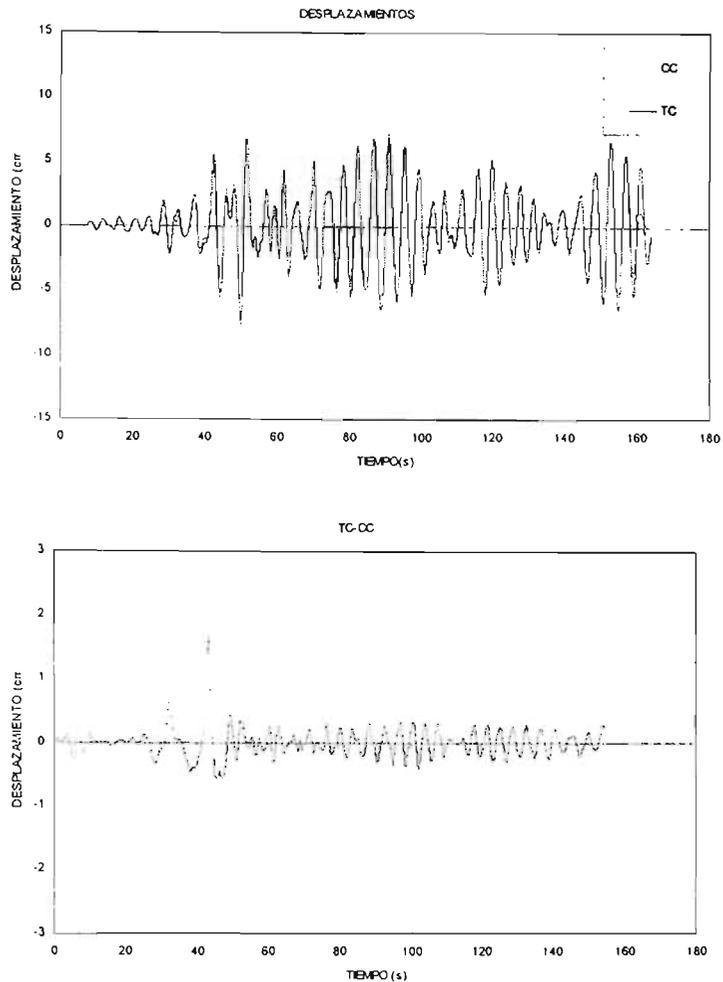


Figura 3.16 Historia de desplazamiento relativos, TC-CC, dirección L, sismo 30-septiembre-99

Por lo anterior, los resultados reportados en la tabla 3.4 no son del todo confiables. Sin embargo, estos valores muestran que ante los sismos registrados, la cubierta del puente experimentó desplazamientos relativos con respecto a la cimentación, no superiores a los 2 cm.

Los desplazamientos relativos máximos entre el movimiento de la trabe central y el de la trabe de apoyo (tabla 3.5), revelan que la trabe central se mueve más que la trabe de apoyo sobre las direcciones transversal y vertical, mientras que en la dirección longitudinal tienden a moverse de manera uniforme.

Lo resultados anteriores permiten inferir de manera preliminar que la superestructura del puente se mueve casi como cuerpo rígido, aunque en las direcciones transversal y vertical la trabe central tiende a moverse más que la trabe de apoyo. Tampoco pueden descartarse posibles efectos de cabeceo en la cimentación en la dirección transversal, ya que en el cociente, TA/CC, dirección V, se observa una amplificación importante que se puede atribuir al fenómeno anterior. Para validar lo anterior es necesario realizar un estudio más detallado como se describe a continuación.

Dirección Vertical

Con objeto de comparar el movimiento que experimentan las traves de apoyo (TA) y central (TC) en la dirección V, se evaluaron espectros de respuesta de las estaciones TC y TA para diferentes eventos

sismicos; en la figura 3.17 se muestra dichos espectros para el sismo del 30-septiembre-1999. Se aprecia claramente que la parte central del puente, trabe central, tiene mayor respuesta que la trabe de apoyo.

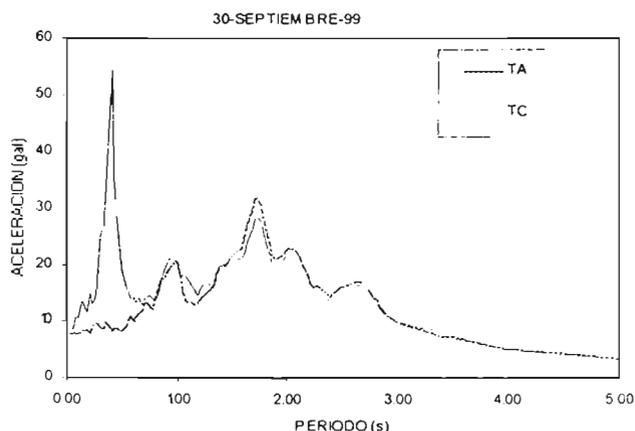


Figura 3.17 Espectros de respuesta de dos puntos de la cubierta del puente, dirección V

Estos movimientos también se compararon mediante los espectros de amplitudes de Fourier, como se puede ver en la figura 3.18. En esta figura se aprecia nuevamente que la parte central del puente amplifica en gran medida su movimiento respecto al de la trabe de apoyo. Lo cual pone en evidencia que la cubierta central ofrece cierta flexibilidad. Este hecho también se observa en las funciones de transferencia de TC/TA y TC/CC, como se muestra en las Figs. 3.19 y 3.20, respectivamente, en las cuales se observa que la mayor amplificación se da para una frecuencia de 2.5 Hz (0.4 s).

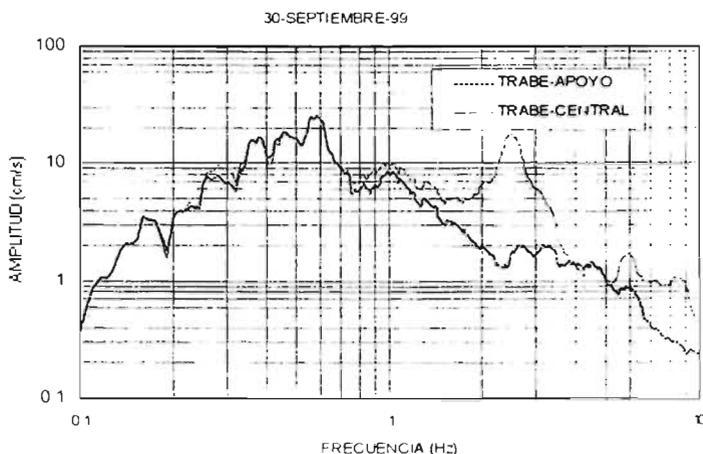


Figura 3.18 Espectros de amplitudes de Fourier de dos puntos de la cubierta del puente, dirección V

Por otra parte, durante el sismo de Colima se observa que algunos posibles modos de vibración de la cubierta, experimentaron una mayor amplificación con respecto a sismos anteriores para frecuencias de 5.5 Hz y 7.5 Hz (figura 3.19).

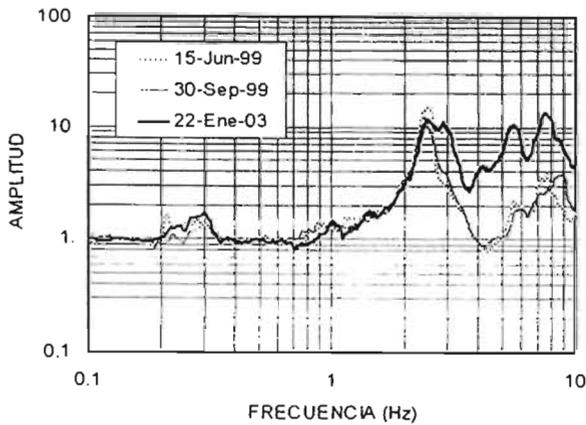


Figura 3.19 Función de transferencia, TC/TA, dirección V

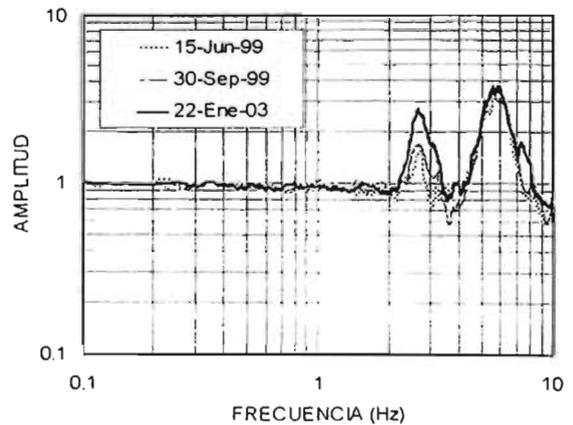


Figura 3.20 Función de transferencia, TC/TA, dirección V

Dirección Transversal

En la figura 3.21 se comparan los espectros de respuesta de las estaciones TA y TC para la dirección transversal (para algunos sismos). En dicha figura se aprecian pequeñas diferencias entre el movimiento de la cubierta central y la parte de la cubierta que está unida a las columnas. También se evaluaron espectros de amplitudes de Fourier de estas dos estaciones para la dirección transversal (figura 3.22). En tales espectros se puede notar claramente que, para frecuencias superiores a 2 Hz, el movimiento de ambas cubiertas no es uniforme.

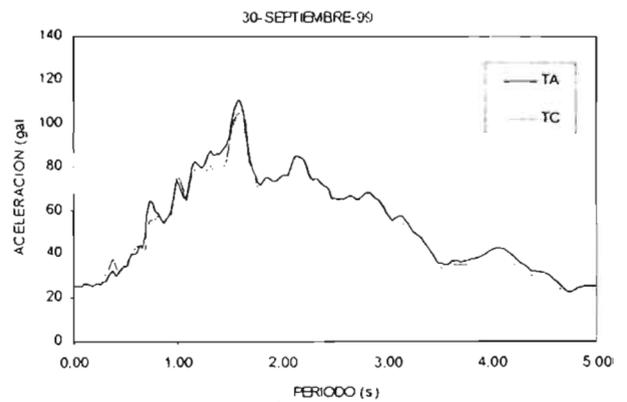
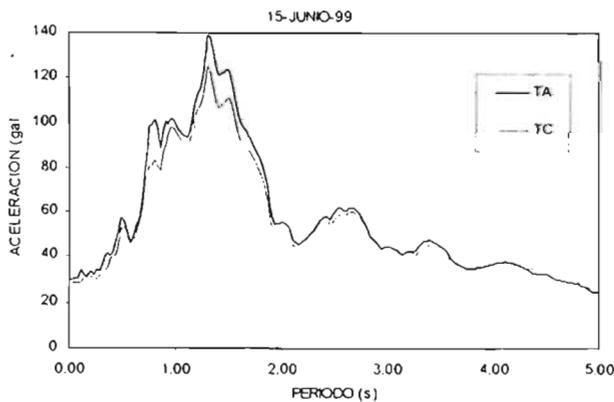


Figura 3.21 Espectros de respuesta de las estaciones TA y TC, dirección T

Para aclarar lo anterior se evaluaron funciones de transferencia de TC/TA, para la dirección transversal, tal como se presenta en la figura 3.23. En esta figura resulta claro que la cubierta central no se mueve solidariamente con la trabe de apoyo, de tal manera que se observan dos picos, uno alrededor de 2.7 Hz y el otro en 6 Hz. Esto obedece a que dichas cubiertas están divididas por el sistema Gerber que presenta el puente.

Con el propósito de evaluar el nivel de amplificación en la superestructura respecto a la excitación en la base, se obtuvieron funciones de transferencia de TA/CC y TC/CC, tal como se muestra en la figura 3.24. En esta figura se aprecia que para una frecuencia del orden de 2.3 Hz, tanto TA como TC se mueven solidariamente, ya que su movimiento respecto a la base es del mismo orden para ambas estaciones; también resulta evidente que, para frecuencias superiores a ésta, ambas cubiertas se mueven de manera diferente y la cubierta central experimenta mayor excitación respecto a la cubierta que está apoyada sobre

las columnas, para una frecuencia del orden de 5.7 Hz. Lo anterior es congruente con lo observado en la función de transferencia de TC/TA, y con los espectros de amplitudes de Fourier.

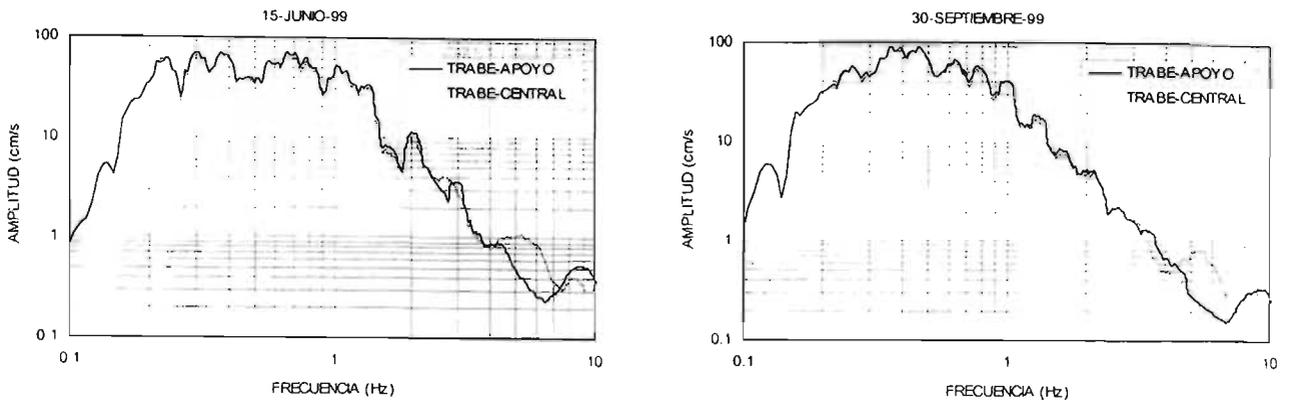


Figura 3.22 Espectros de amplitudes de Fourier de las estaciones TA y TC, dirección T

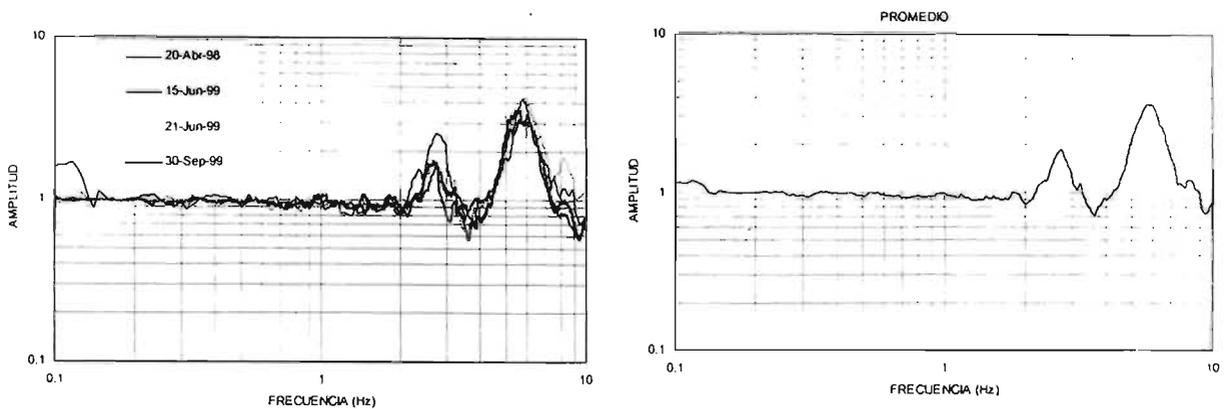


Figura 3.23 Función de transferencia, TC/TA, dirección T

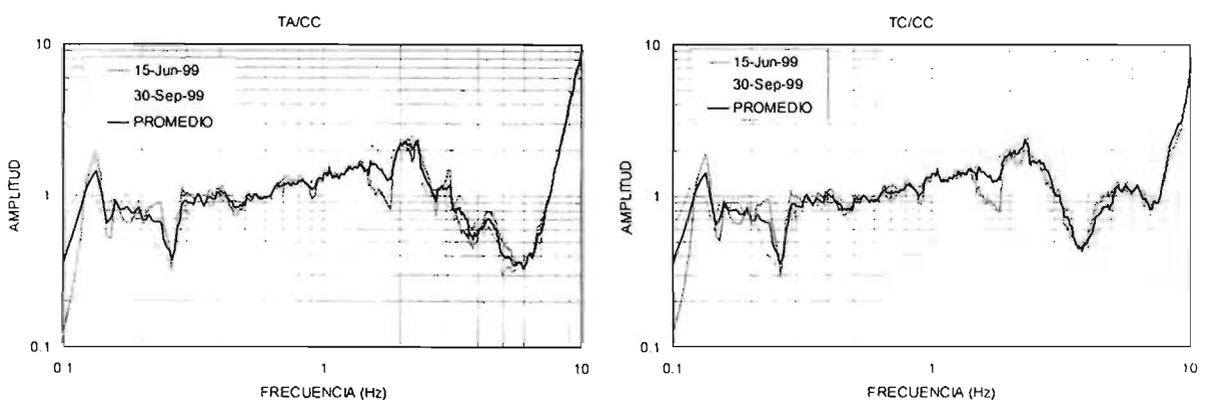


Figura 3.24 Funciones de transferencia, TA/CC y TC/CC, dirección T

Dirección longitudinal

En la figura 3.25 se comparan los espectros de respuesta de las estaciones TA y TC en la dirección longitudinal. Se puede notar que ambas cubiertas se mueven de manera uniforme. De igual manera se

observa en los espectros de amplitudes de Fourier de la figura 3.26 que la amplitud del contenido de frecuencias de ambas cubiertas tiende a ser similar.

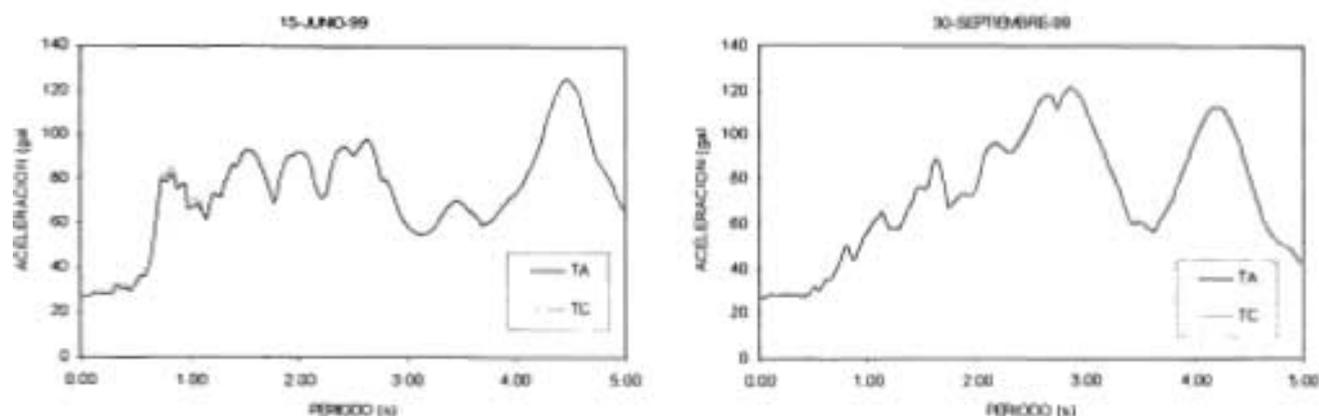


Figura 3.25 Espectros de respuesta de las estaciones TA y TC, dirección I.

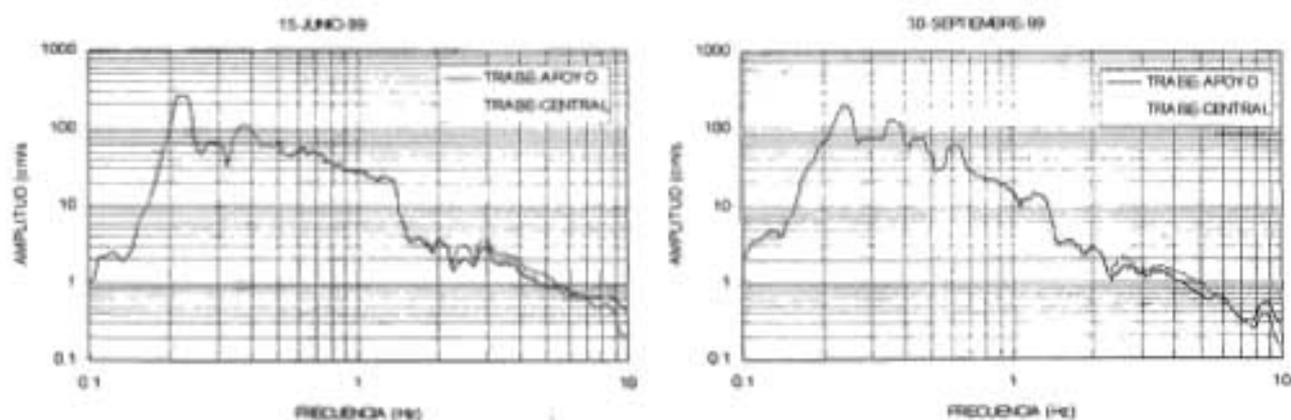


Figura 3.26 Espectros de amplitudes de Fourier de las estaciones TA y TC, dirección I.

Al evaluar la función de transferencia de TC/TA (figura 3.27) se identifican algunos picos con una amplitud limitada: en todos los sismos se aprecia un pico asociado a una frecuencia de vibración de 2.5 Hz, que concuerda con la frecuencia de vibración identificada en el tramo central del puente (TC) en la dirección V. Lo anterior permite establecer que al mismo tiempo que la trabe central vibra en la dirección vertical, también experimenta un leve deslizamiento sobre la trabe de apoyo en la dirección longitudinal, a consecuencia del trabajo del apoyo móvil que conecta a dichas traves. También se observa un segundo pico, alrededor de 5 Hz, principalmente en los sismos de mayor magnitud (15-junio-99 y 30-sep-99), como se muestra claramente en la figura 3.27: dicha frecuencia de vibración se relaciona con un movimiento de traslación de la trabe central, debido nuevamente al trabajo del apoyo móvil que permite el desplazamiento relativo de las traves sobre esta dirección.

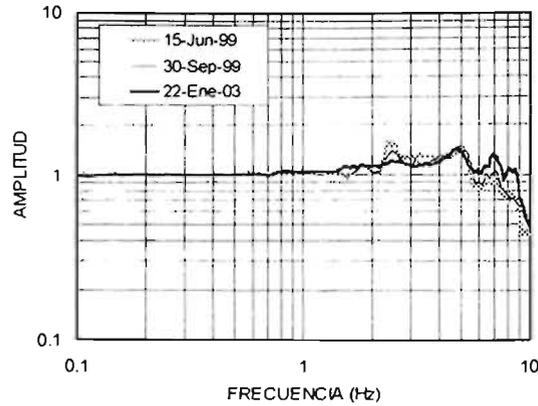


Figura 3.27 Función de transferencia, TC/TA, dirección I.

En la figura 3.28 se compara el movimiento de la superestructura respecto al de la base, mediante el cálculo de las funciones de transferencia, TA/CC y TC/CC, para dos eventos sísmicos: en esa misma figura se muestran las funciones de transferencia promedio. En dicha figura se puede ver que el cociente tiende a uno, a excepción de frecuencias superiores a 7 Hz; esto permite establecer que la subestructura es muy rígida sobre esta dirección, y por consiguiente, da lugar a que tienda a moverse lo mismo que la base, por lo que la frecuencia fundamental de vibrar de la estructura en la dirección longitudinal se da en una alta frecuencia.

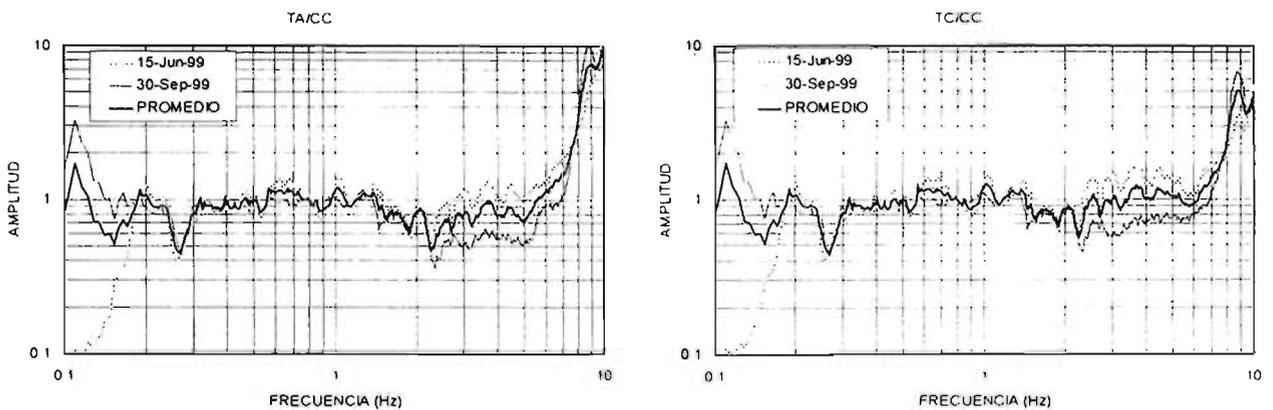


Figura 3.28 Función de transferencia, TA/CC y TC/CC, dirección I.

3. 5. 5 Identificación de propiedades dinámicas del puente

Los análisis anteriores permiten establecer, en términos generales, que se trata de una estructura rígida que sólo presenta cierta flexibilidad en las direcciones transversal y vertical. Las frecuencias de vibración identificadas se muestran en la Tabla 3.6.

Así, la primera forma modal que se identifica se asocia a un movimiento de traslación del conjunto de la estructura en la dirección transversal, con una frecuencia de excitación de 2.3 Hz (0.43 s). De acuerdo con lo observado en las funciones de transferencia, TA/CC y TC/CC (figura 3.24), tanto la cubierta conectada a las columnas como el tramo central del puente, se mueven de manera solidaria. Este hecho también se puede verificar en la función de coherencia (figura 3.29), en la cual se comparan los registros de TA y TC en esta dirección, y se puede ver que hasta frecuencias de 2.5 Hz se tiene buena coherencia entre estos dos registros, superior al 70 por ciento.

Tabla 3.6 Frecuencias y periodos de los modos de vibración identificados

Modo	Movimiento	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
1	Dirección transversal (global)	2.3	0.43
2	Dirección vertical, TC	2.5	0.40
3	Dirección longitudinal, TC (local)	5.0	0.20
4	Dirección longitudinal, (global)	8.8	0.11

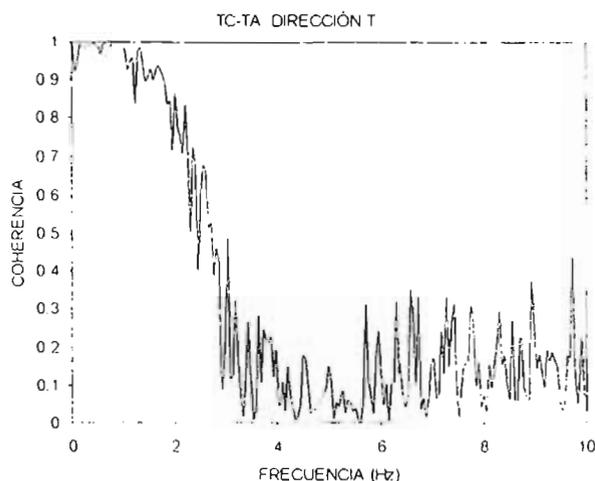


Figura 3.29 Función de coherencia de las estaciones TA y TC

Cabe comentar, que a diferencia del análisis de señales en edificios, para las cuales se definen de manera clara los máximos de los cocientes espectrales, en este tipo de puentes se observan máximos con poca amplitud. Esta situación es atribuible a la elevada rigidez de las columnas de apoyo.

La segunda forma modal se relaciona con el movimiento de la cubierta central del puente en la dirección vertical, acoplado a un pequeño movimiento en la dirección longitudinal de dicha cubierta, con una frecuencia de vibración de 2.5 Hz (0.4 s). Esta frecuencia de vibración se detectó en las funciones de transferencia de TC/CC, dirección V (figura 3.20), y TC/TA, dirección L (figura 3.27).

Pese a que la excitación del terreno es pequeña en el componente vertical en comparación con las direcciones horizontales, ésta es suficiente para que el claro central del puente amplifique su movimiento de manera importante, debido posiblemente al gran claro que tiene, dando lugar a una configuración deformada por flexión. Además, la pequeña amplificación de movimiento que se presenta en la dirección longitudinal se atribuye al comportamiento del apoyo móvil que propicia un pequeño deslizamiento relativo entre las traveses TC y TA.

En la cubierta central se aprecia otra forma modal, la cual parece ser un movimiento local, pero ahora en la dirección L; el movimiento es de traslación con una frecuencia de vibración de 5 Hz (0.2 s). Esta forma de vibrar se atribuye al trabajo del apoyo móvil que permite cierto deslizamiento relativo entre las traveses que conecta. Como se recordará, esta frecuencia se aprecia en el cociente espectral TC/TA (figura 3.27) para los sismos de mayor magnitud, 15-junio-99 y 30-septiembre-99. Dichos eventos indujeron la excitación necesaria para que TC se moviera ligeramente más que TA.

La última forma modal que se detecta se asocia a un movimiento de traslación del conjunto de la estructura en la dirección longitudinal, con una frecuencia de vibración de 8.8 Hz (0.11 s). Esta frecuencia de vibración se observa en los cocientes espectrales de TA/CC y TC/CC, dirección longitudinal (figura 3.28), aunque no es del todo clara. Para asegurarse de la existencia de dicha frecuencia, se revisaron algunos registros de vibración ambiental, que suelen ser útiles para identificar posibles modos de vibración de los puentes, tal como se ha manejado en los trabajos de Gómez *et al.* (2001) y Trifunac (1972). De los registros de vibración ambiental se evaluaron los espectros de amplitudes de Fourier registrados en las estaciones TA y TC, dirección longitudinal, tal como se muestra en la figura 3.30. Como se podrá ver, se detectan picos en la frecuencia de 8.8 Hz, lo cual confirma que dicha frecuencia se asocia al movimiento de la estructura en la dirección longitudinal.

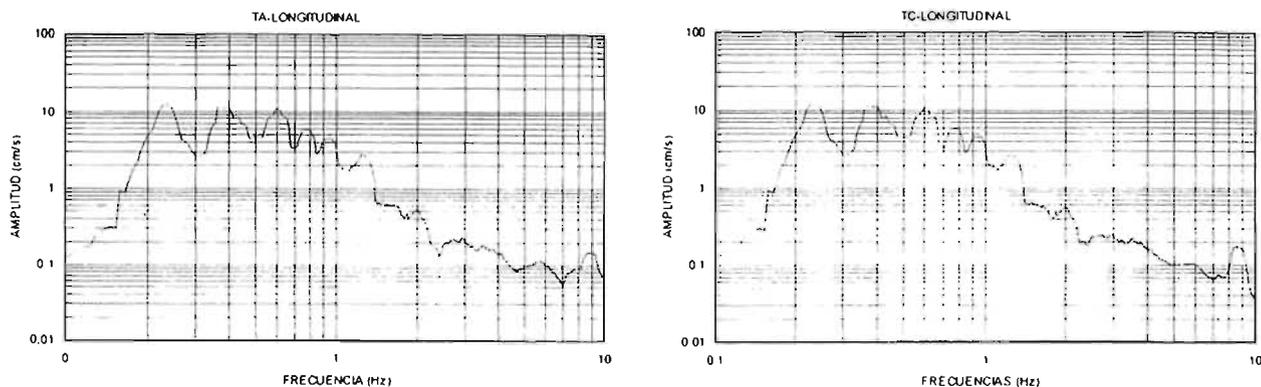


Figura 3.30 Espectros de amplitudes de Fourier de las estaciones TA y TC, dirección L, registros de vibración ambiental

3.5.6 Comportamiento de apoyos, fijo y móvil

Para evaluar el comportamiento de los apoyos, fijo y móvil, se analizaron los registros de los transductores de desplazamiento correspondientes al sismo del 22-enero-03, por considerar que este registro es el de mejor calidad en relación a los registrados durante sismos anteriores (figura 3.11), además de ser el de mayor intensidad. Este sismo no demandó desplazamientos importantes al apoyo móvil: el desplazamiento relativo máximo que se registró entre las traveses de apoyo y central fue de 0.10 cm, mientras que en el apoyo fijo (DLW) se registró un desplazamiento relativo máximo de 0.06 cm. Este hecho muestra que, aunque menor que en el móvil, hay cierto movimiento también en el apoyo que supuestamente debería estar fijo.

3.6 MODELO Y ANÁLISIS DEL PUENTE

3.6.1 Generalidades

Se estudiaron modelos matemáticos de la estructura del puente, a fin de reproducir la respuesta medida: se inició con un modelo simplificado de un grado de libertad, con el objeto de reproducir el modo fundamental del puente. Después, se elaboró y analizó un modelo tridimensional, considerando la discontinuidad de la cubierta, debida a la incrustación de los apoyos móvil y fijo: dicho modelo se construyó con elementos barra y placa, utilizando el programa SAP2000. En ninguno de los modelos anteriores se consideraron los efectos de interacción suelo-estructura. El estudio de este efecto se analizó en el trabajo de Castellanos (2004).

Con base en la información disponible en planos estructurales, así como en informes técnicos como el de Aguilar y Alcocer (1997), se obtuvieron las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales del puente (trabes y columnas), así como la resistencia nominal a compresión del concreto empleado en los diferentes elementos estructurales, para evaluar las propiedades geométricas y mecánicas necesarias para la elaboración de un modelo simplificado, de un grado de libertad, y un modelo tridimensional.

Para efectos de evaluar las propiedades dinámicas del puente, se calculó la masa que obra sobre la estructura; para ello se realizó un análisis de cargas verticales. Tomando en consideración que el programa SAP2000 pide este dato como, masa por unidad de longitud, se procedió a evaluar dicho parámetro para cada elemento estructural. En el caso de las trabes longitudinales se consideró la carga debida al peso propio, firme de concreto, carpeta asfáltica, banquetas y, adicionalmente, se consideró una carga carril, HS20, de acuerdo con el reglamento del AASHTO (1996), pese a que este reglamento estipula que para el análisis sísmico no se debe considerar esta carga, sin embargo para el caso de la zona metropolitana de la ciudad de México dicha carga puede influir en la respuesta sísmica debido al intenso tráfico que suele presentarse; aunque probablemente se debería considerar un porcentaje de la carga carril, la cual no ha sido estudiada ampliamente para los puentes urbanos de la ciudad de México. Para las columnas y trabes transversales se consideró solamente el peso propio.

3.6.2 Modelo simplificado

De acuerdo con Priestley *et al.* (1996), es posible evaluar de manera simplificada el periodo de vibración de un puente de este tipo, considerándolo como un oscilador de un grado de libertad. Con esta consideración se evaluó el periodo de vibración del apoyo instrumentado del puente, como una estructura independiente, debido a la discontinuidad de la superestructura por la incrustación de los apoyos fijo y móvil.

Los periodos de vibración obtenidos mediante este modelo, fueron 0.19 s y 0.34 s en las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente. Mientras que los periodos medidos fueron de 0.11 s y 0.43 s en las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente. Se puede ver que hay diferencias importantes entre los periodos medidos y los calculados, lo que indica que para el caso del movimiento en la dirección transversal se requiere considerar los efectos de interacción suelo-estructura, ya que los periodos obtenidos mediante los registros llevan implícitos estos efectos. Mientras que para el movimiento en la dirección longitudinal, las columnas del puente tienen cierta restricción por el esquema estructural del mismo, lo que hace que el periodo de vibración medido esté muy por debajo del calculado con el modelo, en el cual se considera que la estructura se puede mover totalmente sobre dicha dirección.

En un trabajo paralelo a este (Castellanos, 2004) se pudo corroborar la importancia de considerar los efectos de interacción suelo-estructura. En dicho trabajo se calculó el periodo efectivo del sistema de un grado de libertad interactuado con el suelo de acuerdo a las disposiciones del apéndice A de las NTC-Sismo (2004), con las cuales se puede calcular de manera más explícita la rigidez dinámica de cimentaciones mixtas de cajón y pilotes, como es el caso de la cimentación de este puente. El periodo efectivo obtenido de esta manera en la dirección transversal fue de 0.42 s, el cual es similar al medido.

3.6.3 Modelo tridimensional del puente

Modelo de la subestructura y superestructura

Las columnas del puente se discretizaron mediante elementos barra. La superestructura se modeló con elementos barra interactuando con elementos placa. Los elementos barra representan las vigas que conforman el sistema de cubierta del puente, para las cuales se consideraron secciones compuestas, al tomar en cuenta el trabajo conjunto de éstas con el firme de compresión. Los elementos placa se tuvieron

que adicionar para tomar en cuenta el trabajo de diafragma de la cubierta. En la figura 3.31 se muestra el modelo analítico del puente de la zona instrumentada y que se consideró aceptable para reproducir los resultados medidos.

En el proceso de calibración del modelo se vio conveniente considerar la sección transformada de las columnas, debido a que estas presentan una cuantía de acero longitudinal de 3.5 por ciento lo que repercute en un incremento de rigidez axial y lateral. De acuerdo con Nilson y Winter (1997), el área de la sección transformada se obtiene al transformar el acero a un área equivalente de concreto para posteriormente analizar la sección, toda de concreto, mediante la teoría elástica convencional. El área de la sección transformada representa un incremento de 50 por ciento con respecto a la calculada como sección simple (sin acero). En tanto los momentos de inercia alrededor del eje de mayor y menor momento representan un incremento del 60 por ciento con respecto a los calculados como sección simple.

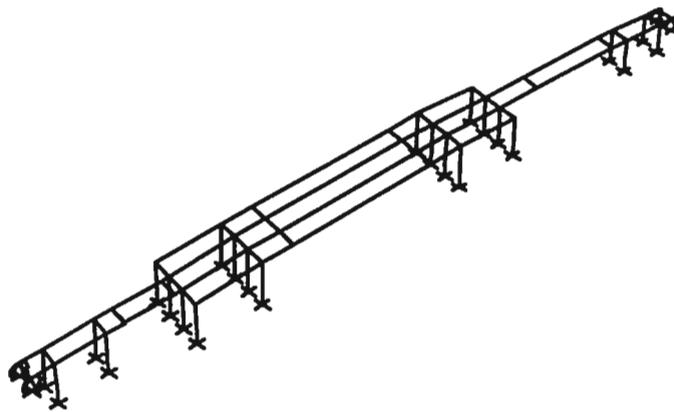


Figura 3.31 Modelo analítico del puente en la zona instrumentada

Modelación de los apoyos fijo y móvil

Uno de los aspectos interesantes a estudiar en la modelación de este tipo de puentes, es la modelación de los apoyos fijo y móvil. Este tipo de apoyos básicamente están constituidos de una placa de neopreno, que tiene un perno que conecta a ambas travesaños y que a su vez permite que el apoyo trabaje como fijo o móvil (figura 3.32); es decir, si el perno no tiene holgura para deslizarse en la dirección longitudinal su trabajo es como fijo, en caso contrario su trabajo es como móvil.

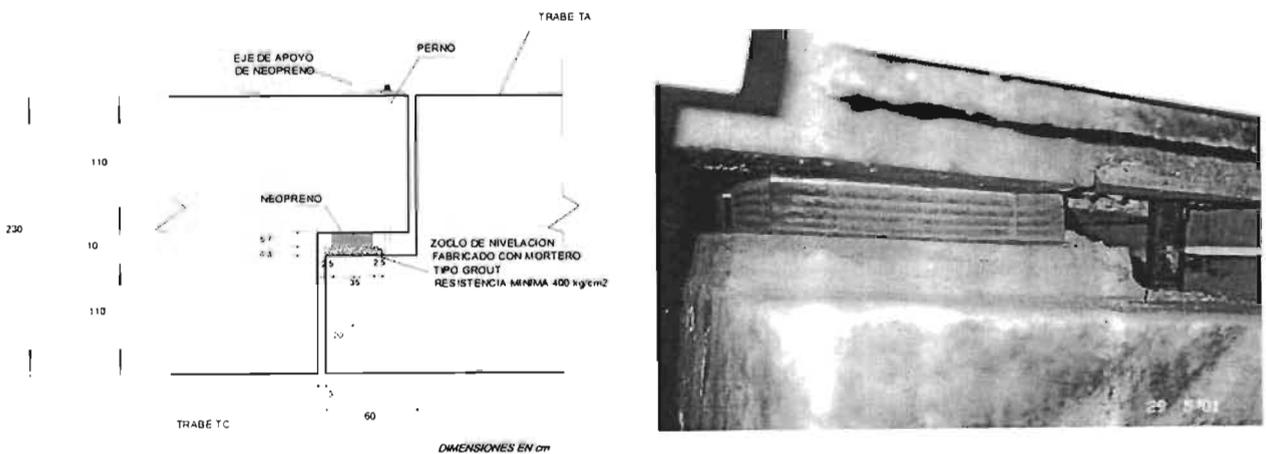


Figura 3.32 Características de los apoyos fijo y móvil

Estos apoyos se modelaron con elementos barra que conectan a las traveses como se muestra en la figura 3.33. Las propiedades geométricas y mecánicas de dicha barra se evaluaron en función de la rigidez axial y lateral que proporcionan el neopreno y el perno. Las propiedades mecánicas del neopreno se evaluaron con base en las disposiciones del reglamento AASHTO (1994); así el módulo de rigidez al cortante que se tomó fue de 116.16 t/m², y el módulo de elasticidad correspondiente al neopreno que conforma al apoyo fijo y móvil, fue de 1868 t/m² y 1673 t/m², respectivamente.

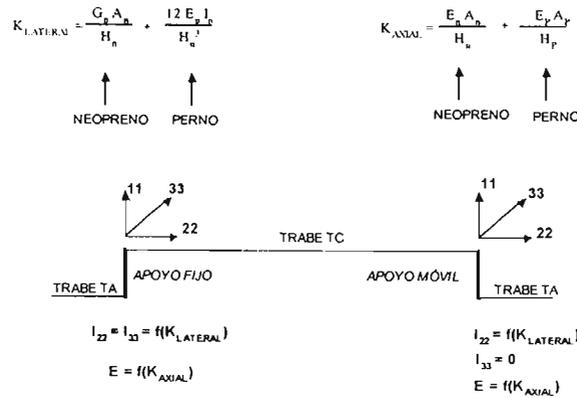


Figura 3.33 Modelo de apoyos fijo y móvil

La rigidez lateral que proporciona el neopreno (K_n) está dada por (Wai-Fah Chen y Lian Duan, 2000):

$$K_n = \frac{G_n A_n}{H_n} \quad (3.8)$$

donde, G_n es el módulo de rigidez al cortante, A_n es el área de la sección transversal del neopreno y H_n es la altura del neopreno.

Para evaluar la rigidez lateral del perno (K_p), se consideró que ésta se desarrolla en los 10 cm de altura que hay de holgura entre la trabe de apoyo y trabe central (figura 3.32), y tomando en cuenta que en los extremos de dicho perno están restringidos para movimientos laterales (apoyo fijo), se estableció que la deformada que se presenta en dicho perno es por flexión y en consecuencia su rigidez esta dada por la siguiente expresión.

$$K_p = \frac{12 E_p I_p}{H_p^3} \quad (3.9)$$

donde, E_p es el módulo de elasticidad del acero, I_p es el momento de inercia de la sección del perno y H_p es la altura del perno (10 cm).

Así, la rigidez lateral (K_L) que proporcionan tanto el neopreno como el perno está dada por la suma de sus respectivas rigideces.

$$K_L = \frac{G_n A_n}{H_n} + \frac{12 E_p I_p}{H_p^3} \quad (3.10)$$

Durante el proceso de calibración del modelo se observó que si sólo se consideraba la rigidez axial del neopreno en las barras que discretizaban los apoyos, éstas experimentaban deformaciones axiales importantes cuando las barras se alargaban, lo cual estaba fuera de la realidad; lo anterior dio lugar a reconsiderar la evaluación de dicha rigidez, por lo que se contempló la rigidez axial del perno por las consideraciones que se exponen a continuación.

La rigidez axial (K_{na}) que proporciona el neopreno está dada por:

$$K_{na} = \frac{E_n \cdot A_n}{H_n} \tag{3.11}$$

donde, E_n es el módulo de elasticidad del neopreno.

La rigidez axial del perno (K_{pa}) se calculó con base en la restricción que ofrece la placa y la tuerca colocadas en el extremo del perno, como se aprecia en la figura 3.32, ante eventuales movimientos verticales de las trabes TC y TA que tiendan a alargar el perno. Así, se consideró que la longitud del perno que está expuesta a un posible alargamiento, es la distancia que hay de la parte superior de la trabe central, donde están la placa y la tuerca que fija dicho perno, hasta la base del zoclo de nivelación (figura 3.32), que da una longitud de 120 cm. Por consiguiente la expresión para evaluar dicha rigidez está dada por:

$$K_{pa} = \frac{E_p \cdot A_p}{H_{pt}} \tag{3.12}$$

donde, A_p es el área de la sección del perno y H_{pt} es la altura o longitud del perno que está expuesta a un alargamiento (120 cm).

Por consiguiente la rigidez axial (K_A) considerada en los elementos barra está dada por:

$$K_A = \frac{E_n \cdot A_n}{H_n} + \frac{E_p \cdot A_p}{H_{pt}} \tag{3.13}$$

En la Tabla 3.7 se presentan los valores de las propiedades geométricas y mecánicas para modelar los apoyos fijo y móvil mediante elementos barra. El módulo de elasticidad y los momentos de inercia de las barras son representativos de la rigidez axial y rigidez lateral, respectivamente, evaluados a partir de las ecuaciones 3.10 y 3.13.

Tabla 3.7 Propiedades geométricas y mecánicas para modelar los apoyos fijo y móvil mediante elementos barra

Apoyo	A (m ²)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	E (t/m ²)
Fijo	0.14	9.3 X 10 ⁻⁵	9.3 X 10 ⁻⁵	23000
Móvil	0.15	0	9.3 X 10 ⁻⁵	23000

3.6.4 Comparación de respuesta, analítica y experimental

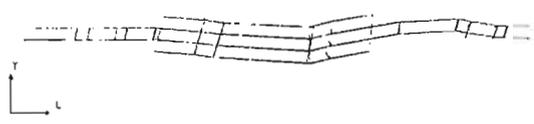
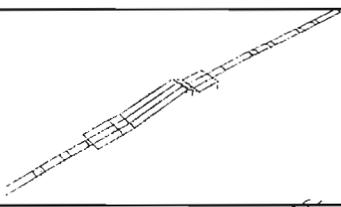
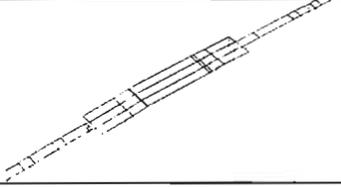
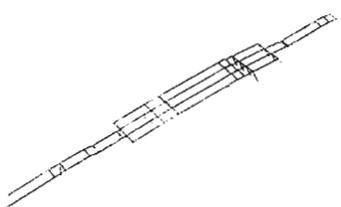
Bajo las consideraciones de modelación comentadas anteriormente, se realizó un análisis dinámico lineal del puente en estudio, obteniendo las formas modales y sus respectivos periodos de vibración.

También se evaluó la respuesta analítica en el dominio del tiempo, sometiendo a la estructura a una excitación en su base. Se emplearon los registros medidos en la cimentación, estación CC, durante el sismo del 30-septiembre-99. Para este análisis se empleó el método de los vectores de Ritz, ya que de acuerdo a Wilson *et al.* (1982), este método permite minimizar el error en el análisis de la superposición modal, en comparación con el de los eigenvalores. Los resultados obtenidos sirvieron para calibrar el modelo como más adelante se comenta.

Periodos de vibración

En la tabla 3.8 se comparan los periodos de vibración, medido y calculado; se observa que los tres primeros modos tienen pequeñas diferencias que se pueden considerar aceptables; sin embargo, en el último modo la diferencia es mayor. Estas pequeñas y grandes diferencias se pueden atribuir a dos aspectos dentro de la modelación. La primera se relaciona con la necesidad de considerar en el modelo matemático la interacción del suelo con la estructura que lleva a alargar el periodo de vibración del puente; éste es el caso de la primera forma modal, que de acuerdo al trabajo de Castellanos (2004), al tomar en cuenta los efectos de interacción en el modelo tridimensional del SAP2000 obtuvo un periodo de vibración de 0.47 s. La segunda se asocia con una reconsideración sobre la modelación de los apoyos móviles, ya que probablemente, en la realidad, éstos no tienen libertad de deslizamiento total en la dirección longitudinal, lo que conlleva a una reducción en el periodo de vibración de los modos que actúan en esta dirección, como es el caso de los últimos dos modos.

Tabla 3.8 Comparación de periodos de vibración, calculado contra medido

Modo de vibración	Dirección	Medido T (s)	Calculado T (s)
	Transversal	0.43	0.40
	Vertical	0.40	0.43
	Longitudinal (Movimiento relativo de las torres TA y TC)	0.20	0.23
	Longitudinal	0.11	0.18

Respuesta en el dominio del tiempo

En la figura 3.34 se comparan algunas historias de aceleraciones medidas y calculadas, correspondientes a los sismos del 15-junio-99 y 30-septiembre-99. En tanto, en las figuras 3.35 se comparan las historias de desplazamientos.

En la figura 3.34 se observa que en algunos instantes de tiempo, la aceleración calculada es superior a la aceleración medida. Además, en los primeros 50 s de la respuesta calculada se presenta un contenido de frecuencias mayor al medido, lo cual muestra una vez más que los periodos de vibración calculados para algunas formas modales no concuerdan con los observados, tal como se vio en tabla 3.8.

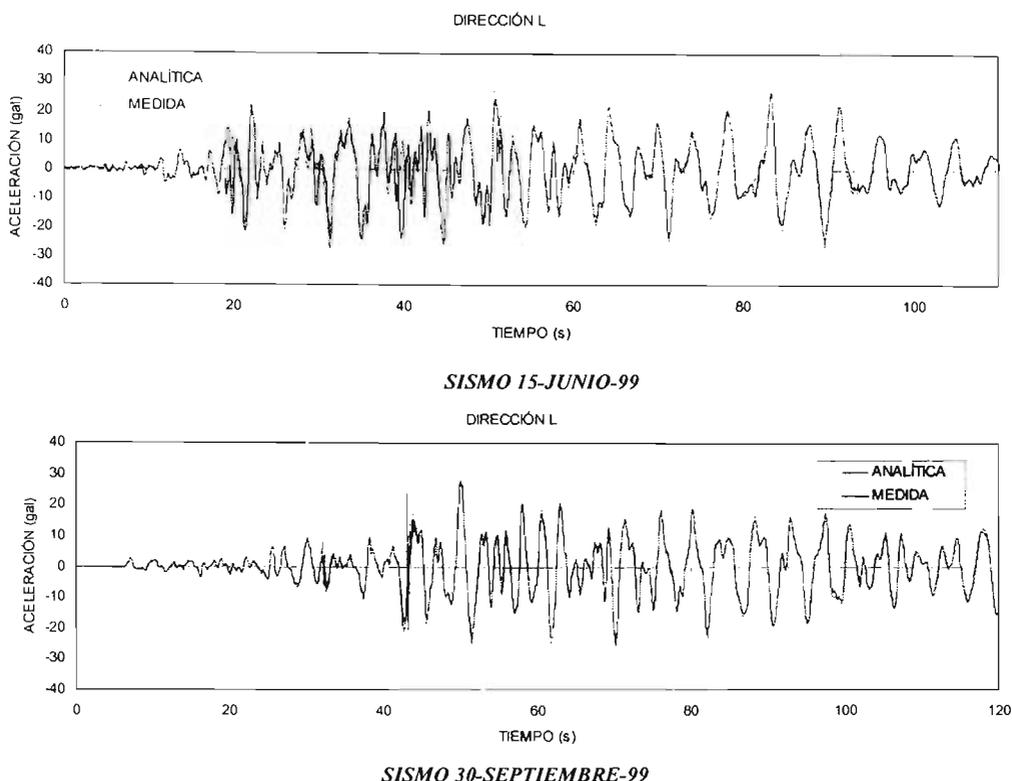
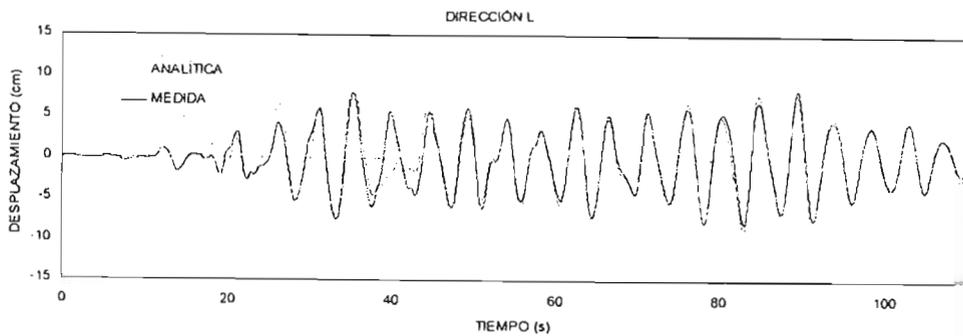
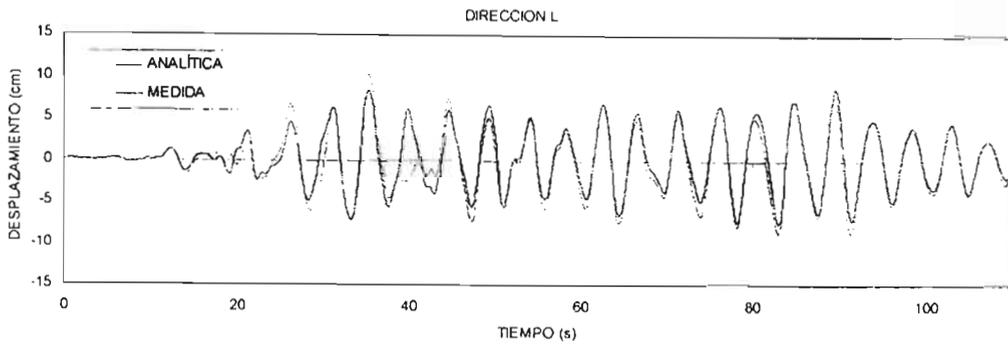


Figura 3.34 Comparación de respuestas (aceleraciones) en el dominio del tiempo, analítica contra medida, estación TA

Al comparar las historias de desplazamientos totales, analíticos y medidos (figura 3.35), se observa una buena correlación. Sin embargo, esta situación es un poco engañosa, ya que la mayor parte del desplazamiento es el propio desplazamiento del terreno que es el mismo en el modelo y en el registro medido. Cuando se comparan las respuestas analítica y medida en función de los desplazamientos relativos, figura 3.36, se observan diferencias importantes pero no en los máximos. Esto se atribuye a que se están comparando las restas de cantidades que son muy similares, por lo que cualquier pequeño error instrumental se magnifica. Las diferencias pueden deberse en parte a que en los diferentes tipos de aparatos, colocados en los dos puntos, se dificulta la sincronización de los registros. Por otra parte, estas diferencias son atribuibles a que los apoyos de las traveses no tienen la total libertad de movimiento que se supone en el modelo. Lo anterior indica que los parámetros que permiten hacer una adecuada evaluación de la bondad del modelo son, los periodos de vibración, historia de aceleraciones e historia de desplazamientos relativos.

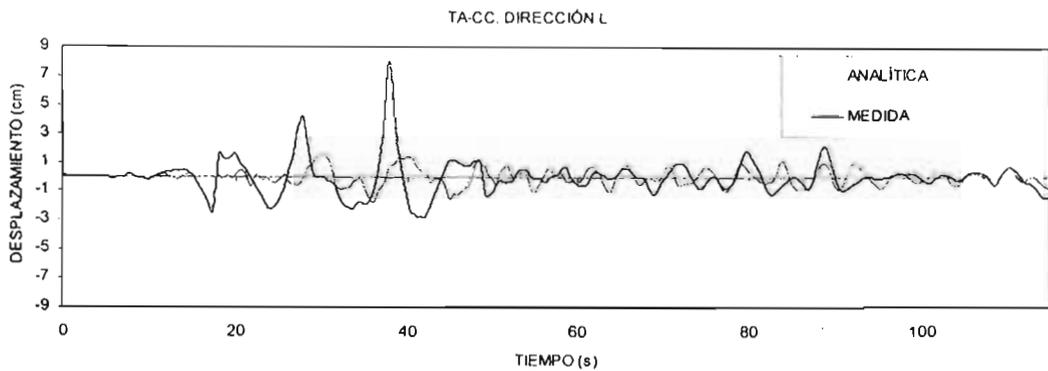


SISMO 15-JUNIO-99

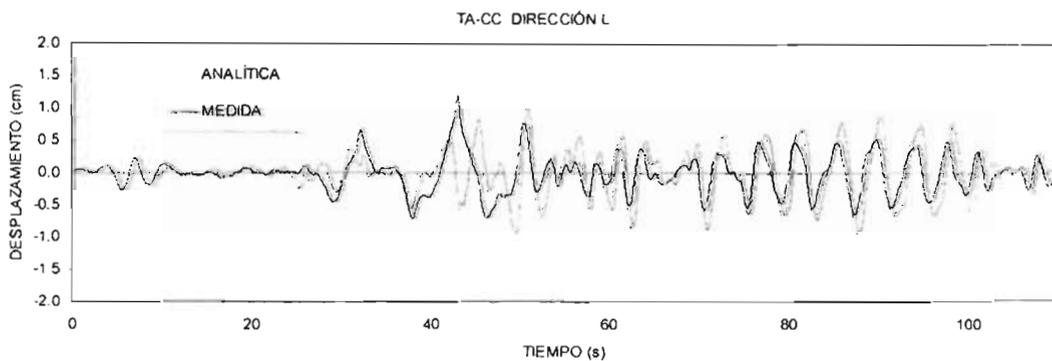


SISMO 30-SEPTIEMBRE-99

Figura 3.35 Comparación de respuesta (desplazamiento) en el dominio del tiempo, analítica contra medida, estación TA



SISMO 15-JUNIO-99



SISMO 30-SEPTIEMBRE-99

Figura 3.36 Comparación de desplazamientos relativos, analítica contra medida

3.7 IMPLICACIONES EN EL DISEÑO Y ANÁLISIS SÍSMICO DE COLUMNAS DE PUENTES URBANOS

Los resultados obtenidos de la interpretación de los registros sísmicos de este puente permitieron rescatar algunas implicaciones en el diseño y análisis sísmico de columnas de puentes urbanos, tal como se comentan a continuación.

3.7.1 Diseño

Ante los sismos de moderada intensidad que se registraron en el puente "Impulsora", se observó que éste respondió casi como cuerpo rígido. Esta situación obedece esencialmente a que, por su estructuración, el puente tiene un periodo fundamental de vibración (0.43 s), muy por debajo del periodo fundamental del suelo donde se apoya (4.3 s), e incluso de la segunda forma modal de vibración del terreno (2.6 s). Una situación similar se puede dar en puentes de este tipo que se han construido en sitios de la zona de lago de la ciudad, los que debido a lo robusto de sus columnas o marcos de apoyo y a la relativamente baja altura de los mismos, tienen periodos fundamentales de vibración inferiores a 1 s, mientras que el periodo fundamental de los estratos de suelo subyacentes es generalmente superior a 2 s. Por la situación anterior, estas estructuras se encuentran en condiciones de peligro sísmico relativamente bajo, por lo que tienden a ser sobre diseñadas por este concepto, y puede esperarse que las columnas de apoyo no sean sometidas a demandas importantes de comportamiento inelástico, aun para los sismos más intensos que se puedan presentar.

Para cuantificar, aunque de manera aproximada, la situación anterior, se calculó la respuesta sísmica del puente ante un sismo intenso, con el fin de revisar si las columnas del puente estudiado pueden llegar a fluir con dicho sismo. Debido a que para la ciudad de México no se dispone de un espectro de diseño para puentes, se calculó el espectro de respuesta para el sismo más intenso, para ello se usó el sismo del 19 de septiembre de 85, por ser el de mayor poder destructivo en las construcciones de la ciudad de México, que por lo mismo es el que comúnmente se usa para revisar el estado último de las estructuras. Además, se tomó en cuenta las recomendaciones de diseño sísmico del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 1993), en el sentido de que las construcciones de excepcional importancia deben resistir una excitación 50 por ciento mayor a la considerada.

Así, se procedió en primera instancia a calcular un espectro de respuesta asociado al movimiento que podría haber ocurrido en la base del puente durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. A falta de un registro de este sismo en el sitio particular, o en uno muy similar, este espectro se calculó a partir de la función de transferencia entre los movimientos de la estación CC y de la estación CU, obtenidos para uno de los sismos que fueron registrados por la instrumentación del puente y también por el acelerógrafo ubicado en la estación CU. Posteriormente, se multiplicó por esta función de transferencia el espectro de respuesta medido en la estación CU durante el sismo del 19 de septiembre de 1985; el espectro así obtenido es una estimación del que debería corresponder al sismo del 19 de septiembre actuando en la base del puente, y se muestra en la figura 3.37, donde también aparece el mismo espectro incrementado 1.5 veces, para de esta manera obtener el espectro de respuesta asociado al sismo más desfavorable.

Con el valor del periodo de vibración fundamental (0.43 s) medido en el puente "Impulsora", se entró al espectro de respuesta anteriormente calculado ((19-sep-85) \times 1.5), para evaluar la aceleración demandada en la estructura: ésta resulta igual a 80 gal, lo que es un valor muy inferior a las ordenadas que corresponden, para el periodo en cuestión, en los espectros de diseño actualmente en vigor. A partir de dicha demanda, se evaluó el momento que puede generarse en una columna en la dirección transversal al eje del puente, según un modelo simplificado de un grado de libertad de la estructura, siendo éste de 150 t-m, en su base. Por otra parte, se calculó el diagrama momento-curvatura de la sección de la columna, tal como se muestra en la figura 3.38. De dicha figura se puede ver que el momento que le induce el sismo,

resulta ser muy inferior al momento de fluencia de la sección. el cual es de 2000 t-m y 1500 t-m, cuando la sección se analiza alrededor del eje de mayor inercia y menor inercia, respectivamente.

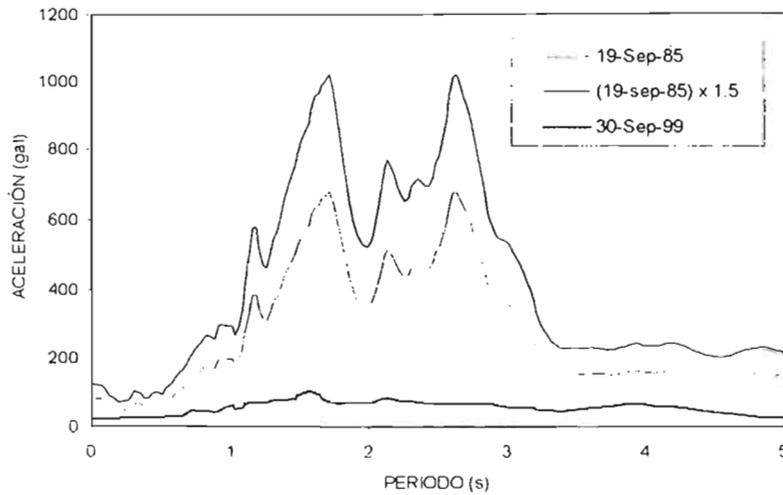


Figura 3.37 Espectros de respuesta asociadas al movimiento de la base del puente, en la dirección T, para diferentes intensidades sísmicas

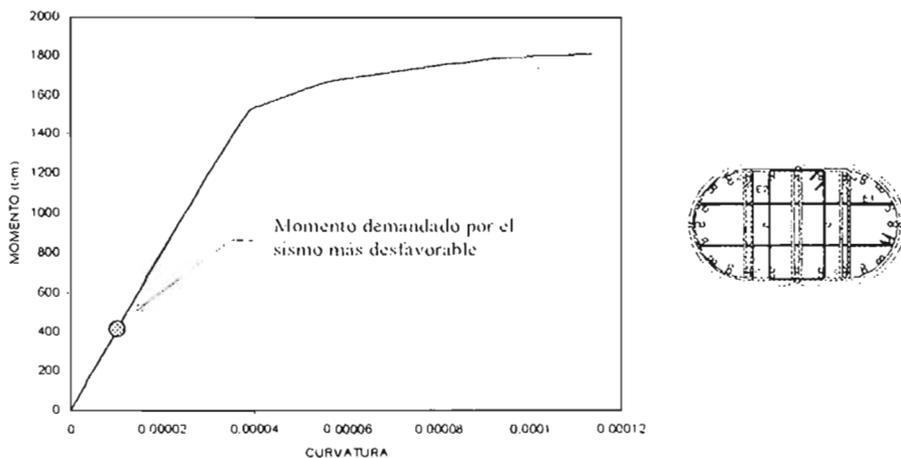


Figura 3.38 Comparación entre la capacidad de la columna y la demanda sísmica

El análisis anterior permite confirmar que las columnas de este puente estarían lejos de fluir aun para sismos muy intensos; además explica, en general, el buen desempeño de los puentes de este tipo durante los sismos ocurridos, pero además parece indicar que conviene considerar reducir ya sea las ordenadas espectrales de diseño o los requisitos de ductilidad para este tipo de estructuras, cuando su periodo fundamental se encuentra muy abajo del periodo dominante del suelo en el sitio donde van a ser construidos.

Por lo anterior, en el procedimiento de diseño que se propone en los capítulos siguientes se plantea hacer variar los requisitos de confinamiento para columnas de puentes, en función de la demanda de deformación inelástica que se tenga en cada situación particular; todo ello dentro de un planteamiento de

diseño por desplazamientos en el que se satisfagan dos niveles de desempeño, estado límite de servicio y estado límite de supervivencia.

3.7.2 Análisis

Para efectos de analizar la respuesta sísmica de columnas de este tipo de puentes, que presentan discontinuidad en la superestructura por la presencia de apoyos móviles y fijos, se puede emplear un modelo de un grado de libertad para analizar el movimiento en la dirección transversal del puente con la consideración de los efectos de interacción suelo-estructura, si es que la estructura está apoyada sobre un suelo altamente compresible; ya que los periodos obtenidos mediante dicha modelación son similares a los que realmente se presentan.

Para el caso de analizar las solicitaciones en columnas de puentes cuya estructuración presente ciertas irregularidades geométricas, tales como: plantas curvas, fuertes esviajamientos, diferentes alturas de columnas a lo largo del puente, entre otras, requiere de una modelación tridimensional en la que se tomen en cuenta estos factores que repercuten en el comportamiento global de la estructura (Kawashima, 2002). Además de que esta modelación se pueda requerir para otros análisis específicos, por ejemplo, la demanda de desplazamientos longitudinales relativos entre dos tableros de la superestructura para determinar posibles efectos de golpeteo entre estos, y eventualmente el colapso de uno de ellos por la pérdida de apoyo (Estrada J. L., 2004).

Aunque la zona instrumentada de este puente es casi regular tanto en planta como en elevación, se desarrolló un modelo tridimensional de la estructura para explorar este tipo de modelación y tener ciertos criterios que puedan servir de base para investigaciones en los que se tenga puentes realmente irregulares.

De esta exploración se encontró que es imprescindible considerar la discontinuidad de la cubierta a partir de la incrustación de los apoyos fijo y móvil, debido a que éstos influyen en la respuesta sísmica de la estructura, tal como se observó en la interpretación de los registros. Por consiguiente, será importante encontrar un criterio apropiado para modelar estos apoyos a fin de poder obtener una respuesta similar a la observada. La respuesta medida indica que los apoyos de la trabe central del puente no permiten la libertad de movimiento que se supone en el proyecto y que la vibración del puente es más cercana a la de una estructura continua que a la de una con discontinuidades en los apoyos. Falta ver si esta condición se mantiene para sismos de mayor intensidad. Parece conveniente diseñar para la condición más desfavorable entre las que resultan de considerar la estructura continua o segmentada.

Por otro lado, conviene estudiar más a fondo el efecto vertical del sismo, dado que la segunda forma modal identificada se asocia a una vibración vertical de la cubierta central en conjunto con el volado de la cubierta de apoyo, y los movimientos registrados en esta dirección son significativos: trabajos al respecto han visto la conveniencia de considerar este efecto en el análisis sísmico de puentes (Padilla *et al.*, 2001).

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE ENSAYES EXPERIMENTALES DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO

4.1 ANTECEDENTES

Se han hecho varios estudios experimentales sobre la respuesta de columnas de concreto reforzado sujetas a carga lateral. Los primeros estudios al respecto se desarrollaron en la Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda, los cuales han contribuido al entendimiento del comportamiento de columnas de puentes como se comenta en los trabajos de Ang (1981), Zahn (1986), Tanaka (1990), Wong (1990) y Watson (1994).

De igual manera en la Universidad de California, San Diego, se han realizado este tipo de estudios, que se han orientado al análisis de columnas sin detallado dúctil; la mayoría de estos estudios se han preocupado por mejorar el entendimiento y diseño de las conexiones viga-columna en puentes (Stojadinovic, 1995), y la falla por cortante de columnas (Taylor, 1993).

Tomando en consideración estos antecedentes, en esta investigación se hizo una revisión de la literatura sobre ensayos de columnas de concreto reforzado sometidas a carga axial y lateral, esta última aplicada de manera monotónica y cíclica; fueron de interés trabajos relacionados con columnas que fallan por flexión.

El objetivo de esta revisión radicó en identificar las principales variables que repercuten en el comportamiento sísmico de las columnas, así como identificar algunos criterios para evaluar la falla del elemento, además de organizar una base de datos sobre ensayos de columnas de concreto armado que permitiera relacionar la respuesta de la estructura con el daño observado.

4.2 PARÁMETROS QUE AFECTAN EL DESEMPEÑO DE LAS COLUMNAS

De acuerdo con la evidencia experimental, existen diferentes parámetros que repercuten en el comportamiento sísmico de las columnas de concreto reforzado, y más específicamente en la capacidad para sostener grandes demandas de desplazamiento inelástico. Dentro de las variables más importantes destacan las siguientes: la relación de aspecto, el recubrimiento, el refuerzo longitudinal, el refuerzo transversal, la magnitud de la carga axial a compresión y la historia de carga lateral.

Se ha observado que la capacidad de desplazamiento se incrementa con el aumento de la relación de aspecto; esto para columnas con relación de aspecto entre 3 y 6 (Iwasaki *et al.*, 1985; Stone 1989).

Teóricamente, el espesor del recubrimiento de concreto influye en la respuesta momento-curvatura de una sección sometida a grandes curvaturas. El desconchamiento del recubrimiento de concreto repercute en una pérdida de capacidad de resistencia, además de reducir la resistencia lateral de las barras longitudinales al incrementar la posibilidad de su pandeo y de deslizamiento (figura 4.1).

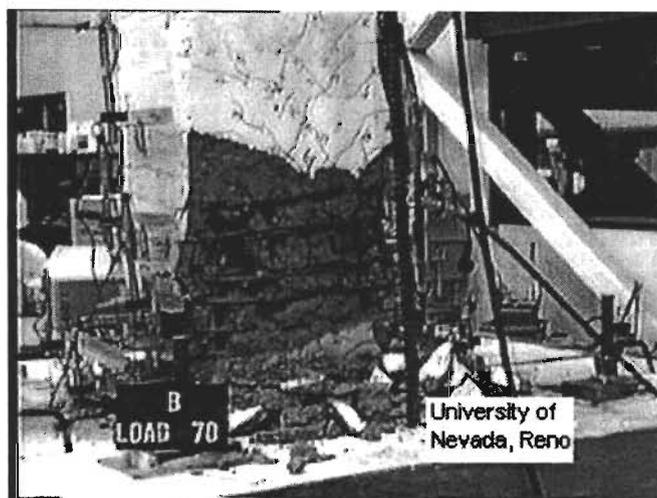


Figura 4.1 Desconchamiento del recubrimiento de una columna

La cuantía de refuerzo longitudinal influye en la capacidad de ductilidad. Estudios experimentales de Lehman y Moehle (2000) revelaron que para el caso de tres columnas sometidas a una carga axial igual a 6 % de la resistencia a compresión del concreto, con relaciones de refuerzo longitudinal de 0.48 %, 0.87 % y 1.79 %, la ductilidad de desplazamiento se incrementó en las columnas de menor refuerzo longitudinal.

El refuerzo transversal contribuye al confinamiento del núcleo de concreto; en esto es importante la cantidad y arreglo del refuerzo, además de la separación de estribos. Lo anterior hace que la capacidad de deformación del concreto se incrementa conforme se aumenta el confinamiento, tal como se ha demostrado ampliamente en los trabajos de Scott (1982), Mander *et al.* (1988), Razvi y Saatcioglu (1999) y Brachmann *et al.* (2004). Además, de que la adecuada separación vertical del refuerzo transversal contribuye a evitar la falla prematura del refuerzo longitudinal por pandeo (figura 4.2).

De acuerdo con diversos estudios experimentales, el incremento en la carga axial da lugar a una reducción de la ductilidad del miembro (Saatcioglu, 1989; Atalay, 1975; Sheik, 1993; Wakabayashi, 1986), por lo que una falla frágil se manifiesta de manera más clara en elementos que tienen una alta carga axial.

La historia de desplazamiento lateral tiene una fuerte influencia sobre la capacidad de desplazamiento (figura 4.3). Estudios experimentales han mostrado que la capacidad de desplazamiento de columnas sujetas a ciclos de desplazamiento es menor que aquellas que son sujetas a carga monotónica (Higashi, 1977). También se ha observado que columnas sometidas a un número elevado de ciclos en cada nivel de desplazamiento, reducen su capacidad de desplazamiento, en comparación con aquellas que son sometidas a un menor número de ciclos.

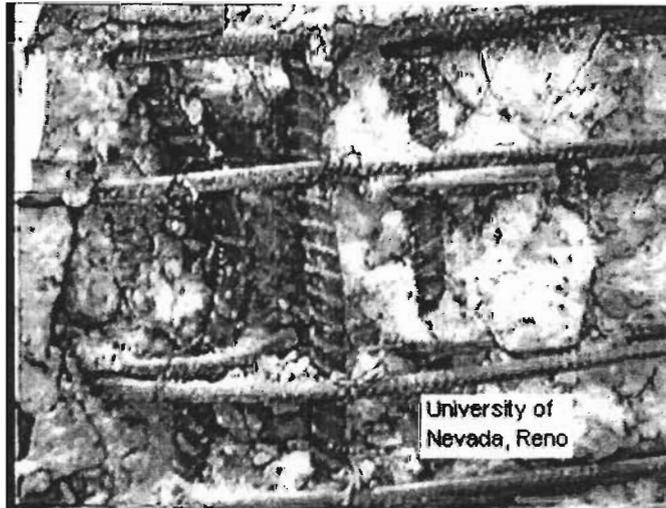


Figura 4.2 Pandeo del refuerzo longitudinal

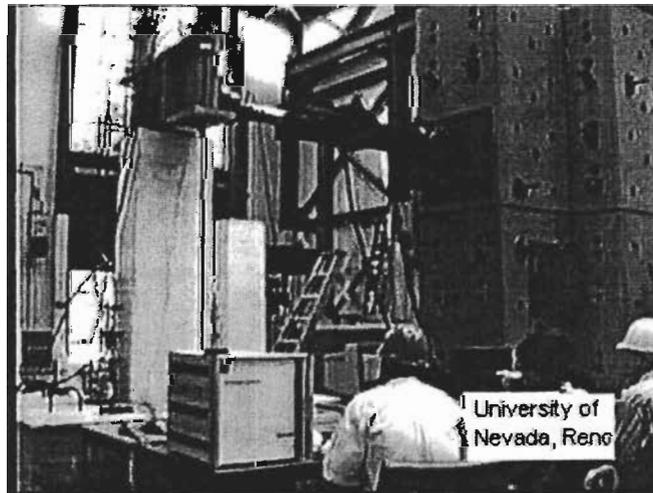


Figura 4.3 Columna de concreto reforzado sometida a carga axial constante y carga lateral

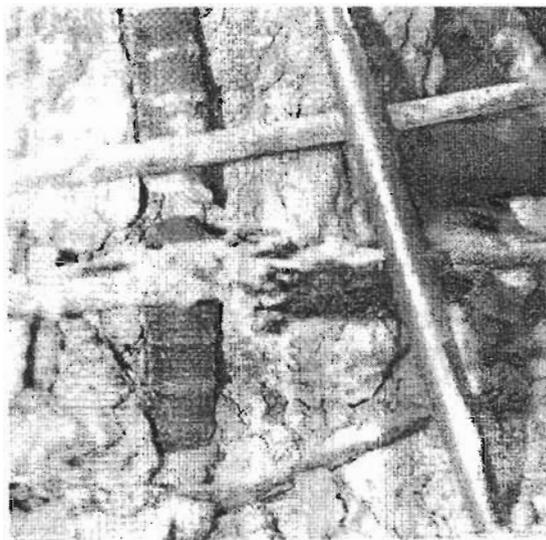
4.3 CRITERIOS PARA EVALUAR LA FALLA DE COLUMNAS

De acuerdo con estudios experimentales se pueden adoptar tres criterios para definir la falla en columnas: pandeo del refuerzo longitudinal, falla por tensión del refuerzo longitudinal y ruptura del estribo (figura 4.4). Para cada uno de ellos se han propuesto criterios para predecir su falla.

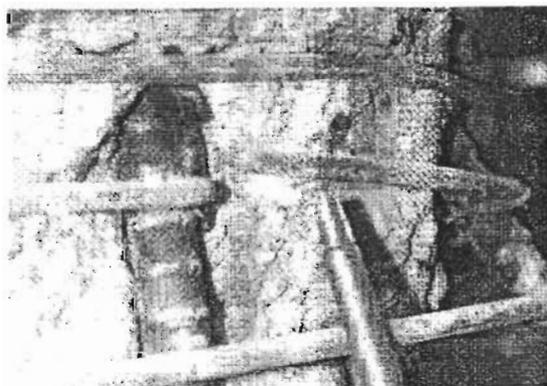
Para predecir el pandeo del refuerzo longitudinal en elementos de concreto reforzado se puede emplear la teoría del doble módulo reducido, tal como se comenta en el trabajo de Rodríguez y Botero (1997). Los resultados obtenidos en esta investigación indican que esta teoría puede ser empleada para definir el inicio del pandeo de barras, considerando diferente relación de aspecto (separación / diámetro de la barra), sometidas tanto a cargas monotónicas como a cíclicas reversibles; para este último caso, bajo ciertas condiciones de carga y consideraciones adicionales que se hacen ver en dicho trabajo. Sin embargo, hay que considerar que estos criterios se desarrollaron sin contemplar el empuje que induce el núcleo de concreto sobre el refuerzo longitudinal y la restricción que pone el recubrimiento al pandeo (Suda y Masukawa, 2000).



Pandeo del refuerzo longitudinal



Fractura por tensión del refuerzo longitudinal



Ruptura del estribo

Figura 4.4 Modos de falla en columnas de concreto reforzado (Lehman y Moehle, 2000)

Para considerar la falla de la columna por fractura a tensión del refuerzo longitudinal se pueden adoptar los valores reportados de pruebas experimentales. En el trabajo de Rodríguez y Botero (1996), se encontró que la deformación unitaria promedio asociada a la resistencia máxima a tensión es de 0.12 y 0.14 para barras de diámetro grande y diámetro pequeño, respectivamente.

Para evaluar la falla de la columna cuando ocurre la fractura del estribo se dispone de la ecuación que propone Mander *et al.* (1988), la cual estima la deformación a compresión en el concreto confinado que da lugar a la ruptura del estribo. Dicha propuesta se basa en igualar la capacidad de energía de deformación del acero transversal con el incremento en la energía absorbida por el concreto debida al confinamiento; así una estimación conservadora de la deformación a compresión última ϵ_{cu} , esta dada por:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (4.1)$$

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c} - \frac{2 f'_l}{f'_c}} - 1.254 \right) \quad (4.2)$$

$$f'_l = K_e \rho_s f_{yh} \quad (4.3)$$

donde, ϵ_{su} es la deformación del acero en el máximo esfuerzo a tensión, f_{yh} representa la resistencia a la fluencia del refuerzo transversal (en Mpa), ρ_s es la cuantía volumétrica del refuerzo transversal, f'_c es la resistencia a compresión del concreto y K_e es el coeficiente de eficiencia del confinamiento (del cual se hablará con mayor detalle en el capítulo cinco).

4.4 ANÁLISIS DE DATOS EXPERIMENTALES SOBRE ENSAYES DE COLUMNAS

4.4.1 Base de datos

Se organizó una base de datos sobre ensayos de columnas de concreto reforzado, para lo cual la mayor parte de la información se tomó de la base de datos elaborada por la National Institute of Standards and Technology (NIST), en la que se colectaron datos para 92 columnas circulares y 107 columnas rectangulares. De éstas, se tomaron en consideración aquellas columnas ensayadas en cantilever y que fallaran por flexión.

La base de datos elaborada en esta investigación contiene la información siguiente: distorsión a la cual se presenta determinado nivel de daño en la columna, dimensiones de la sección, relación de aspecto, cuantía del refuerzo longitudinal, relación volumétrica del refuerzo transversal, nivel de carga axial, resistencia a compresión del concreto y la referencia del trabajo experimental.

Esta información se agrupó en tres niveles de daño observado: pandeo del refuerzo longitudinal, fractura del espiral y fractura del refuerzo longitudinal, tal como se muestra en las tablas 4.1, 4.2 y 4.3.

4.4.2 Análisis

Se realizó un análisis de la base de datos con objeto de establecer posibles relaciones entre la distorsión a la que se produce el daño y diferentes parámetros, tales como: relación de aspecto, cuantía de refuerzo longitudinal, cuantía de refuerzo transversal y nivel de carga axial; esto para cada uno de los modos de falla mencionados.

En las figuras 4.5, 4.6 y 4.7, se presentan las gráficas que muestran los valores de distorsión que alcanzan columnas de sección circular y rectangular, siendo en su mayoría de sección circular, cuando éstas fallan por ruptura del estribo, por pandeo del refuerzo longitudinal y por tensión del refuerzo longitudinal, respectivamente.

Este análisis permitió ver la dificultad de establecer un valor único de distorsión para definir la falla del elemento, bajo cualquiera de los tres criterios de falla, ya que al variar los parámetros anteriormente mencionados, el valor de la distorsión cambia para un mismo nivel de daño. Así, por ejemplo, en la figura 4.5, en donde se relaciona la distorsión y la carga axial, se observa que conforme se incrementa el nivel de carga axial, la ruptura del estribo tiende a presentarse para valores de distorsión más pequeños; esta situación no es del todo clara, ya que para valores pequeños de carga axial se presenta un amplio intervalo de posibles valores de distorsión que dan lugar a la falla de la columna. Para reducir esta dispersión habría que considerar otros parámetros, como el nivel de refuerzo transversal que posiblemente sea el que cause esta gran discrepancia.

Otro ejemplo lo tenemos en la figura 4.6, en donde se relaciona la distorsión y la cuantía de refuerzo transversal; se observa que conforme se incrementa la cuantía de refuerzo transversal tiende a disminuir la distorsión que origina la falla de la columna por pandeo del refuerzo longitudinal, lo cual resulta confuso ya que se esperaría mayor capacidad de distorsión al tener mayor refuerzo de confinamiento. Además, para cuantías menores a 2 % se muestra que la distorsión máxima está contenida entre 2 % y 10 %, lo cual hace ver una vez más la gran dispersión existente, al no considerar más parámetros que contribuyan a disminuir esta variación en los valores de distorsión.

Lo anterior muestra la dificultad de establecer una relación clara entre la distorsión y alguno de estos parámetros, pese a que se intentó hacer un análisis más detallado, ya que no fue posible disponer de un número importante de columnas en el cual se tuvieran idénticas propiedades para variar un sólo parámetro, y a partir de ello poder derivar su efecto.

No obstante, esta base de datos fue de gran utilidad para calibrar una metodología que permitiera evaluar de manera analítica la respuesta de columnas de puentes de concreto reforzado, tal como se comenta ampliamente en el siguiente capítulo.

Tabla 4.1 Fractura del estribo

Distorsión (%)	Sección	Relación de aspecto	ρ_l (%)	ρ_r (%)	$P/A_g \Gamma_c$ (%)	Γ_c (Mpa)	Referencia
4.00	Circular 300 mm	5.08	2.00	0.96	10	38	EI-Bahy et al. (1999)
5.5	Circular $\phi=30$ cm	5.08	2.00	0.96	10	38	EI-Bahy et al. 1999
5.89	Circular 1520 mm	6.01	1.99	0.63	7	35.80	NIST, Full scale flexure
7.79	Circular 1520 mm	3.01	1.99	1.49	7	34.30	NIST, Full scale shear
7.45	Circular 250 mm	3.00	1.98	1.41	21	23.10	NIST, Model N2
5.12	Circular 250 mm	6.00	1.98	0.68	10	25.40	NIST, Model N3
7.11	Circular 250 mm	3.00	1.98	1.41	10	24.40	NIST, Model N4
6.44	Circular 250 mm	3.00	1.98	1.41	20	24.30	NIST, Model N5
4.48	Circular 250 mm	6.00	1.98	0.68	11	23.30	NIST, Model N6
5.55	Circular 305 mm	4.50	2.04	0.94	9	29.00	Kunnath et al. (1997). A2
4.15	Circular 305 mm	4.50	2.04	0.94	9	35.50	Kunnath et al. (1997). A4
5.47	Circular 305 mm	4.50	2.04	0.94	9	35.50	Kunnath et al. (1997). A6
5.83	Circular 305 mm	4.50	2.04	0.94	9	32.80	Kunnath et al. (1997). A7
5.83	Circular 305 mm	4.50	2.04	0.94	9	32.80	Kunnath et al. (1997). A8
6.56	Circular 305 mm	4.50	2.04	0.94	9	32.50	Kunnath et al. (1997). A9
5.98	Circular 305 mm	4.50	2.04	0.94	10	27.00	Kunnath et al. (1997). A10
7.65	Circular 305 mm	4.50	2.04	0.94	10	27.00	Kunnath et al. (1997). A11
5.90	Circular 305 mm	4.50	2.04	0.94	10	27.00	Kunnath et al. (1997). A12
6.30	Circular 610 mm	1.50	0.52	0.28	6	30.00	Benzoni and Priestley (1994), NR1
5.54	Circular 609.60 mm	4.00	1.49	0.70	7	31.00	Lehman et al. (1998). 415
9.12	Circular 609.60 mm	8.00	1.49	0.70	7	31.00	Lehman et al. (1998). 815
10.42	Circular 609.60 mm	10.00	1.49	0.70	7	31.00	Lehman et al. (1998). 1015
5.21	Circular 609.60 mm	4.00	0.75	0.70	7	31.00	Lehman et al. (1998). 407
7.22	Circular 609.60 mm	3.00	2.73	0.89	9	34.50	Calderone et al. (1998), 328
3.71	Circular 508 mm	3.00	0.99	0.13	11	56.30	Nelson and Price (2000), col2
3.14	Circular 508 mm	3.00	0.99	0.13	10	57.00	Nelson and Price (2000), col3
2.95	Circular 508 mm	3.00	0.99	0.13	11	52.70	Nelson and Price (2000), col 4
5.21	Circular 609.60 mm	4.00	1.49	0.70	12	37.20	Henry (1998). 415p
5.21	Circular 609.60 mm	4.00	1.49	0.35	6	37.20	Henry (1998). 415s
4.99	Cuadrado 550 mm x 550 mm	3.00	1.25	2.08	30.00	32.00	Tanaka and Park (1990), No. 7
5.22	Rectangular 380 mm x 610 mm	3.83	2.22	0.37	9.75	27.20	Wehbe et al. (1998). A1
4.37	Rectangular 380 mm x 610 mm	3.83	2.22	0.37	23.87	27.2	Wehbe et al. (1998). A2

5.91	Rectangular 380 mm x 610 mm	3.83	2.22	0.48	9.23	28.10	Wehbe et al. (1998). B1
5.48	Rectangular 380 mm x 610 mm	3.83	2.22	0.48	23.24	28.10	Wehbe et al. (1998). B2
4.00	Cuadrado 152.4 mm x 152.4 mm	3.92	2.45	-	20.00	87.00	Thomsen and Wallace (1994). D2

Tabla 4.2 Pandeo del refuerzo longitudinal

Distorsión (%)	Sección	Relación de aspecto	ρ_l (%)	ρ_r (%)	$P/A_g f_c$ (%)	f_c (Mpa)	Referencia
4.0	Circular 300 mm	5.08	2.00	0.96	10	38.00	El-Bahy et al. (1999)
4.0	Circular 300 mm	5.08	2.00	0.96	10	38.00	El-Bahy et al. (1999)
4.0	Cuadrado 400 mm x 400 mm	3.40	1.58	0.79	4.35	23.00	Kavashima 1 (2002)
2.5	Cuadrado 600 mm x 600 mm	4.00	1.20	1.04	0	-	Kavashima 3 (2002)
6.9	Rectangular 380 mm x 610 mm	3.83	2.2	0.67	10	27.60	Wehbe et al. (1996)
4.9	Rectangular 380 mm x 610 mm	3.83	2.2	0.67	24	27.60	Wehbe et al. (1996)
7.19	Rectangular 380 mm x 610 mm	3.83	2.2	0.87	9	27.60	Wehbe et al. (1996)
5.14	Rectangular 380 mm x 610 mm	3.83	2.2	0.87	23	27.60	Wehbe et al. (1996)
3.24	Circular 400 mm	2.00	3.20	1.42	39	37.00	Wang et al. (1990). No. 3
5.89	Circular 1520 mm	6.01	1.99	0.63	7	35.80	NIST. Full scale flexure
6.24	Circular 1520 mm	3.01	1.99	1.49	7	34.30	NIST. Full scale shear
10.29	Circular 250 mm	3.00	1.98	1.41	10	24.10	NIST. model N1
5.96	Circular 250 mm	3.00	1.98	1.41	21	23.10	NIST. model N2
6.83	Circular 250 mm	6.00	1.98	0.68	10	25.40	NIST. model N3
7.11	Circular 250 mm	3.00	1.98	1.41	10	24.40	NIST. model N4
6.44	Circular 250 mm	3.00	1.98	1.41	20	24.30	NIST. model N5
4.48	Circular 250 mm	6.00	1.98	0.68	11	23.30	NIST. model N6
4.98	Circular 305 mm	4.50	2.04	0.94	9	29.00	Kunnath et al. (1997). A2
4.15	Circular 305 mm	4.50	2.04	0.94	9	35.50	Kunnath et al. (1997). A4
5.47	Circular 305 mm	4.50	2.04	0.94	9	35.50	Kunnath et al. (1997). A5
5.47	Circular 305 mm	4.50	2.04	0.94	9	35.50	Kunnath et al. (1997). A6
5.83	Circular 305 mm	4.50	2.04	0.94	9	32.80	Kunnath et al. (1997). A7
5.83	Circular 305 mm	4.50	2.04	0.94	9	32.80	Kunnath et al. (1997). A8
4.59	Circular 305 mm	4.50	2.04	0.94	9	32.50	Kunnath et al. (1997). A9
5.98	Circular 305 mm	4.50	2.04	0.94	10	27.00	Kunnath et al. (1997). A10
5.90	Circular 305 mm	4.50	2.04	0.94	10	27.00	Kunnath et al. (1997). A12
6.30	Circular 610 mm	1.50	0.52	0.28	6	30.00	Benzoni and Priestley (1994). NR1

8.74	Circular 610 mm	6.00	2.66	0.89	15	41.10	Hose et al. (1997). SRPH1
9.29	Circular 457 mm	8.00	3.62	0.92	28	38.60	Kowalsky et al. (1996). FL3
5.21	Circular 609.60 mm	4.00	1.49	0.70	7	31.00	Lehman et al. (1998). 415
9.12	Circular 609.60 mm	8.00	1.49	0.70	7	31.00	Lehman et al. (1998). 815
10.42	Circular 609.60 mm	10.00	1.49	0.70	7	31.00	Lehman et al. (1998). 1015
5.21	Circular 609.60 mm	4.00	0.75	0.70	7	31.00	Lehman et al. (1998). 407
6.84	Circular 609.6 mm	3.00	2.73	0.89	9	34.50	Calderone et al. (1998). 328
4.00	Circular 250 mm	6.58	3.28	1.74	42	90.00	Saatcioglu and Baingo (1999). RC6
3.71	Circular 508 mm	3.00	0.99	0.13	11	56.30	Nelson and Price (2000). col2
3.14	Circular 508 mm	3.00	0.99	0.13	10	57.00	Nelson and Price (2000). col3
2.95	Circular 508 mm	3.00	0.99	0.13	11	52.70	Nelson and Price (2000). col4
5.21	Circular 609.6 mm	4.00	1.49	0.70	12	37.20	Henry (1998). 415p
5.21	Circular 609.6 mm	4.00	1.49	0.35	6	37.20	Henry (1998). 415s
4.47	Cuadrado 550 mm x 550 mm	3.00	1.25	1.70	10	32.00	Tanaka and Park (1990). No. 5
4.07	Cuadrado 550 mm x 550 mm	3.00	1.25	1.70	10	32	Tanaka and Park (1990). No. 6
4.99	Cuadrado 550 mm x 550 mm	3.00	1.25	2.08	30	32	Tanaka and Park (1990). No. 7
4.73	Cuadrado 550 mm x 550 mm	3.00	1.25	2.08	30	32	Tanaka and Park (1990). No. 8
4.71	Rectangular 400 mm x 600 mm	2.97	1.88	2.17	10	26.90	Park and Paulay (1990). No. 9
5.22	Rectangular 380 mm x 610 mm	3.83	2.22	0.37	9.75	27.20	Wehbe et al. (1998). A1
4.37	Rectangular 380 mm x 610 mm	3.83	2.22	0.37	23.87	27.20	Wehbe et al. (1998). A2
6.85	Rectangular 380 mm x 610 mm	3.83	2.22	0.48	9.23	28.10	Wehbe et al. (1998). B1
5.48	Rectangular 380 mm x 610 mm	3.83	2.22	0.48	23.24	28.10	Wehbe et al. (1998). B2
1.75	Cuadrado 279.4 mm x 279.4 mm	7.64	1.01	-	33.95	40.60	Nosho et al. (1996). No. 1
2.00	Cuadrado 305 mm x 305 mm	6.04	2.70	3.15	50.00	72.10	Bayrak and Sheikh (1996). ES-1HT
3.96	Cuadrado 305 mm x 305 mm	6.04	2.70	2.84	36.00	71.70	Bayrak and Sheikh (1996). AS-2HT
2.61	Cuadrado 305 mm x 305 mm	6.04	2.70	2.84	50.01	71.80	Bayrak and Sheikh (1996). AS-3HT
3.26	Cuadrado 305 mm x 305 mm	6.04	2.70	5.12	50.00	71.90	Bayrak and Sheikh (1996). AS-4HT
1.74	Cuadrado 305 mm x 305 mm	6.04	2.70	4.02	45.00	101.80	Bayrak and Sheikh (1996). AS-5HT
3.04	Cuadrado 305 mm x 305 mm	6.04	2.70	6.74	46.00	101.90	Bayrak and Sheikh (1996). AS-6HT
1.25	Cuadrado 305 mm x 305 mm	6.04	2.70	2.72	45.00	102	Bayrak and Sheikh (1996). AS-7HT
1.09	Cuadrado 305 mm x 305 mm	6.04	2.70	4.29	47.00	102.20	Bayrak and Sheikh (1996). AS-8HT
5.00	Cuadrado 305 mm x 350 mm	4.70	1.95	2.00	42.79	34.00	Saatcioglu and Grira (1999). BG-2
4.00	Cuadrado 350 mm x 350 mm	4.70	2.93	1.33	46.17	34.00	Saatcioglu and Grira (1999). BG-4
7.00	Cuadrado	4.70	2.93	2.66	46.17	34.00	Saatcioglu and Grira

	350 mm x 350 mm						(1999), BG-5
7.00	Cuadrado 350 mm x 350 mm	4.70	2.93	1.26	23.07	34.00	Saatcioglu and Grira (1999), BG-8
4.00	Cuadrado 350 mm x 350 mm	4.70	3.28	1.26	46.17	34.00	Saatcioglu and Grira (1999), BG-9
8.00	Cuadrado 152.4 mm x 152.4 mm	3.92	2.45	-	20.00	86.30	Thomsen y Wallace (1994), A3
8.00	Cuadrado 152.4 mm x 152.4 mm	3.92	2.45	-	20.00	75.80	Thomsen y Wallace (1994), D1
6.00	Cuadrado 152.4 mm x 152.4 mm	3.92	2.45	-	20.00	87.00	Thomsen y Wallace (1994), D2
6.00	Cuadrado 152.4 mm x 154.2 mm	3.92	2.45	-	20.00	71.2	Thomsen y Wallace (1994), D3

Tabla 4. 3 Fractura del refuerzo longitudinal

Distorsión (%)	Sección	Relación de aspecto	ρ_l (%)	ρ_r (%)	P/AgFc (%)	Fc (MPa)	Referencia
5.5	Circular 300 mm	5.08	2.00	0.96	10	38	El-Bahy et al. (1999)
4.0	Cuadrado 400 mm x 400 mm	3.40	1.58	0.79	4.35	23	Kawashima 1 (2002)
3.6	Cuadrado 600 mm x 600 mm	4.00	1.20	1.04	0	-	Kawashima 3 (2002)
8.22	Rectangular 380 mm x 610 mm	3.83	2.20	0.44	9	27.60	Wehbe et al. (1996)
5.89	Circular 1520 mm	6.01	1.99	0.63	7	35.80	NIST, Full scale flexure
7.79	Circular 1520 mm	3.01	1.99	1.49	7	34.30	NIST, Full scale shear
10.29	Circular 250 mm	3.00	1.98	1.41	10	24.10	NIST, Model N1
7.45	Circular 250 mm	3.00	1.98	1.41	21	23.10	NIST, Model N2
6.83	Circular 250 mm	6.00	1.98	0.68	10	25.40	NIST, Model N3
7.11	Circular 250 mm	3.00	1.98	1.41	10	24.40	NIST, Model N4
6.44	Circular 250 mm	3.00	1.98	1.41	20	24.30	NIST, Model N5
6.72	Circular 250 mm	6.00	1.98	0.68	11	23.30	NIST, Model N6
5.47	Circular 305 mm	4.50	2.04	0.94	9	35.50	Kunnath et al. (1997) A5
7.65	Circular 305 mm	4.50	2.04	0.94	10	27.00	Kunnath et al. (1997) A11
8.74	Circular 610 mm	6.00	2.66	0.89	15	41.10	Hose et al. (1997) SRPHI
9.29	Circular 457 mm	8.00	3.62	0.92	28	38.60	Kowalsky et al. (1996) FL3
7.30	Circular 609.60 mm	4.00	1.49	0.70	7	31.00	Lehman et al. (1998), 415
9.12	Circular 609.60 mm	8.00	1.49	0.70	7	31.00	Lehman et al. (1998), 815
10.42	Circular 609.60 mm	10.00	1.49	0.70	7	31.00	Lehman et al. (1998), 1015
5.21	Circular 609.60 mm	4.00	0.75	0.70	7	31.00	Lehman et al. (1998), 407
7.22	Circular 609.60 mm	3.00	2.73	0.89	9	34.50	Calderone et al. (1998) 328
5.54	Circular 609.60	4.00	1.49	0.70	12	37.20	Henry (1998), 415p
7.43	Cuadrado 400 mm x 400 mm	3.50	2.14	-	15.80	26.70	Mo and Wang (2000), C1-2
7.93	Cuadrado 400 mm x 400 mm	3.50	2.14	-	21.55	26.10	Mo and Wang (2000), C1-3

8.07	Cuadrado 400 mm x 400 mm	3.50	2.14	-	11.11	25.30	Mo and Wang (2000), C2-1
7.86	Cuadrado 400 mm x 400 mm	3.50	2.14	-	15.57	27.10	Mo and Wang (2000), C2-2
7.79	Cuadrado 400 mm x 400 mm	3.50	2.14	-	20.99	26.80	Mo and Wang (2000), C2-3
8.00	Cuadrado 152.4 mm x 152.4 mm	3.92	2.45	-	19.99	75.80	Thomsen and Wallace (1994), D1
8.00	Cuadrado 152.4 mm x 152.4 mm	3.92	2.45	-	19.99	87.00	Thomsen and Wallace (1994), D2
8.00	Cuadrado 152.4 mm x 152.4 mm	3.92	2.45	-	20.02	71.20	Thomsen and Wallace (1994), D3

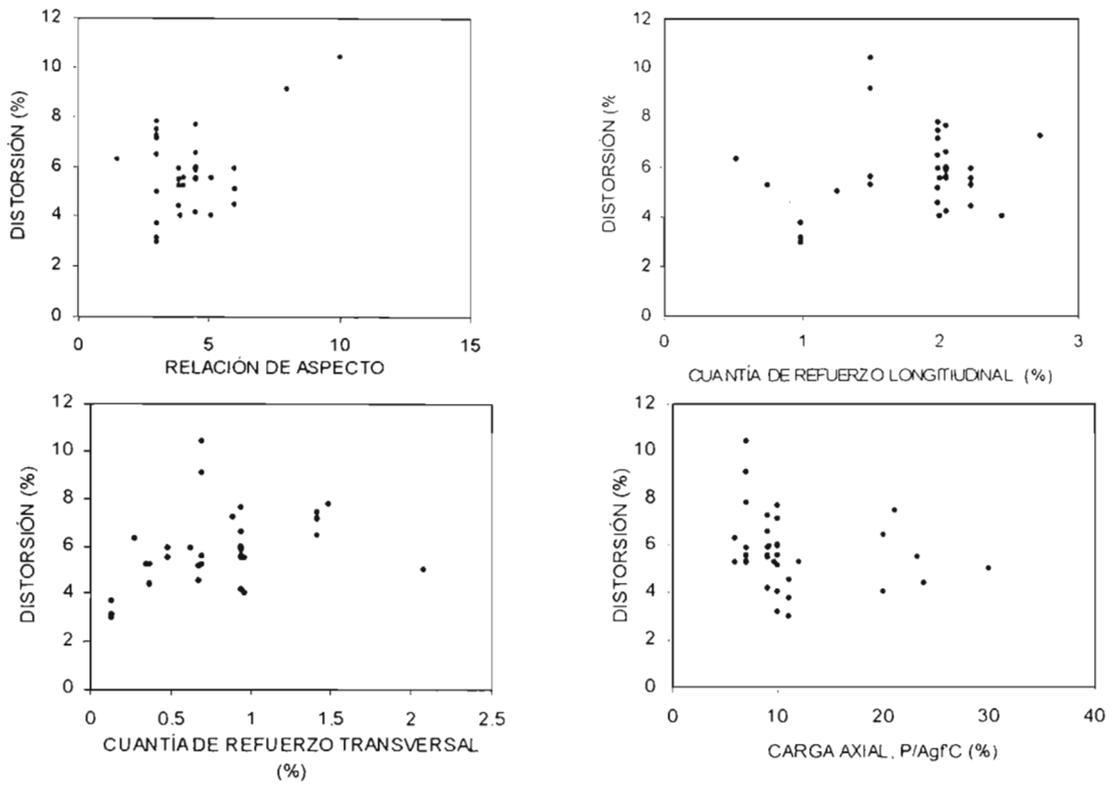


Figura 4.5 Distorsión a la cual se presenta la falla de la columna por fractura del estribo

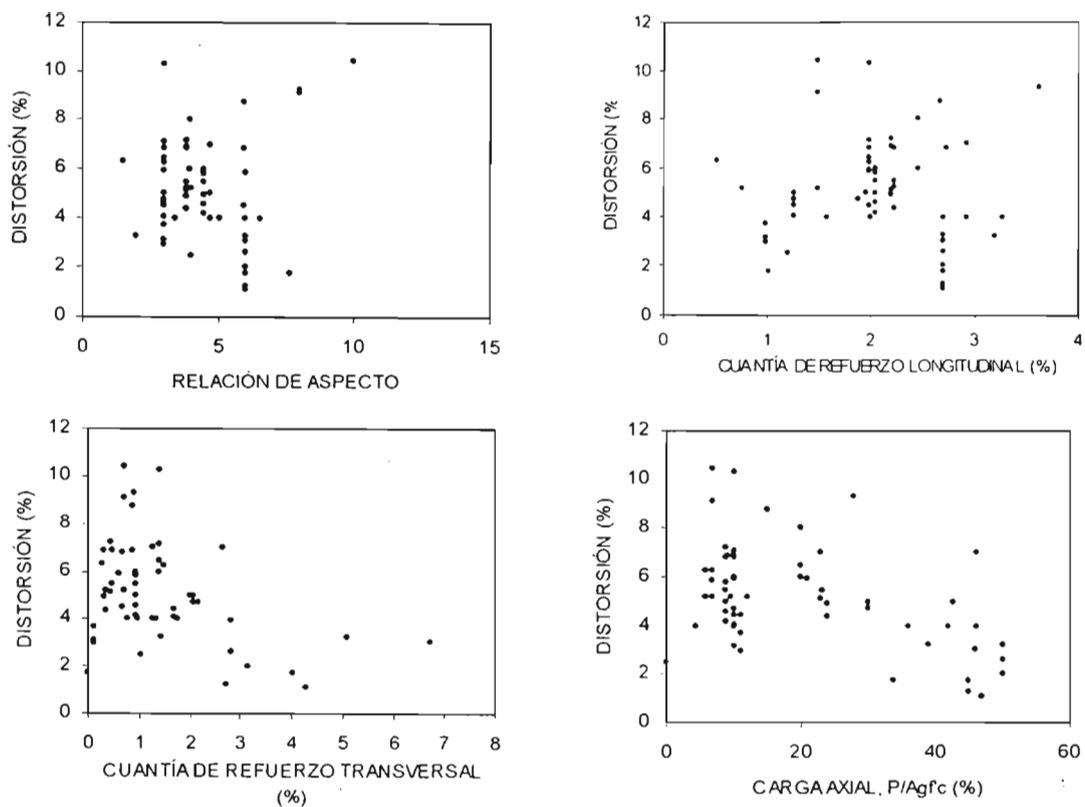


Figura 4.6 Distorsión a la cual se presenta la falla de la columna por pandeo del refuerzo longitudinal

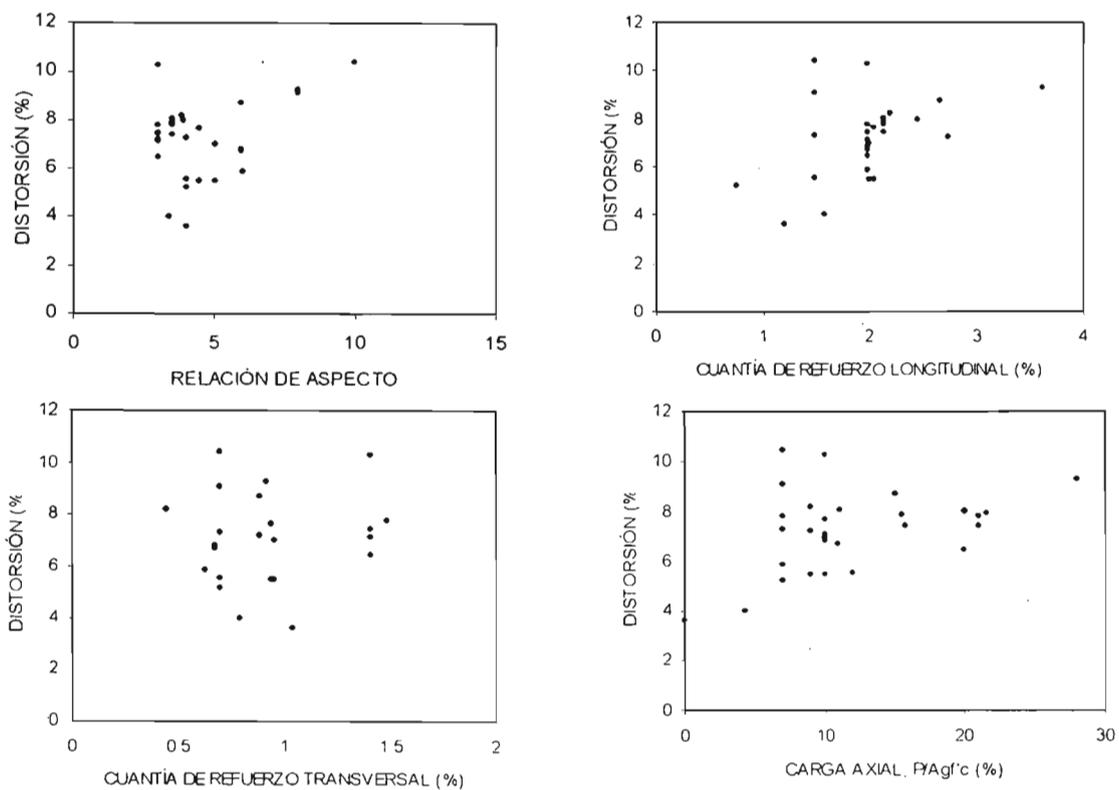


Figura 4.7 Distorsión a la cual se presenta la falla de la columna por tensión del refuerzo longitudinal

CAPÍTULO V

SIMULACIONES NUMÉRICAS DE ENSAYES DE COLUMNAS

Para establecer una relación clara entre la distorsión que da lugar a un nivel de daño y los parámetros que repercuten en su desempeño, se llevó a cabo una simulación numérica, es decir, se reprodujeron analíticamente ensayos de columnas sometidas a carga axial constante y carga alternada, para obtener una base de datos suficientemente amplia, y con ello determinar expresiones para evaluar la capacidad de deformación en función de diversos parámetros.

5.1 BASES DE LA SIMULACIÓN NUMÉRICA

5.1.1 Antecedentes

Para poder reproducir analíticamente el comportamiento observado de ensayos de estructuras de concreto reforzado se recurre a herramientas de análisis estructural que hayan demostrado obtener resultados cercanos a los medidos. A este respecto existen dos métodos de análisis no lineal, cuya formulación se puede basar en plasticidad concentrada y plasticidad distribuida.

En el análisis no lineal de estructuras de concreto reforzado por lo general se emplea la formulación basada en plasticidad concentrada, en la cual el comportamiento no lineal se concentra en los extremos de vigas y columnas, por considerar zonas en donde comúnmente se presenta la formación de articulaciones plásticas. Dicho comportamiento se representa mediante resortes no lineales a los cuales se les asigna un modelo constitutivo de plasticidad concentrada, en el que se busca reproducir la degradación de rigidez y resistencia, así como el estrangulamiento de la curva histerética por efecto del deslizamiento relativo entre el refuerzo longitudinal y el concreto que lo rodea.

Para describir el comportamiento inelástico a lo largo de miembros de concreto reforzado se recurre a formulaciones de plasticidad distribuida, la cual no ha sido ampliamente usada como la de

plasticidad concentrada. El comportamiento constitutivo del elemento estructural se basa en la modelación de elementos finitos de fibra o viga, que es conocida como teoría de fibras, en la que a cada fibra se le asigna un modelo constitutivo del material en estudio para de esta manera evaluar el comportamiento no lineal del miembro.

En esta investigación se optó por emplear la formulación basada en plasticidad distribuida, por ser menos elaborada su aplicación que la de plasticidad concentrada, por lo que de esta forma sería más fácil de hacer un mayor número de análisis tomando en cuenta la magnitud del estudio paramétrico a realizar, como más adelante se comentará; sin embargo, la razón más importante obedeció a que permite analizar de manera más simple el desempeño de las columnas en términos de las deformaciones de los materiales, lo que a su vez permite relacionar de manera directa el desplazamiento lateral de la columna con el nivel de daño de la misma; además, se ha demostrado ser confiable pese a sus limitaciones, como se describe más adelante.

5.1.2 Teoría de fibras

Los modelos de elemento finito de fibra o viga, además de contribuir a describir el comportamiento no lineal a lo largo del elemento, también permiten evaluar su comportamiento histerético bajo un estado de esfuerzos predominantemente axial (Neuenhofer A. y Filippou F., 1997).

Los primeros elementos con plasticidad distribuida fueron desarrollados con el método de rigideces clásico, usando polinomios cúbicos de Hermitian para calcular las deformaciones a lo largo del elemento. No obstante, Menegotto y Pinto (1973) mediante un planteamiento por flexibilidades, pudieron desarrollar funciones de forma en el que se pudiera considerar la interacción de la fuerza axial y el momento flexionante; con base en la teoría de la Euler-Bernoulli, desarrollaron una función de forma cúbica para evaluar las deformaciones en el sistema local.

Los modelos de fibras son capaces de describir el comportamiento a flexión y su interacción con la fuerza axial en elementos esbeltos viga-columna, por lo que son ampliamente usados en aplicaciones de análisis estructural, aunque no den una idea completa sobre el mecanismo de falla de dichos elementos (Petrangeli et al., 1999). Los efectos de cortante no son considerados, por lo que los resultados obtenidos son válidos para elementos con relación de aspecto mayor a tres (Spacone et al., 1996).

Debido a que el comportamiento se basa en una viga o fibra, esta formulación consiste en subdividir la sección de un elemento en fibras, para posteriormente, mediante una integración numérica de la misma se estima las deformaciones y esfuerzos resultantes de la sección (figura 5.1).

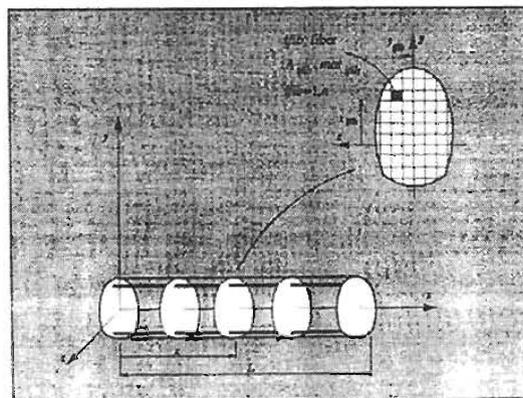


Figura 5.1 Sección discretizada mediante fibras

El comportamiento constitutivo de las fibras se plantea en función del comportamiento esfuerzo-deformación del material; así, para las estructuras de concreto reforzado se requieren los modelos correspondientes del concreto simple y confinado, y del acero de refuerzo (figura 5.2). En tanto que el comportamiento no lineal a lo largo del miembro se obtiene a partir de dos puntos de integración de Gauss de cada uno de los elementos que discretizan el miembro como se ilustra en la figura 5.3.

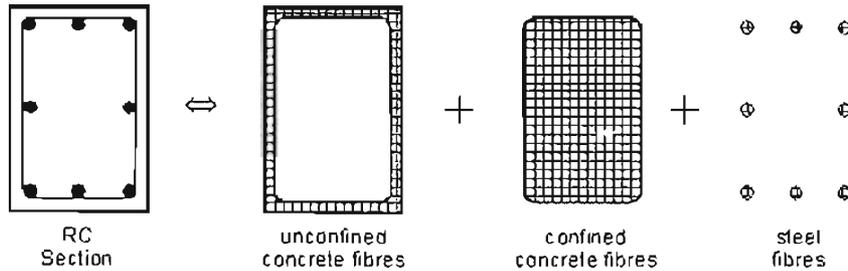


Figura 5.2 Modelación de fibras de la sección considerando los materiales

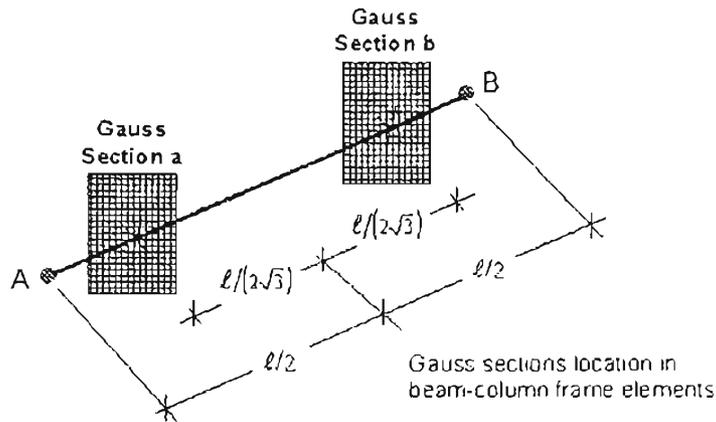


Figura 5.3 Puntos de integración por elemento

5.1.3 Limitaciones

Este tipo de modelación ofrece dos inconvenientes que vale la pena comentar. El primero tiene que ver con la modelación por cortante, ya que se ha encontrado que el elemento fibra no reproduce la deformación por cortante, por lo que este tipo de análisis no son recomendados para el estudio de elementos cortos (Spacone *et al.*, 1996). Lo anterior hace ver que solamente reproduce adecuadamente la falla por flexión de los elementos.

La segunda limitación estriba en que no se contempla el deslizamiento relativo entre el concreto y el acero de refuerzo, para lo cual la modelación está todavía en proceso de desarrollo (Pentrangeli, 1999; Blanco *et al.*, 2004). Este inconveniente trae consigo que la respuesta analítica sobreestime la capacidad de disipación de energía, pese a reproducir adecuadamente la capacidad de resistencia y de deformación, tal como se observa en la figura 5.4, en la que se compara la respuesta obtenida de este planteamiento analítico con la medida durante el ensayo de una columna en cantilever de concreto reforzado, sometida a carga axial constante y carga lateral cíclica (Spacone *et al.*, 1996).

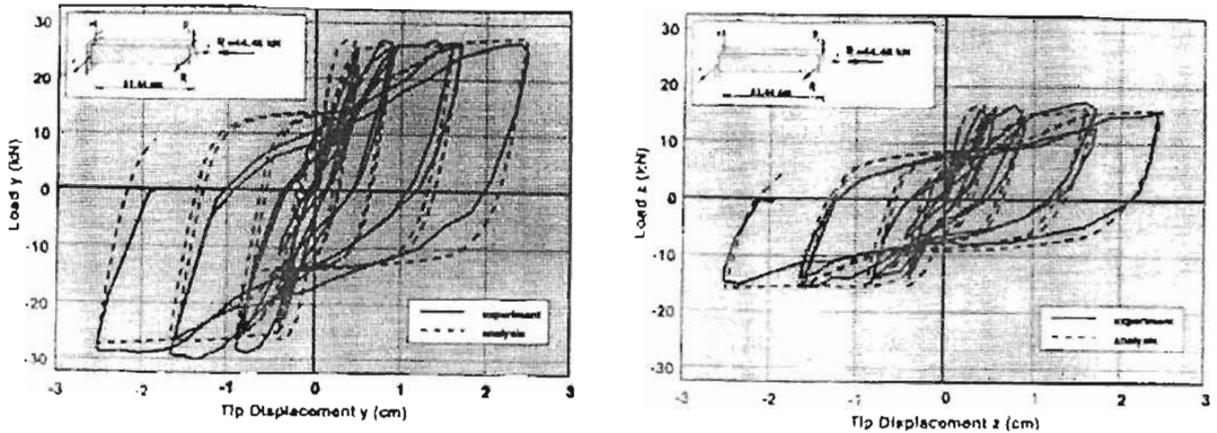


Figura 5.4 Comparación de resultados analíticos con experimentales

Para la relación momento-curvatura, experimental y analítica, se obtiene una mejor correlación debido a que las fuentes de deformación inelástica tales como, el deslizamiento relativo del refuerzo respecto al concreto que lo rodea, no afectan en la respuesta histerética a nivel sección.

5.1.4 Programa empleado

Existen algunos trabajos en los que se ha implementado esta formulación numérica en programas de computadora para hacer análisis no lineal de estructuras de concreto reforzado. Dentro de estos trabajos destacan, el de Izzuddin (1991), Martineli (1998), Petrangeli (1999) y Antoniou y Pinho (2004).

Para esta investigación se tuvo acceso al programa SEISMOESTRUC (2002), el cual tuvo sus inicios con los trabajos de Izzuddin, que más tarde consolidaría Pinho junto con otros investigadores. Las características generales y el alcance del mismo se comentan a continuación.

SEISMOSTRUCT (2002) es un programa basado en la teoría de fibras para predecir el comportamiento de marcos tridimensionales bajo carga estática y dinámica tomando en consideración la no linealidad tanto de la geometría como de los materiales. Además, contiene algoritmos de estabilidad numérica para los casos en los que se tiene que evaluar altos niveles de deformación, lo que permite una buena estimación de la respuesta inelástica, así como de la capacidad de carga última.

Las fuentes de no linealidad geométrica, local (efecto de viga-columna) y global (efecto de grandes desplazamientos y rotaciones) son tomados en consideración en el programa. En el sistema local, seis grados de libertad se emplean, tres desplazamientos lineales y tres desplazamientos angulares, sobre los ejes x , y y z . Las fuentes de no linealidad geométrica permiten considerar los efectos $P-\Delta$.

Para evaluar la inelasticidad del material, el programa contempla los siguientes modelos constitutivos de materiales:

- Modelo de acero bilineal. Comportamiento bajo carga monótonica
- Modelo de acero con endurecimiento por deformación (Menegotto-Pinto, 1973). Comportamiento bajo carga cíclica
- Modelo de acero con endurecimiento por deformación (Monti-Nutti, 1992), Comportamiento bajo carga cíclica y pandeo del refuerzo longitudinal
- Modelo del concreto trilineal. Comportamiento bajo carga monótona

- Modelo del concreto con confinamiento constante (Mander et al, 1988; Martínez-Rueda y Elnashai, 1997). Comportamiento bajo carga cíclica
- Modelo del concreto con confinamiento variable (Madas y Elnashai, 1992)
- Modelo de confinamiento constante para concretos de alta resistencia (Kappos y Konstantinidis, 1999)

En este programa los análisis no lineales implican procedimientos de solución iterativos ante cargas que son aplicadas en incrementos predefinidos. El algoritmo de solución que se maneja al respecto, es el método de Newton-Raphson Modificado. El programa tiene la virtud de que si la solución no converge para el número de iteraciones especificado, de manera automática se reduce el incremento de carga (o paso de tiempo) y el análisis se restablece a partir del último punto de equilibrio, para refinar el análisis y poder alcanzar la convergencia.

Los criterios para verificar la convergencia se basan en cuatro esquemas: desplazamiento-rotación, fuerza-momento, desplazamiento-rotación y fuerza-momento, y desplazamiento-rotación y fuerza-momento. Estos criterios tienen la misión de revisar para cada grado de libertad individual de la estructura, que los parámetros anteriores sean menor o igual que la tolerancia especificada.

5.2 CALIBRACIÓN DEL PROGRAMA EMPLEADO

A fin de verificar la validez de los resultados del programa SEISMOSTRUCT, se buscaron informes técnicos sobre ensayos de columnas de concreto reforzado en los que se tuviera información completa en cuanto a la historia de carga, nivel de carga axial, propiedades geométricas y mecánicas del espécimen; así como sobre los resultados obtenidos de la prueba, tales como, respuesta histerética de la columna y las deformaciones medidas en el refuerzo y en el concreto. Dentro de los informes disponibles para este fin se encontraron dos trabajos, Wehbe *et al* (1996) y Lehman y Mochle (2000), para sección rectangular y sección circular, respectivamente. En lo que sigue se hace una comparación de la respuesta medida con la calculada mediante el programa.

5.2.1 Columnas de sección rectangular

5.2.1.1 Información de los especímenes

Se trata de ensayos de columnas en cantilever, cuyas propiedades geométricas y mecánicas fueron las siguientes:

- sección rectangular, 380 mm x 610 mm
- recubrimiento, 28 mm
- altura, 2050 mm
- diámetro del refuerzo longitudinal, 19 mm
- cuantía del refuerzo longitudinal, 2.2 %
- $f_{y\text{longitudinal}} = 448 \text{ Mpa}$
- $f_{y\text{transversal}} = 455 \text{ Mpa}$

La resistencia del concreto y las cuantías de refuerzo transversal empleadas en los especímenes se resumen en la tabla 5.1. La carga axial aplicada se muestra en la tabla 5.2.

Tabla 5.1 Resistencia del concreto y cuantías de refuerzo transversal de los especímenes (Wehbe et al., 1996)

Espécimen	f'_c (MPa)	Resistencia a tensión (MPa)	Cuantía de refuerzo transversal, Lado largo	Cuantía de refuerzo transversal, Lado corto
A1	27.20	2.61	0.0033	0.0034
A2	27.20	2.61	0.0033	0.0034
B1	28.10	2.65	0.0043	0.0044

Tabla 5.2 Carga axial aplicada en los especímenes

Espécimen	Carga (N)	$P/f'_c A_g$
A1	615 000	0.10
A2	1 505 000	0.24
B1	601 000	0.09

Para estas simulaciones se consideró la historia de carga reportada en dichos reportes, así en el programa SEISMOSTRUCT se tiene la opción de introducir dicha historia de carga tal como se muestra en la figura 5.5.

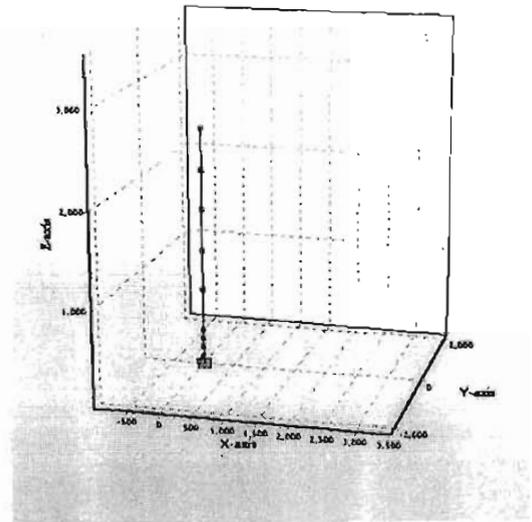
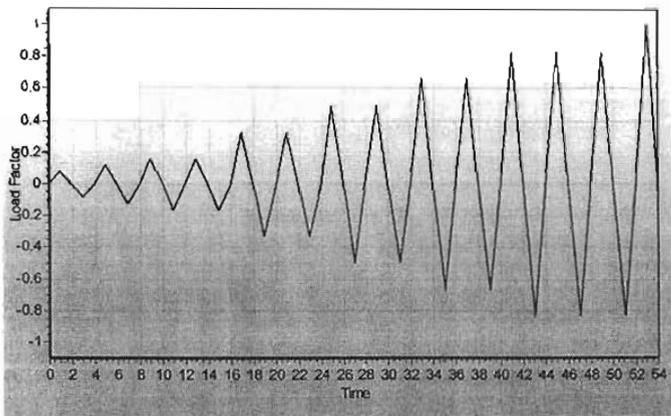


Figura 5.5 Historia de carga lateral y modelo del espécimen

En lo que concierne a la modelación del espécimen, se consideró una columna empotrada en su base, discretizando la sección con 200 fibras, mientras que el elemento se discretizó con 9 elementos, siendo más pequeña la longitud de éstos en la zona de articulación plástica (figura 5.5).

De acuerdo con Priestley *et al.* (1996) en este tipo de análisis se debe considerar la longitud de penetración de la columna sobre la cimentación, por lo que a la altura original del espécimen se le adicionó dicha longitud de penetración (L_{pj}), la que se evalúa con la expresión siguiente:

$$L_{pj} = 0.022 f_y d_{bl} \tag{5.1}$$

donde, f_y y d_{bl} son la resistencia a la fluencia (en MPa) y el diámetro del refuerzo longitudinal, respectivamente.

Este esquema de modelación es el que se utilizó tanto para calibrar el programa como para llevar a cabo el programa de simulaciones numéricas que más adelante se comentará.

5.2.1.2 Comparación de respuestas, experimental vs analítica

En la figura 5.6 se compara la respuesta histerética medida con la calculada mediante el programa SEISMOSTRUCT. En dicha figura se aprecia que el programa reproduce con buena aproximación la capacidad de resistencia y la capacidad de deformación última, no así la capacidad de disipación de energía, ya que la respuesta analítica la sobre estima a consecuencia de no considerar el deslizamiento relativo entre el refuerzo longitudinal y el concreto que lo rodea. Sin embargo, habrá que tomar en consideración que, para efectos de esta investigación, es importante que el programa reproduzca la deformación última más que la capacidad de disipación de energía.

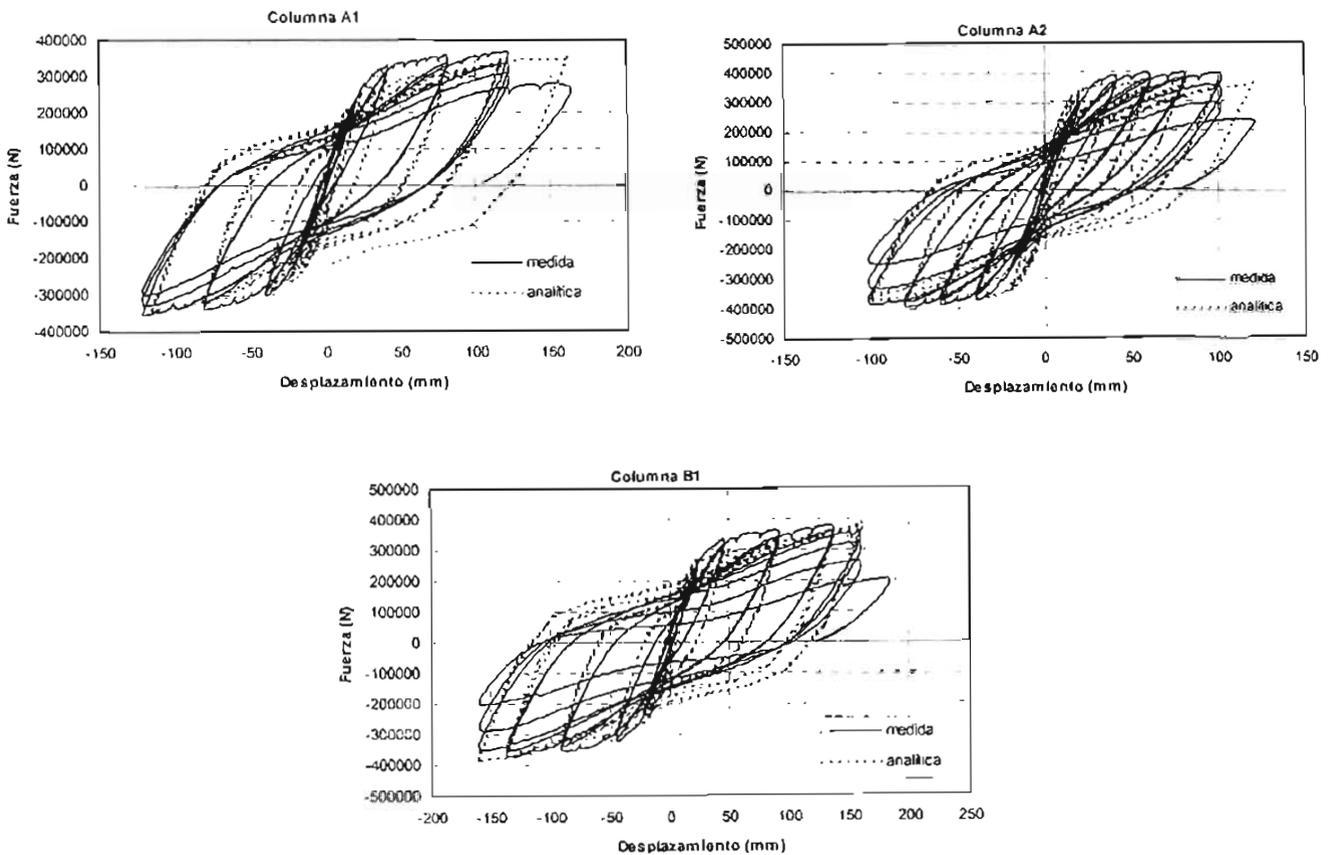


Figura 5.6 Comparación de la respuesta medida con la analítica

En las figuras 5.7 a 5.9 se comparan las deformaciones medidas con las calculadas en el refuerzo longitudinal, a nivel de la base de la columna. Las figuras muestran que el modelo de fibras sobre estima las deformaciones medidas.

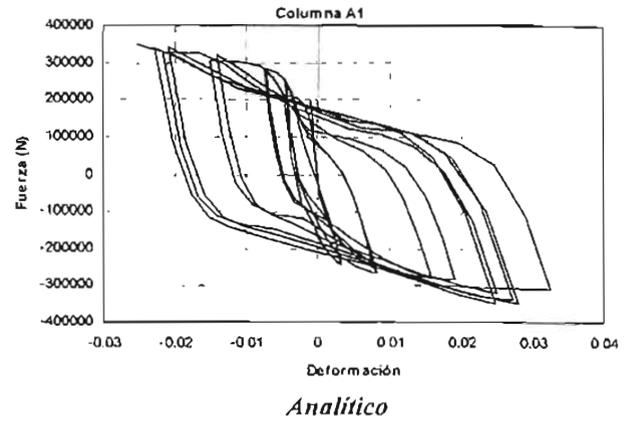
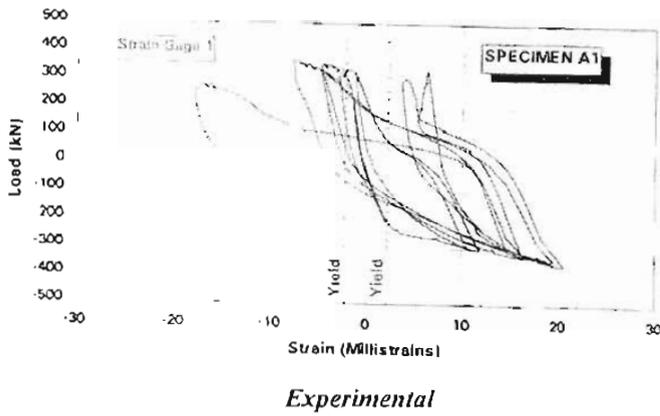


Figura 5.7 Deformación en el refuerzo longitudinal, comparación de la respuesta medida con la analítica, espécimen A1

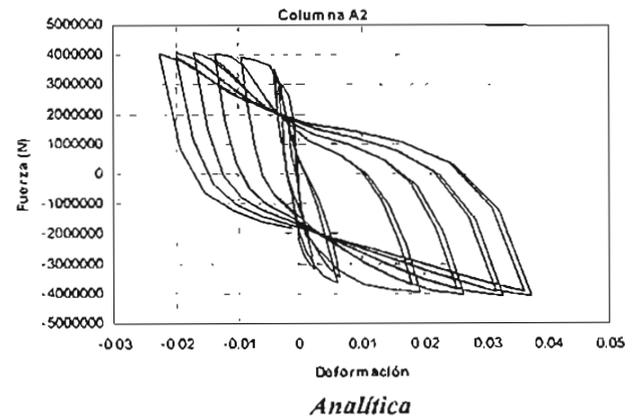
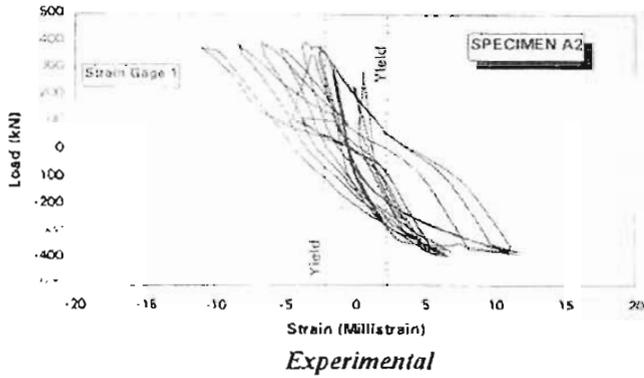


Figura 5.8 Deformación en el refuerzo longitudinal, comparación de respuesta medida con la analítica, espécimen A2

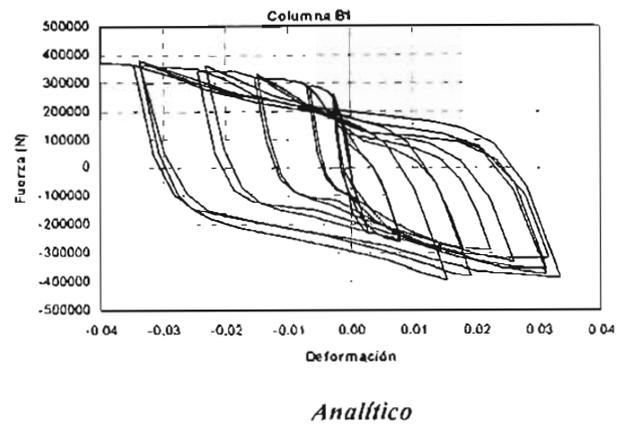
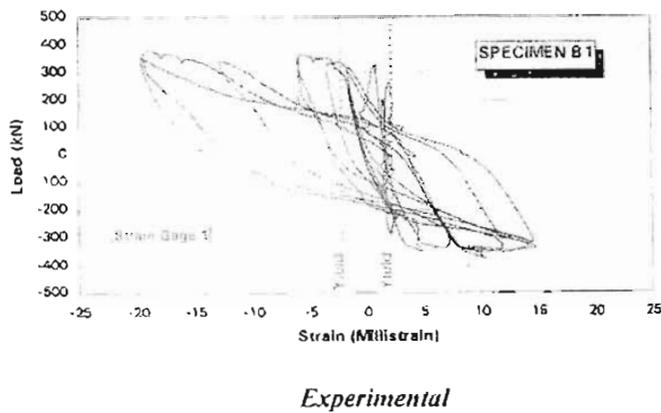


Figura 5.9 Deformación en el refuerzo longitudinal, comparación de la respuesta medida con la analítica, espécimen B1.

5.2.2 Columnas de sección circular

5.2.2.1 Información de los especímenes

La información correspondiente a las propiedades geométricas y mecánicas para los especímenes ensayados en el trabajo de Lehman y Moehle (2000), se describen a continuación.

- sección circular, 610 mm de diámetro
- recubrimiento, 22 mm
- diámetro del refuerzo longitudinal, 16 mm
- diámetro del refuerzo transversal, 6.40 mm
- cuantía del refuerzo longitudinal, 1.50 %
- cuantía del refuerzo transversal, 0.70 %
- $f_{y\text{longitudinal}} = 462 \text{ Mpa}$
- $f_{y\text{transversal}} = 607 \text{ Mpa}$
- $f'_c = 31 \text{ MPa}$

Al igual que las columnas de sección rectangular se ensayaron en cantilever. La altura de los especímenes fueron variables, tal como se muestra en la tabla 5.3.

Tabla 5.3 Altura de los especímenes ensayados

Espécimen	H (mm)
415	2438.40
815	4876.80
1015	6096.00

Estas columnas fueron sometidas a una carga axial de 654 N, la cual representa un 7 % de la resistencia a compresión del área bruta de la sección. La historia de carga lateral aplicada a dichos especímenes se muestra en la figura 5.10.

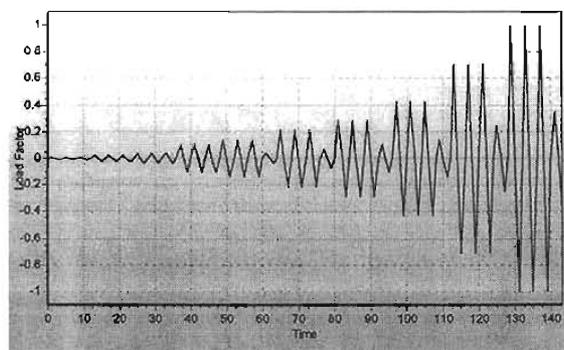


Figura 5.10 Historia de carga lateral aplicada a los especímenes

5.2.2.2 Comparación de respuestas, experimental vs analítica

En la figura 5.11 se compara la respuesta histerética calculada y medida; se puede notar que al igual que las columnas de sección rectangular, el modelo de fibras reproduce adecuadamente la resistencia y la capacidad última de deformación, aunque sobre estima la capacidad de disipación de energía histerética.

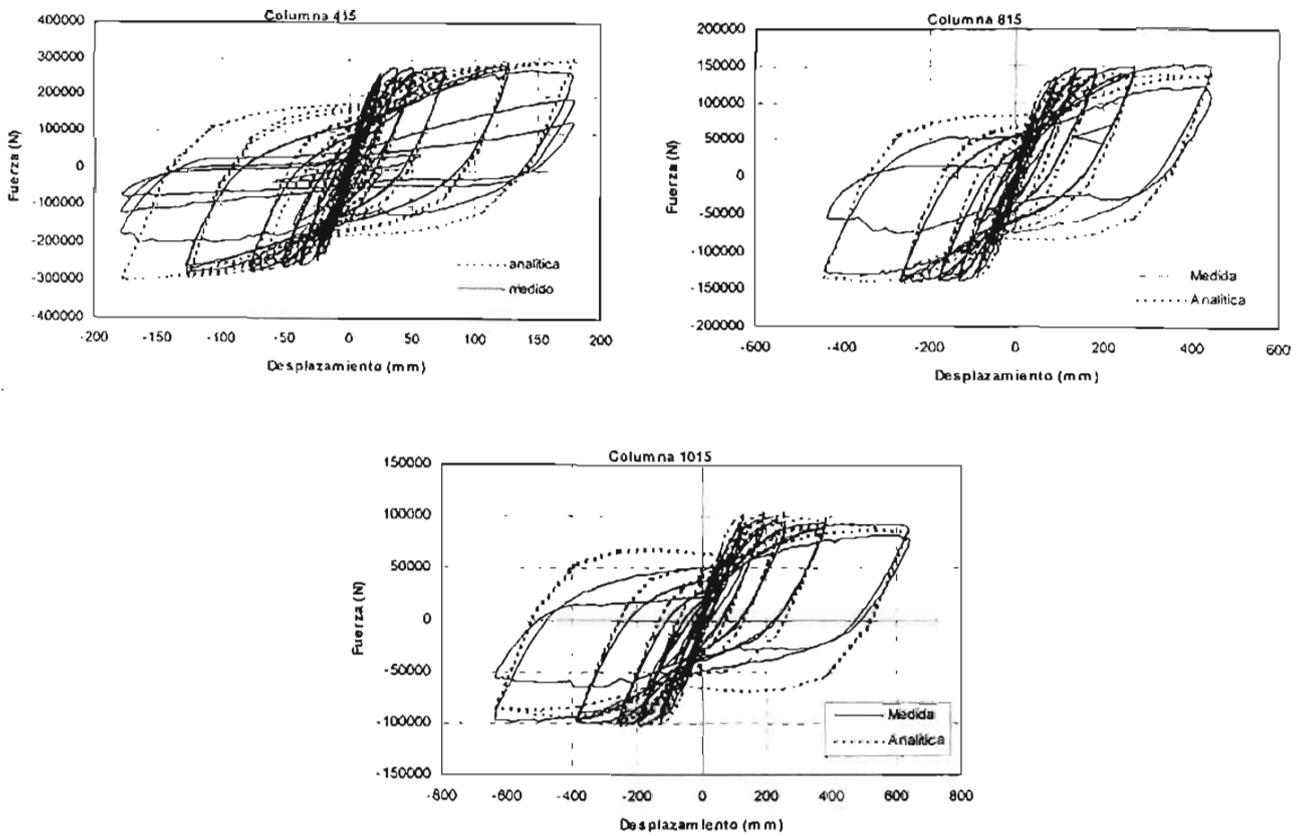


Figura 5.11 Comparación de la respuesta medida con la calculada

En la figura 5.12 se muestran las comparaciones entre deformaciones medidas y calculadas en el refuerzo longitudinal para diferentes alturas de la columna 415. En dichas figuras se aprecia que la forma de las gráficas correspondientes a las deformaciones experimentales y analíticas, no llegan a ser similares; aunque la magnitud de las deformación son del orden, siendo mayores las analíticas.

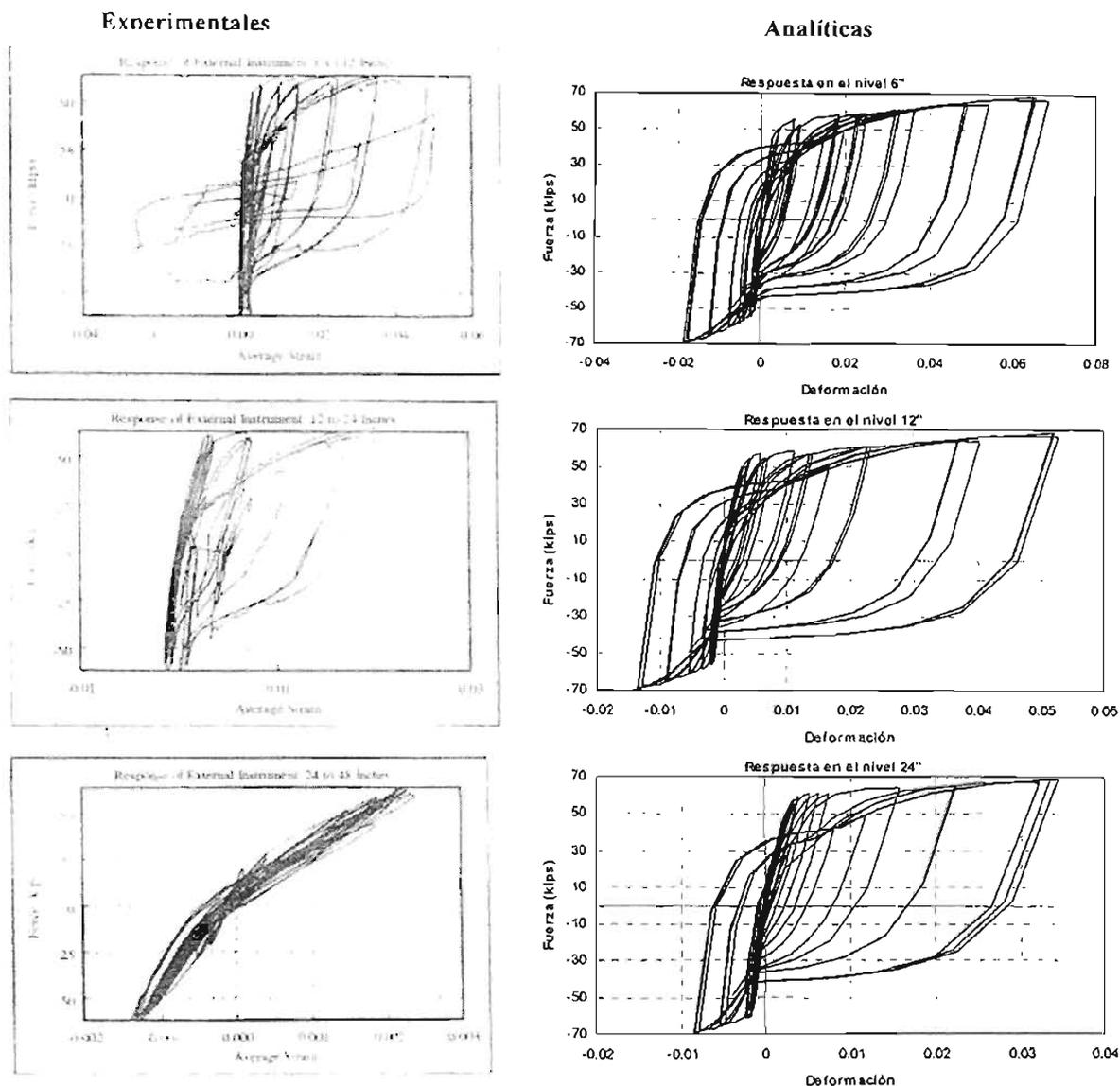


Figura 5.12 Deformaciones medidas y calculadas en el refuerzo longitudinal a diferentes alturas de la columna 415

5.3 CALIBRACIÓN DE LOS CRITERIOS DE FALLA DEL ELEMNTO

Para efectos de elegir el criterio de falla de columnas, se tomó en consideración que tuviera un grado de dificultad y una confiabilidad aceptable. Para ello se hicieron varias simulaciones numéricas de ensayos de columnas, utilizando los criterios de falla antes mencionados; sus resultados fueron comparados con los experimentales para verificar su bondad.

En la modelación de fibras es posible evaluar la deformación del material, ya sea del refuerzo longitudinal, del concreto simple o del concreto confinado, en cualquier punto de la sección. Así, para evaluar los criterios de cada modo de falla de la columna se hizo con base en la deformación de los materiales como se indica a continuación: la deformación del concreto confinado que da lugar a la ruptura del estribo, la deformación del refuerzo longitudinal que lleva a la falla por tensión y la deformación del refuerzo longitudinal que propicia el pandeo de la barra.

Para estimar la deformación del concreto confinado que lleva a la fractura del estribo, se empleó el criterio de Mander *et al.* (1988); mientras que para la falla por pandeo se utilizaron las gráficas obtenidas por Rodríguez y Botero (1997) para predecir la deformación a compresión en el acero que da inicio al pandeo; y para el caso de la deformación que lleva a la falla por tensión del refuerzo longitudinal se adoptaron los valores reportados en el trabajo de Rodríguez y Botero (1996).

En la figura 5.13 se presenta la validación de dos criterios de falla, pandeo del refuerzo longitudinal y ruptura del estribo, para algunos especímenes. Cabe comentar que al utilizar el criterio de falla de columnas asociado a la falla por tensión del refuerzo longitudinal se observó bastante discrepancia con respecto a los resultados experimentales, por lo que automáticamente se omitió este criterio.

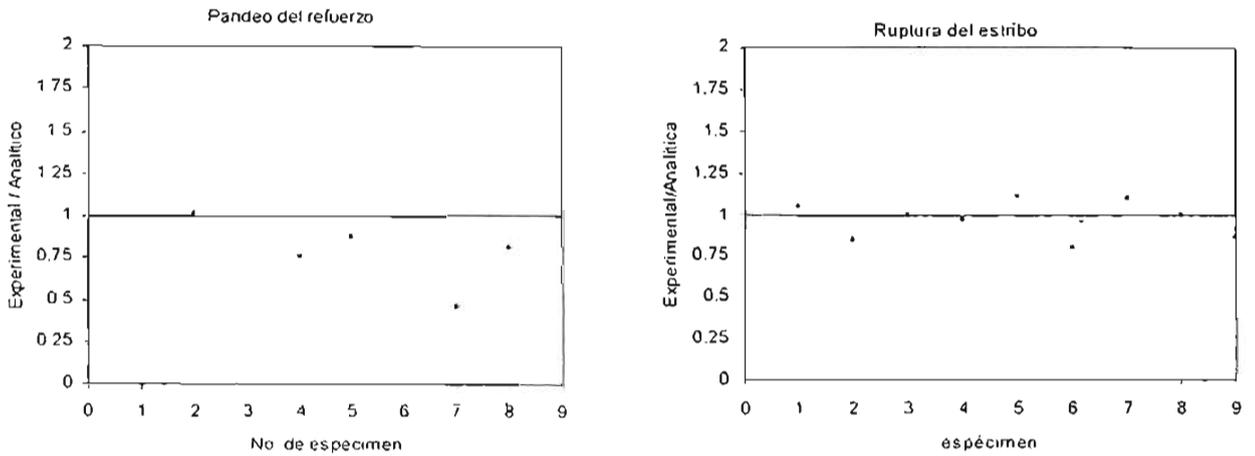


Figura 5.13 Validación de dos criterios de falla de columnas de concreto reforzado

Los análisis mostrados en la figura 5.13 mostraron que el criterio que es más fácil de emplear y que mejor predice la falla de la columna, es el correspondiente a la ruptura del refuerzo transversal. En la figura 14 se muestran más calibraciones para este criterio de falla, en la que se puede ver que a pesar de que la ecuación de Mander ha sido formulada a partir de secciones confinadas bajo carga axial a compresión, se tuvo una buena correlación con resultados experimentales para el caso en que las columnas fueron sometidas simultáneamente a carga axial constante y carga lateral. En la figura 5.15 se muestran parte de los resultados calibrados, pero representados con base en la respuesta histerética.

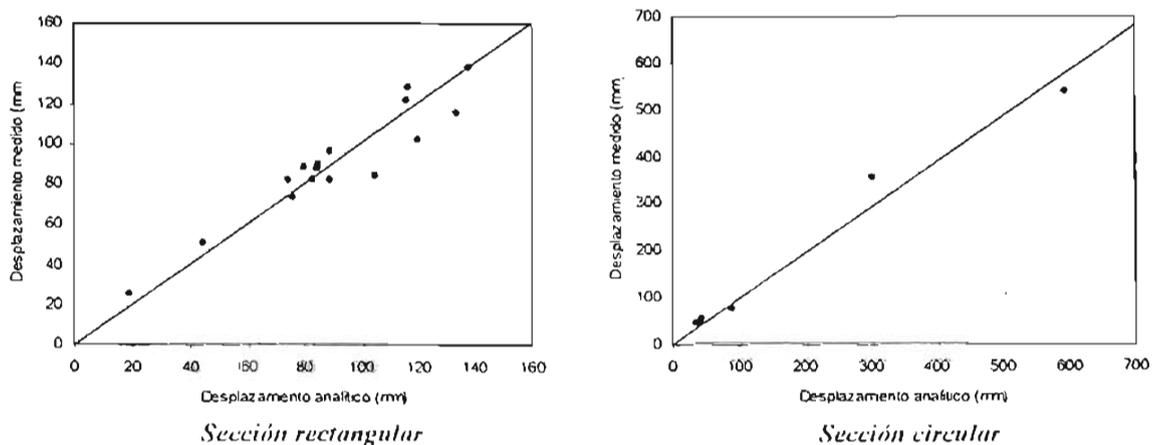


Figura 5.14 Comparación de desplazamientos medido y calculado, cuando falla la columna por ruptura del estribo

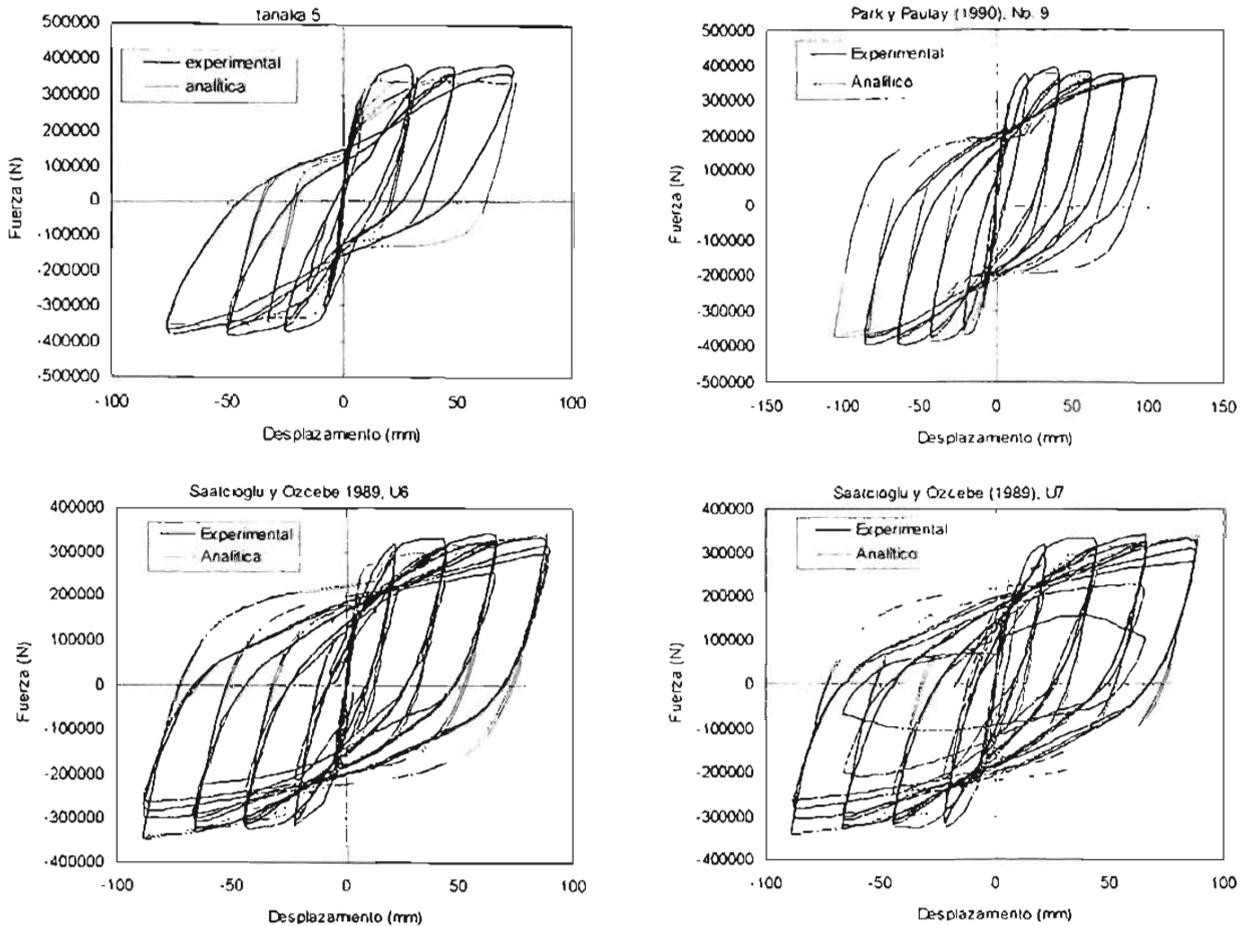


Figura 5.15 Comparación de la respuesta experimental y analítica utilizando como criterio de falla en esta última la ruptura del estribo

5.4 SIMULACIONES NUMÉRICAS REALIZADAS

Una vez definido el procedimiento de análisis para llevar a cabo las simulaciones numéricas de columnas en cantilever, con su respectiva validación experimental, se realizó un estudio paramétrico con más de 400 simulaciones numéricas, entre columnas de sección rectangular y de sección circular. El objetivo de dicho estudio radicó en reunir la información necesaria que permitiera deducir expresiones para calcular la capacidad de desplazamiento lateral a la fluencia y última, como se comentará ampliamente en el capítulo 6. La predicción de la capacidad de desplazamiento lateral de columnas de puentes de concreto reforzado, constituye un dato esencial para el desarrollo de procedimientos de diseño sísmico basados en control de desplazamientos.

5.4.1 Parámetros considerados

Para el caso de las columnas de sección rectangular, se consideró una sección de 100 cm x 180 cm, con una cuantía de refuerzo longitudinal de 1.91 %. En las columnas de sección circular se consideró un diámetro de 150 cm, con una cuantía de refuerzo longitudinal de 1.95 %. Para los dos tipos de sección se consideró un recubrimiento de 5 cm, con una resistencia a la compresión del concreto (f'_c) de 300

kg/cm², y con una resistencia a la fluencia del refuerzo (f_y) de 4200 kg/cm². Se eligieron estos valores por considerarlos entre los más usuales en la práctica de diseño de puentes.

El refuerzo de confinamiento, la carga axial a compresión constante y la relación de aspecto, fueron los parámetros que se variaron para analizar la capacidad de desplazamiento lateral última; para analizar la capacidad de desplazamiento lateral a la fluencia se varió la cuantía de refuerzo longitudinal.

La carga axial a compresión se manejó como un porcentaje de la resistencia a compresión de la sección gruesa. Se emplearon valores representativos para columnas de puentes que, de acuerdo con la literatura, se cubren con los casos siguientes: 5%, 10%, 15%, 20%, 25% y 30%.

Las columnas se sometieron a una historia de desplazamiento lateral alternada. Primero se aplicó un ciclo de $0.5\Delta_y$ y $0.75\Delta_y$, siendo Δ_y el desplazamiento a la fluencia; después se aplicaron tres ciclos de Δ_y y $2\Delta_y$. Posteriormente, se aplicaron tres ciclos de desplazamiento lateral en función de la distorsión de la columna, iniciando con un valor superior a $2\Delta_u$, con incrementos de $0.01H$ hasta alcanzar la falla de la columna.

En las columnas de sección circular se varió el confinamiento de refuerzo transversal, a partir de una cuantía de refuerzo transversal base, tomando como tal la cuantía que recomienda el reglamento del ACI-318 (2002) para columnas zunchadas. Se establecieron cuatro categorías más de confinamiento, tal como se ilustra en la tabla 5.4.

Tabla 5.4 Niveles de confinamiento utilizados en columnas de sección circular

Nivel de confinamiento	Cuantía de refuerzo transversal	Separación (mm)
1.50 ACI	0.0128	28.30
1.25 ACI	0.0107	34.00
ACI (base)	0.0085	42.30
0.75 ACI	0.0064	56.40
0.50 ACI	0.0042	84.60

Para el caso del refuerzo de confinamiento en columnas de sección rectangular se analizaron diferentes arreglos del refuerzo transversal, en términos de un parámetro que se le denominó confinamiento efectivo, λ_c , el cual se describe a continuación.

5.4.2 Definición del confinamiento efectivo, λ_c

En la revisión de las especificaciones de los reglamentos para puentes, el nivel de confinamiento requerido para determinada demanda de carga axial queda definido por la cuantía volumétrica de acero transversal, la cual lleva implícita la cantidad de acero transversal y la separación de los estribos. Sin embargo, para el caso particular de las columnas de sección rectangular es necesario disponer de un parámetro más representativo del confinamiento, ya que éste no sólo depende de la cantidad del refuerzo y la separación vertical del mismo, sino también del detallado, o arreglo, de dicho refuerzo en la sección transversal.

En esta investigación se propuso un parámetro, que depende de los tres factores anteriores y que se denominó confinamiento efectivo λ_c , el cual se expresa como sigue:

$$\lambda_c = k_v \rho_s \quad (5.2)$$

donde, k_e es el coeficiente de eficiencia efectiva del confinamiento, que toma en consideración el arreglo del refuerzo transversal en la sección y la separación de los estribos; ρ_s es la cuantía transversal volumétrica ($\rho_s = \rho_x + \rho_y$).

Para evaluar k_e , se encontraron dos propuestas en la literatura, la de Mander *et al.* (1988) y Saatcioglu y Razvi (1992). En esta última se plantea una ecuación empírica en la que se supone una presión de confinamiento uniforme equivalente, con la cual se trata de considerar el confinamiento efectivo que induce el arreglo del refuerzo transversal en la sección junto con la separación vertical de los estribos, por lo que la evaluación del coeficiente de eficiencia efectiva del confinamiento k_e , está dado por:

$$k_e = \frac{k_2 x b_{cx} + k_3 y b_{cy}}{h_{cx} + h_{cy}} \quad (5.3)$$

$$k_3 = 0.15 \sqrt{\left(\frac{h_c}{s}\right) \left(\frac{h_c}{s_l}\right)} \leq 1.0 \quad (5.4)$$

donde, k_3 es el coeficiente de eficiencia del confinamiento en una dirección (x ó y), s es la separación vertical de los estribos; s_l es la separación de las barras longitudinales restringidas y h_c es la dimensión de confinamiento en una dirección (x ó y).

De acuerdo a Mander *et al.* (1988), k_e es un índice que relaciona el área mínima del núcleo confinado de manera efectiva respecto al área del núcleo nominal delimitado por el perímetro del estribo; para calcular el área mínima de confinamiento efectivo se toma en consideración que en ella se desarrolla una acción de arco como se aprecia en la figura 5.16 (Sheik y Uzumeri, 1980). k_e es siempre menor que uno, puesto que toma en cuenta que en una sección rectangular no todo el núcleo del concreto delimitado por el estribo trabaja de manera efectiva como en una sección circular con la misma cuantía volumétrica de refuerzo transversal. Así, k_e se define como:

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (5.5)$$

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc}) \quad (5.6)$$

donde, A_c es el área del núcleo de concreto confinado efectivo, ρ_{cc} la cuantía del área de acero longitudinal al área del núcleo de la sección y A_c representa el área del núcleo de la sección.

De esta forma para estribos de sección rectangular confinados con estribos y grapas, se dispone de la siguiente ecuación:

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i)^2}{6bc d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2bc}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (5.7)$$

donde, w_i es la separación de las barras longitudinales restringidas por grapas o estribos (en el perímetro de la sección confinada), s' es la separación vertical de los estribos, b_c y d_c son el ancho y alto de la sección confinada, respectivamente.

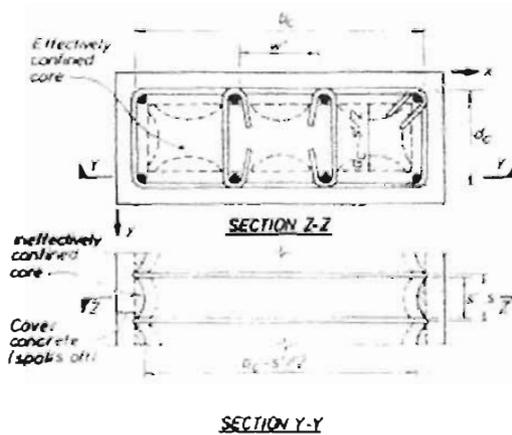


Figura 5.16 Confinamiento efectivo del núcleo de concreto

De estos dos criterios se optó por utilizar este último ya que es más práctica su aplicación, además de ser de mayor aceptación en varios trabajos de investigación sobre confinamiento de columnas (Cusson D. y Paultre P., 1995; Légeron F. y Paultre P., 2003). Por lo que en esta investigación, el valor de k_c se evaluó con la ecuación 5.7

En el estudio paramétrico se tomaron en cuenta cuatro valores de k_c , 0.5, 0.6, 0.7 y 0.8 (figura 5.17); a su vez, para cada uno de estos arreglos se consideraron cuatro diámetros diferentes de estribos: 2/8", 3/8", 4/8" y 5/8".

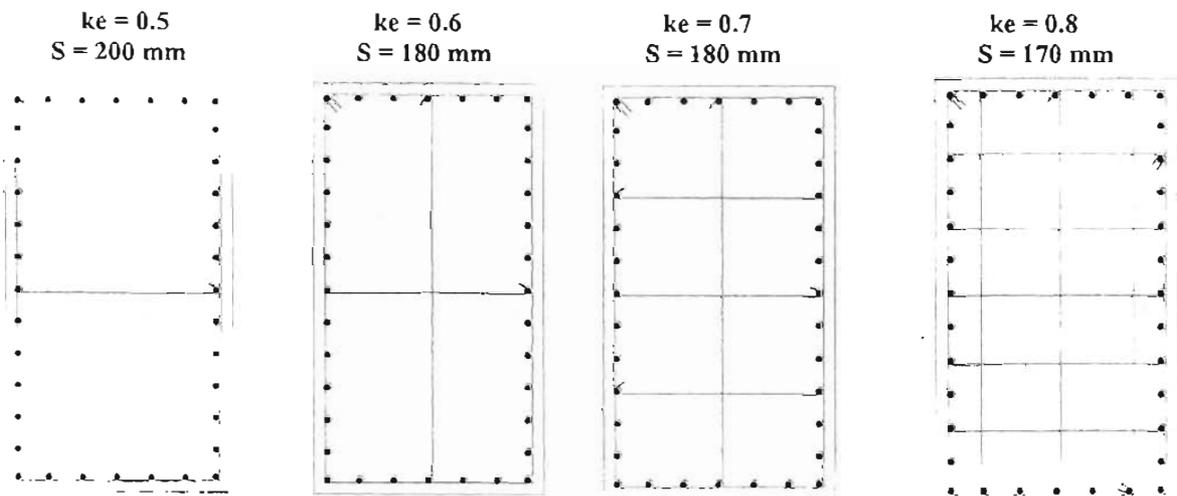


Figura 5.17 Arreglos de refuerzo transversal considerados en las simulaciones

5.4.3 Resultados

En la figuras 5.18 y 5.19 se muestran parte de los resultados obtenidos, y se puede ver como varía la distorsión en columnas de sección rectangular y de sección circular conforme se incrementa la carga axial; esto para diferentes niveles de confinamiento. En ambos casos resulta evidente que para niveles de carga axial mayores a 15 %, disminuye la capacidad de distorsión de la columna, aun cuando se aumenta el confinamiento. Sin embargo, hay que notar que para las columnas de sección circular, el incremento del

confinamiento da lugar a una relativa mayor capacidad de deformación para altos niveles de carga axial en comparación con las de sección rectangular.

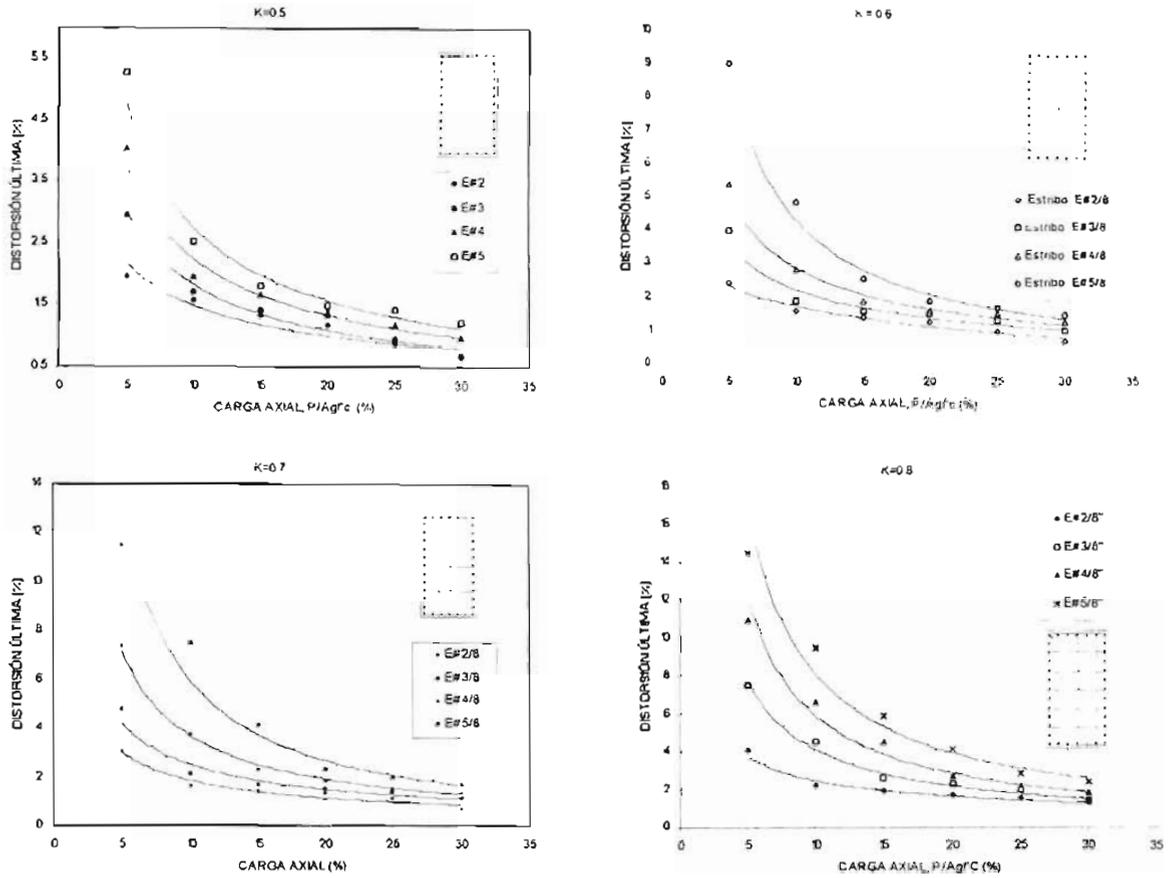


Figura 5.18 Capacidad de distorsión última de columnas de sección rectangular, $H/L=6$

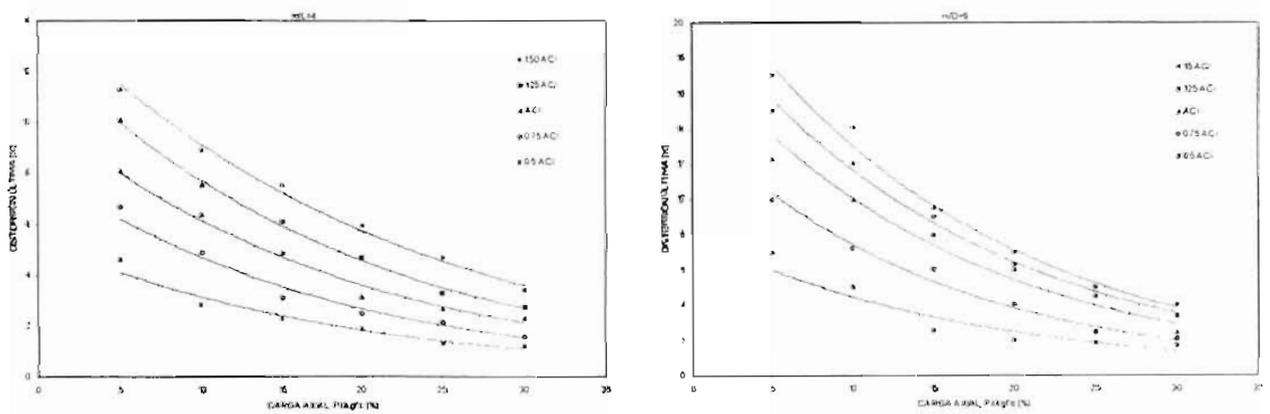


Figura 5.19 Capacidad de distorsión última de columnas de sección circular

En las figura 5.20 se ilustra la variación de la distorsión con el aumento del confinamiento efectivo λ_c , tomando en cuenta diferentes niveles de carga axial. Se observa que al incrementar el

confinamiento efectivo aumenta la capacidad de distorsión, sin embargo esta situación no es clara para columnas sometidas a grandes niveles de carga axial.

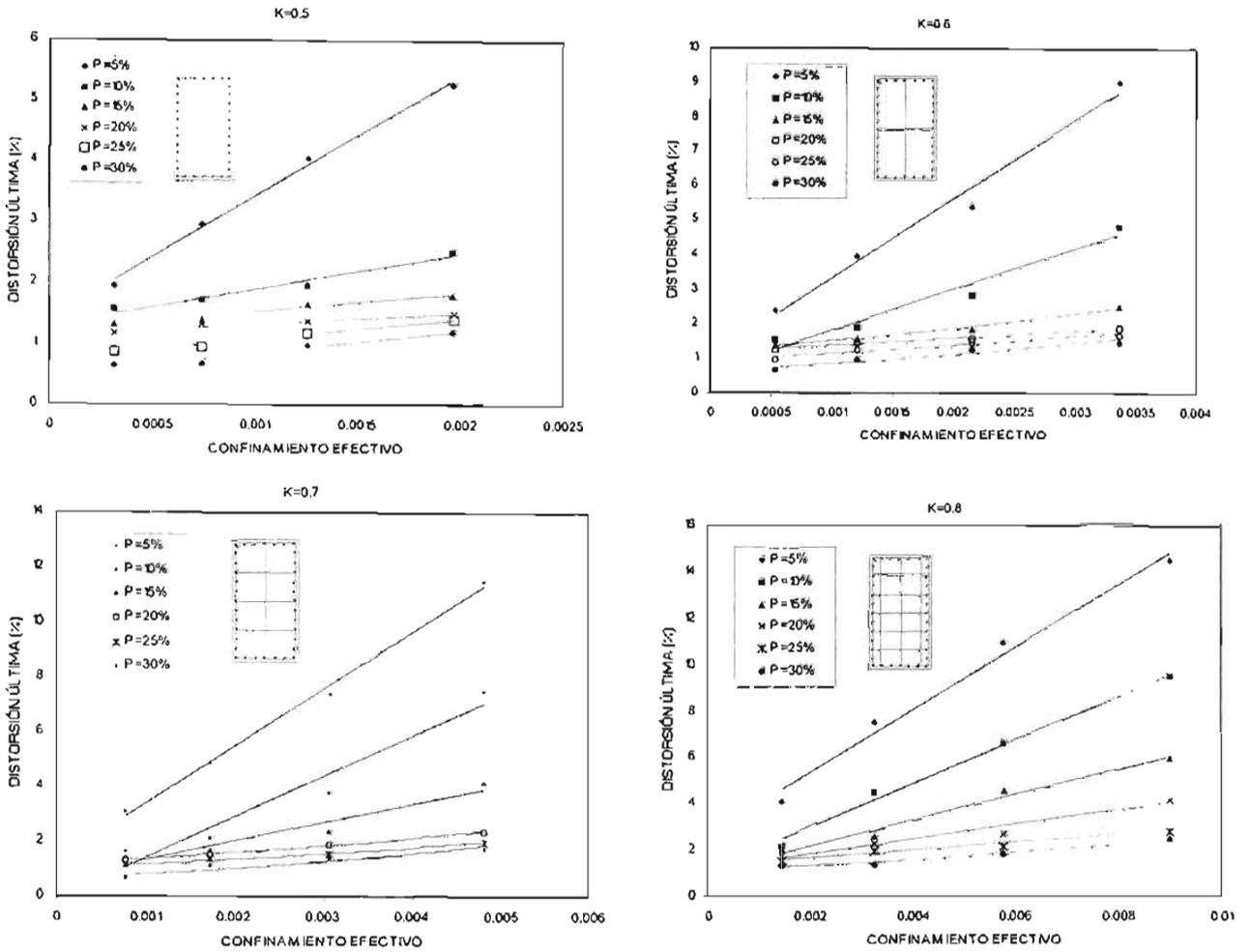


Figura 5.20 Capacidad de distorsión última de columnas de sección rectangular, $H/L=6$

CAPÍTULO VI

ECUACIONES PARA EVALUAR LA CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO LATERAL DE COLUMNAS

Tomando como marco de referencia las simulaciones numéricas realizadas, se procedió a desarrollar ecuaciones que relacionaran la capacidad de desplazamiento lateral (fluencia y última) con el refuerzo necesario para cubrirla, además de establecer una ecuación simplificada para calcular la rigidez agrietada; dentro de estas ecuaciones también se analizó la influencia de la carga axial y la relación de aspecto en la respuesta de las columnas, tal como se describe a continuación.

6.1 CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA Y RIGIDEZ AGRIETADA

6.1.1 Antecedentes

Como más adelante se comentará, para el análisis del estado límite de servicio, se propone limitar la respuesta de la columna a la deformación de fluencia. Por lo anterior es indispensable disponer de expresiones que permitan evaluar la capacidad de deformación de fluencia, en función del tamaño de la sección y del refuerzo longitudinal.

Existen diferentes expresiones para evaluar la capacidad de deformación de fluencia de elementos de concreto reforzado, como se describe ampliamente en el trabajo de Panagiotakos y Fardis (2001), y en el de Brachmann *et al.* (2004); de todas ellas, las más difundidas por ser simples de aplicar, son las debidas a Priestley (2000).

Priestley, partiendo de curvas momento-curvatura con una idealización bilineal (figura 6.1), establece que la deformación de fluencia es independiente del nivel de carga axial y de la cuantía de refuerzo longitudinal, por lo que puede ser evaluada con las siguientes expresiones:

sección rectangular: $hc\phi_y = 2.12\varepsilon_y$ (6.1)

sección circular: $D\phi_y = 2.45\varepsilon_y$ (6.2)

donde, ϕ_y es la curvatura de fluencia, ε_y deformación a la fluencia del refuerzo, h_c y D son la altura y diámetro de la sección, respectivamente.

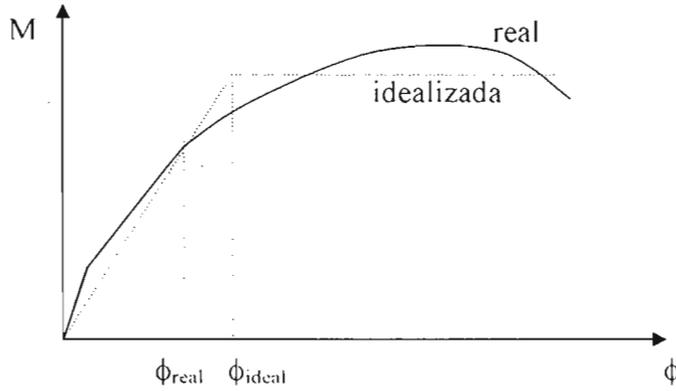


Figura 6.1 Curvas, momento-curvatura, real e ideal

Al realizar simulaciones numéricas de columnas de sección rectangular, con las dimensiones descritas en el apartado 5.4.1, con relación de aspecto de seis y cuantías de refuerzo longitudinal de 1.91% y 2.67%, se calculó la deformación de fluencia (D_y Análisis), que al compararla con la que se obtiene de la expresión recomendada por Priestley (D_y Priestley), se encontró que ésta sobreestima la deformación de fluencia de la columna entre 20% y 50%, tal como se aprecia en la figura 6.2.

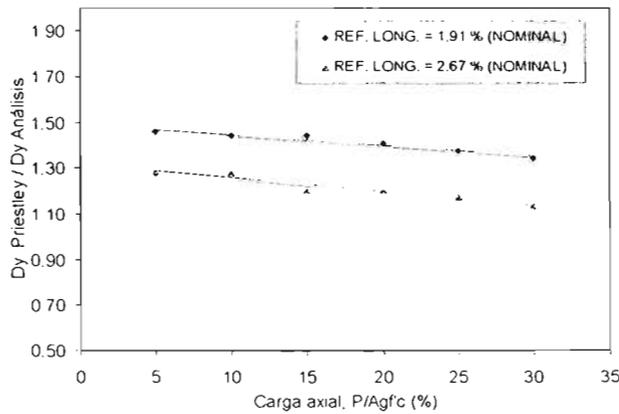


Figura 6.2 Comparación de los desplazamientos laterales de fluencia, calculados con el criterio de Priestley y con simulaciones numéricas

Por lo anterior, dichas expresiones no dan resultados conservadores al ser empleadas en el procedimiento de diseño para el estado limite de servicio, si se pretende limitar la respuesta de la columna a la deformación de fluencia nominal (o ideal). Por consiguiente, es necesario desarrollar ecuaciones simples que permitan evaluar el desplazamiento lateral de las columnas, cuando el refuerzo longitudinal alcanza la deformación de fluencia.

6.1.2 Ecuaciones para evaluar el desplazamiento de fluencia

Con el propósito de analizar la variación del desplazamiento lateral de fluencia respecto a la cuantía de refuerzo longitudinal y el nivel de carga axial, se realizaron simulaciones numéricas de columnas de sección rectangular y de sección circular, sometidas a carga axial y carga lateral monótona creciente hasta producir la deformación de fluencia del refuerzo longitudinal. Las dimensiones de las secciones son las que se describieron previamente, con una relación de aspecto de cuatro, y una resistencia a la compresión del concreto, $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$. Las cuantías de refuerzo longitudinal estudiadas, oscilaron entre 0.0048 (refuerzo mínimo recomendado por las NTC-Concreto) y 0.04 (como máxima en la práctica de diseño). Los resultados obtenidos se muestran en la figura 6.3.

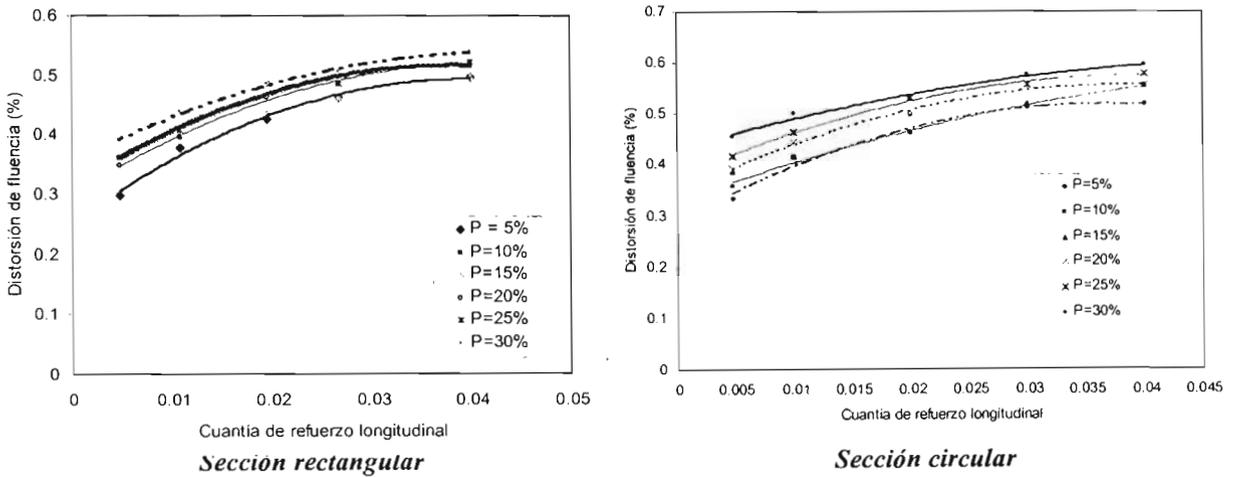


Figura 6.3 Capacidad de distorsión de fluencia en columnas en cantilever, relación de aspecto de cuatro

La figura 6.3 muestra que la capacidad de desplazamiento lateral de fluencia, definida en términos de la distorsión, varía de manera importante con la cuantía de refuerzo longitudinal, entre la cuantía mínima y 0.025, en tanto que la carga axial tiene poca influencia en los valores de la distorsión.

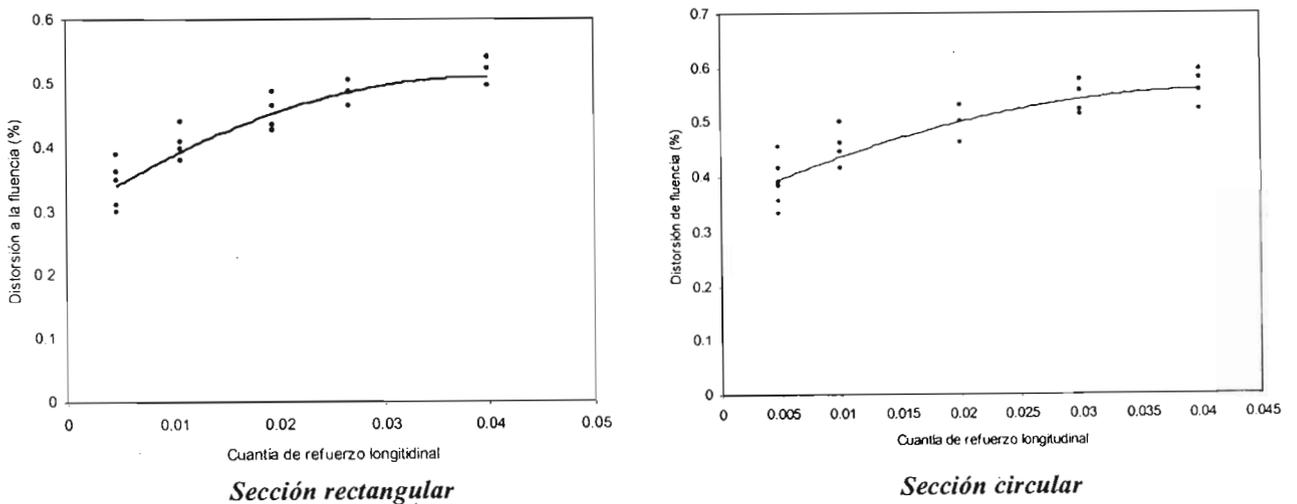


Figura 6.4 Curvas promedio para relacionar la distorsión y la cuantía de refuerzo longitudinal, relación de aspecto de cuatro

Con los resultados del análisis anterior se desarrollaron ecuaciones que relacionaran la distorsión de fluencia con el refuerzo longitudinal, al observar poca influencia de la carga axial. La tendencia de los resultados de la figura 6.3 indica que dicha relación se puede describir con una curva de segundo grado. Así, se ajustaron por mínimos cuadrados las curvas correspondientes a los resultados de cada nivel de carga axial y de ellas se obtuvo una ecuación que representa el promedio de dichas curvas, como se aprecia en la figura 6.4.

Con base en dicha ecuación promedio fue posible deducir otras que dieron lugar a evaluar la curvatura de la sección, la distorsión del elemento y el refuerzo longitudinal necesario para limitar la respuesta a la fluencia. Dichas ecuaciones se describen a continuación.

Curvatura de fluencia, ϕ_y . A diferencia de la ecuación propuesta por Priestley (2000), ésta se determina no solamente en función de la altura de la sección, sino también de la cuantía de refuerzo longitudinal, tal como se muestra a continuación.

$$\text{Sección rectangular: } \phi_y = \frac{0,0075}{h_c} \left(0,30 + 10,52\rho_l - 125\rho_l^2 \right) \quad (6.3)$$

$$\text{Sección circular: } \phi_y = \frac{0,0075}{D} \left(0,34 + 11,22\rho_l - 145,80\rho_l^2 \right) \quad (6.4)$$

donde, ρ_l es la cuantía de refuerzo longitudinal, h_c y D es el peralte y el diámetro de la sección, respectivamente.

Distorsión de fluencia para columnas en cantilever, γ_y . Se establecieron ecuaciones para evaluar la capacidad de distorsión de fluencia para otras relaciones de aspecto, entre 4 y 6.

$$\begin{aligned} \text{Sección rectangular: } \gamma_y (\%) &= \eta \frac{h_c \phi_y}{0,0075} & (6.5) \\ \eta &= 0,25 \frac{H}{h_c} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sección circular: } \gamma_y (\%) &= \eta \frac{D \phi_y}{0,0075} & (6.6) \\ \eta &= 0,25 \frac{H}{D} \end{aligned}$$

$$\gamma_y = \frac{\Delta_y}{H}$$

Donde, Δ_y representa el desplazamiento lateral a la fluencia y H la altura de la columna.

Relación, cuantía de refuerzo longitudinal y distorsión de fluencia. Al despejar ρ_l de las ecuaciones anteriores se obtiene.

$$\text{Sección rectangular: } \rho_l = 0.04208 - \left[0.00417 - 0.008 \frac{\gamma(\%)}{\eta} \right]^{1/2} \quad (6.7)$$

$$\text{Sección circular: } \rho_l = 0.03848 - \left[0.00381 - 0.0068 \frac{\gamma(\%)}{\eta} \right]^{1/2} \quad (6.8)$$

Las ecuaciones en las que se evalúa γ_y (%) y ρ_l , solamente son aplicables dentro del intervalo de valores delimitados por las cuantías mínimas (0.0048) y máximas (0.04) del refuerzo longitudinal.

De la aplicación de estas ecuaciones se pueden comentar algunos valores de distorsión de fluencia que pueden experimentar columnas de puentes en cantilever, de secciones rectangular y circular. El valor máximo de distorsión que pueden alcanzar estas columnas no supera 0.8 %; esto tomando en cuenta la máxima cuantía de refuerzo longitudinal y una relación de aspecto de seis. Mientras que la mínima distorsión que pueden desarrollar es del orden de 0.3 %; este valor se asocia a la mínima cuantía de refuerzo longitudinal y a una relación de aspecto de cuatro. Para columnas con cuantías de refuerzo longitudinal más comúnmente usadas en el diseño (dos por ciento), la capacidad de distorsión de fluencia puede oscilar entre 0.4 % y 0.7 %, correspondientes a relaciones de aspecto de 4 y 6, respectivamente. Cabe señalar, que para efectos de incrementar la capacidad de distorsión de fluencia, la cuantía de refuerzo longitudinal es fundamental para el intervalo de valores de 0.0048 a 0.025, aproximadamente; cuantías superiores a 0.025 no contribuyen a un incremento significativo de la capacidad de distorsión de fluencia.

6.1.3 Ecuaciones para evaluar momento de inercia agrietado, I_{cr}

En la literatura existen varias propuestas para evaluar el momento de inercia agrietado (I_{cr}), de secciones de concreto reforzado, tal como se comenta ampliamente en el trabajo de Mehanny *et al.* (2001). En algunos planteamientos se manejan porcentajes del momento de inercia de la sección bruta (I_g) para tomar en cuenta el nivel de agrietamiento que tiene la columna cuando esta alcanza aproximadamente la deformación de fluencia. El ACI 318 (1998), FEMA 273 (1997) y el de Nueva Zelanda (1995), recomiendan valores de $0.8I_g$, $0.7I_g$ y I_g , respectivamente; en tanto, otros trabajos proponen procedimientos más precisos, pero más elaborados, en las que se tiene que evaluar la resistencia y deformación de fluencia, y en algunos casos estimar la carga axial a compresión que lleva a la falla balanceada del miembro; dichos trabajos son los correspondientes a la CEB (1996), AIJ (1991) y el de Mehanny *et al.* (2001).

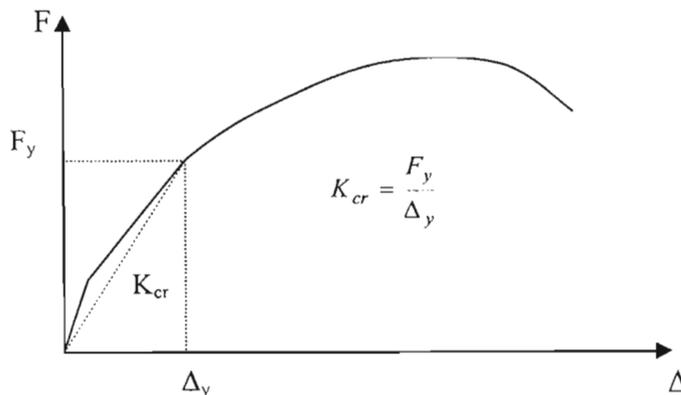


Figura 6.5 Rigidez lateral agrietada cuando la columna alcanza la deformación de fluencia

En el procedimiento de diseño para el estado límite de servicio es necesario disponer de un criterio simplificado para evaluar la rigidez lateral agrietada cuando la columna alcanza la deformación de fluencia (figura 6.5), por lo que se requieren ecuaciones que permitan calcular el momento de inercia agrietado I_{cr} , tomando en cuenta los principales parámetros que repercuten en él, ya que a partir de este, y dependiendo de las condiciones de apoyo de los extremos de la columna, se puede determinar la rigidez.

Así, en esta investigación se aprovecharon las simulaciones numéricas realizadas en el estudio del apartado anterior, para evaluar cocientes entre el momento de inercia agrietado y el momento de inercia de la sección bruta (sección no transformada), I_{cr}/I_g , en función de la cuantía de refuerzo longitudinal y la carga axial, al tomar en cuenta que dicha relación es igual a la relación de rigideces laterales de la sección agrietada y sección bruta (K_{cr}/K_g), como se muestra en las siguientes ecuaciones:

la rigidez lateral de una columna en cantilever está dada por:

$$\text{Sección agrietada } K_{cr} = \frac{3EI_{cr}}{H^3} \quad (6.9)$$

$$\text{Sección bruta } K_g = \frac{3EI_g}{H^3} \quad (6.10)$$

al evaluar la relación de rigideces (K_{cr}/K_g) se obtiene:

$$\frac{K_{cr}}{K_g} = \frac{I_{cr}}{I_g} \quad (6.11)$$

Los resultados obtenidos se muestran en la figura 6.6. En dicha figura se observa que los puntos obtenidos se pueden ajustar mediante rectas para cada uno de los niveles de cuantía de refuerzo longitudinal, por lo que al aplicar una regresión lineal de múltiples variables es posible obtener ecuaciones aproximadas que se ajusten a dichos puntos, como se muestra en las ecuaciones 6.12 y 6.13.

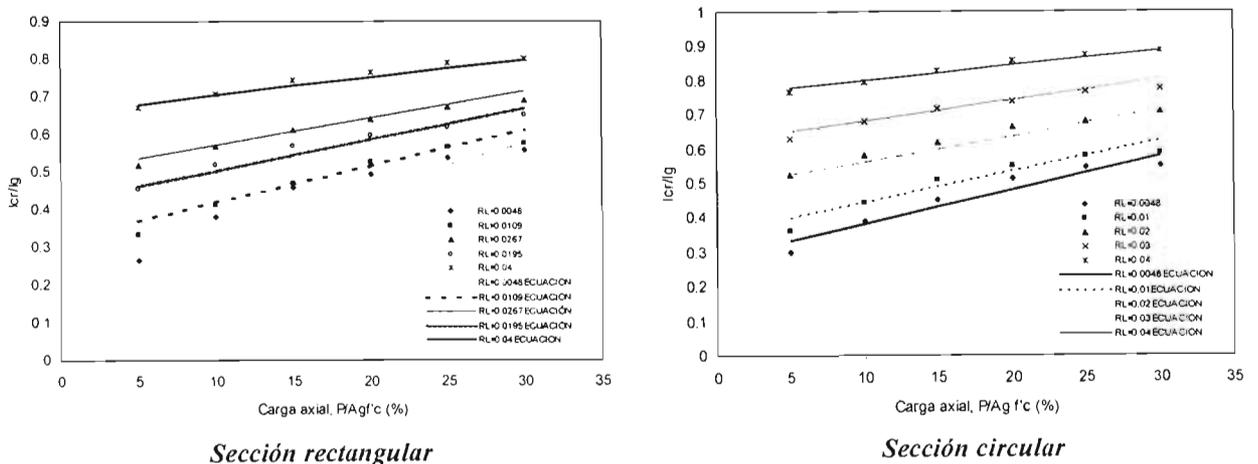


Figura 6.6 Ajuste de la ecuación con los puntos obtenidos de la simulación numérica

$$\text{Sección rectangular: } \frac{I_{cr}}{I_g} = 0.19 + 11.60\rho_l + 0.012 \cdot \frac{P}{A_g f'c} - 0.17\rho_l \frac{P}{A_g f'c} \quad (6.12)$$

Sección circular:
$$\frac{I_{cr}}{I_g} = 0.22 + 13.44\rho_l + 0.011 \frac{P}{A_g f_c} - 0.16\rho_l \frac{P}{A_g f_c} \quad (6.13)$$

donde, I_{cr} es el momento de inercia de la sección agrietada (fluencia del refuerzo), I_g representa el momento de inercia de la sección bruta no transformada y $P/A_g f_c$ es la carga axial como un porcentaje de la resistencia a compresión de la sección bruta (el cociente se multiplica por cien).

La figura 6.6 muestra que para columnas de secciones rectangular y circular, con bajas cuantías de refuerzo longitudinal, el momento de inercia agrietado puede llegar a ser un 30 % del momento de inercia de la sección bruta, aunque este valor crece gradualmente con el incremento de la carga axial, alcanzando valores del orden del 50 %, cuando la columna está sometida a una carga axial del 30 % de la resistencia a compresión de la sección bruta. Para cuantías de refuerzo longitudinal más grandes el momento de inercia agrietado, llega a alcanzar valores del 80 % del momento de inercia de la sección bruta, aproximadamente; sin embargo, el incremento de la carga axial ya no da lugar a un aumento importante del momento de inercia agrietado conforme se dispone de mayor cuantía de refuerzo longitudinal.

6.2 CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO ÚLTIMO

6.2.1 Antecedentes

Se han propuesto expresiones para evaluar la capacidad de deformación lateral última, como se describe en los trabajos de Razvi y Saatcioglu (1999), Panagiotakos y Fardis (2001), Sozen (2003) y Brachmann *et al.* (2004). Sin embargo, la mayoría de estas expresiones no se ajustan del todo a las necesidades del diseño sísmico de columnas de puentes, al ser calibradas para niveles de carga axial superiores a $0.3 P/A_g f_c$, que son más aplicables para edificios, además de que manejan una sola relación de aspecto.

Bajo este escenario, en esta investigación se desarrollaron ecuaciones para evaluar la capacidad de deformación última, tomando como criterio de falla del elemento, la ruptura del estribo, considerando los niveles de carga axial que son aplicables en puentes, una gama de relaciones de aspecto, y las características de detallado del refuerzo transversal.

6.2.2 Ecuaciones para evaluar el desplazamiento último

A partir de las simulaciones numéricas realizadas, se analizaron tendencias de comportamiento al considerar como valores fijos los parámetros siguientes: la resistencia a compresión del concreto, la cuantía de refuerzo longitudinal, la resistencia de fluencia del refuerzo y el recubrimiento. Así, las ecuaciones que se van a presentar están en función del confinamiento, el nivel de carga axial y la relación de aspecto.

Cabe señalar que los valores de relación de aspecto se limitaron en el rango de 4 a 6, en los cuales los efectos de segundo orden no son importantes, según se aprecia en la figura 6.7. En esta figura se observa que para diferentes niveles de confinamiento, tomando como valor base el del reglamento ACI 318 para columnas de sección circular, y diferentes demandas de carga axial, la capacidad de distorsión última se incrementa conforme se aumenta la relación de aspecto entre 4 y 6; lo anterior ya no es claro para valores de relación de aspecto más grandes, para los cuales se observa una reducción en la capacidad de distorsión última conforme se incrementa la carga axial. Esto último es atribuible a los efectos de segundo orden a los que se decidió no tomarlos en cuenta, porque complicarían el desarrollo de las expresiones. Es esta la razón por la que se limitó el intervalo de relaciones de aspecto a valores en que los

efectos de segundo orden no son significativos. No se descarta el estudio de este problema en una investigación a futuro.

Volviendo al desarrollo de las ecuaciones, para el caso de las columnas de sección rectangular, en una sola gráfica se colocaron todos los puntos obtenidos de las simulaciones, y se relacionó la capacidad de distorsión con el confinamiento efectivo para diferentes niveles de carga axial, tal como se muestra en la figura 6.8, que corresponde a un par de relaciones de aspecto. En dicha figura se aprecia una tendencia lineal de la distorsión con relación al confinamiento efectivo, por lo que se puede hacer un ajuste numérico para obtener una ecuación representativa de dichos valores.

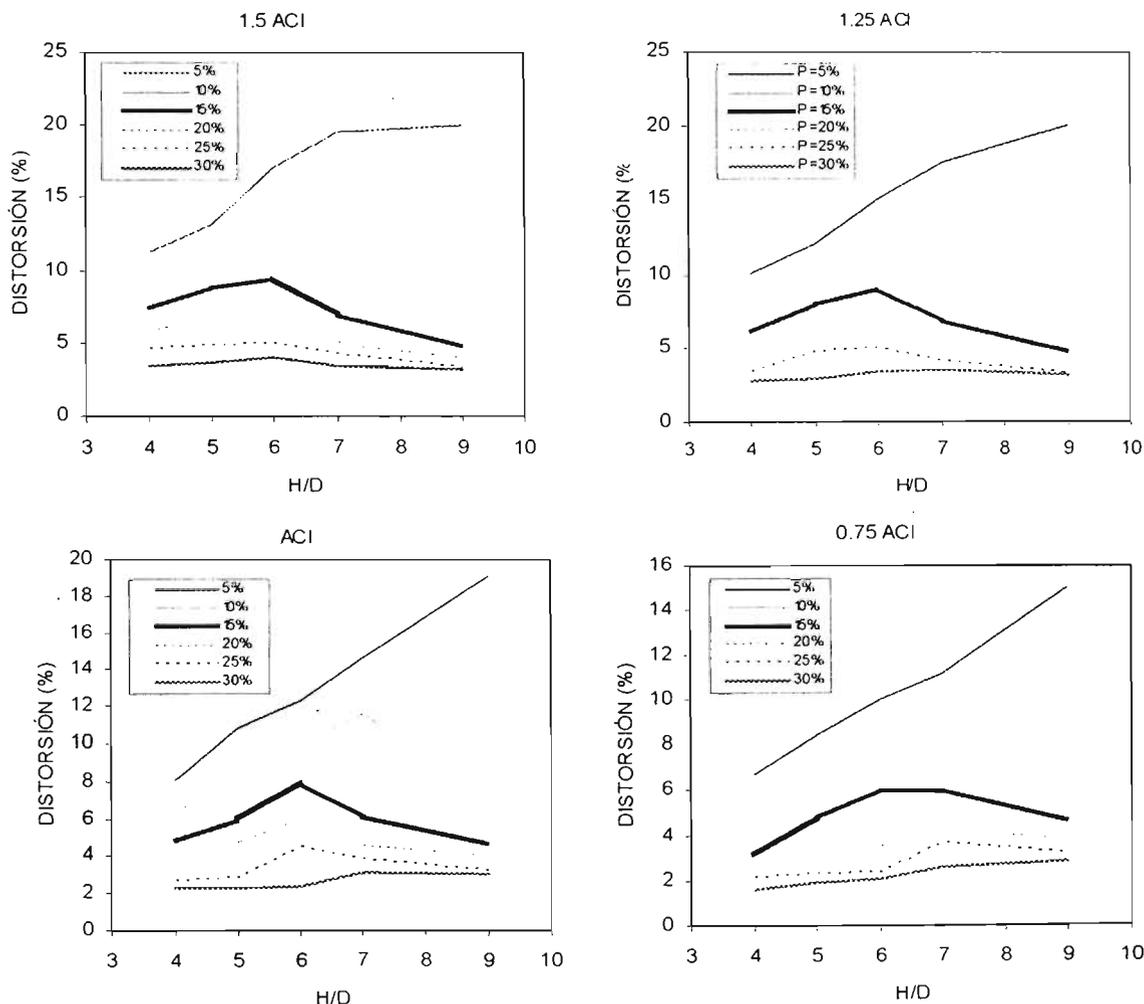


Figura 6.7 Capacidad de distorsión última de columnas de sección circular en función de la relación de aspecto

En el caso de las columnas de sección circular se puede emplear un modelo similar al anteriormente descrito, puesto que en la figura 6.9, se observa una relación lineal entre la distorsión y la cuantía de refuerzo transversal.

Para poder deducir una ecuación que involucre las variables mostradas en las figuras 6.8 y 6.9 (distorsión, confinamiento efectivo y nivel de carga axial), se puede recurrir a un modelo de regresión lineal múltiple (Mendenhall y Sincich, 1995) con la siguiente forma:

$$y = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \beta_3 x_1 x_2 \quad (6.14)$$

donde, y es la capacidad de distorsión última, x_1 y x_2 representan el confinamiento efectivo y la carga axial, respectivamente; mientras que β_0 , β_1 , β_2 y β_3 son coeficientes de ajuste.

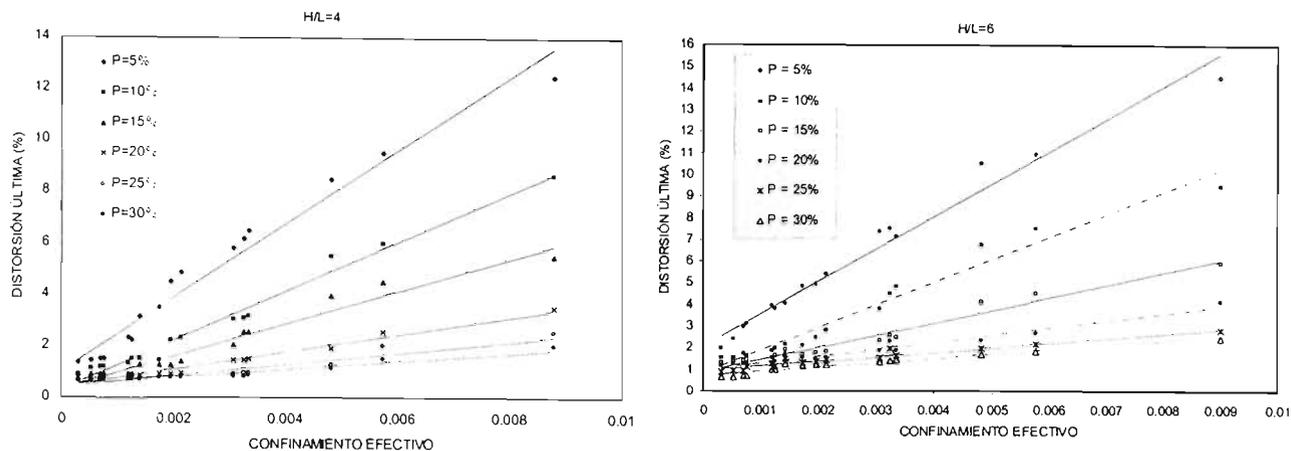


Figura 6.8 Capacidad de distorsión última para diferentes niveles de confinamiento efectivo, sección rectangular

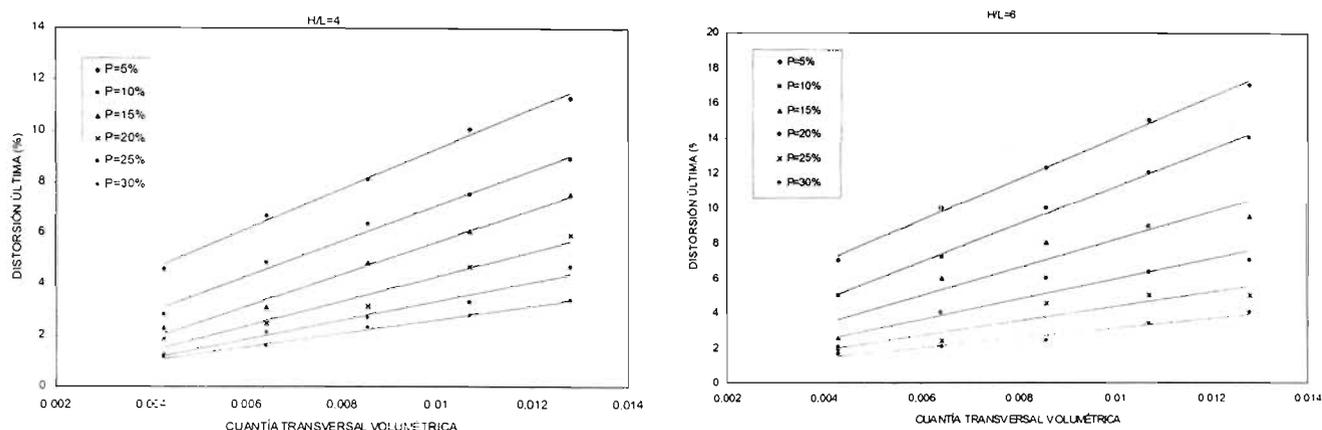


Figura 6.9 Capacidad de distorsión última para diferentes niveles de confinamiento, sección circular

Se tornó difícil deducir una ecuación que se ajustara a los puntos de las gráficas de las figuras 6.8 y 6.9, tanto para las columnas de sección rectangular como para las de sección circular, debido a que las rectas que representan la tendencia de comportamiento para cada carga axial no mantienen la misma separación entre ellas.

Para resolver el problema anterior, se optó por proponer tres ecuaciones para columnas sometidas a los siguientes intervalos de carga axial, 5 % a 15 %, 15% a 20%, y 20 % a 30 %, para obtener así, un mejor ajuste de los puntos. El procedimiento anterior se realizó para cada una de las relaciones de aspecto, es decir, para 4, 5 y 6.

De los análisis anteriores se obtuvo una ecuación base a partir de la cual se modifican los coeficientes que la componen, en función del nivel de carga axial aplicado en la columna y de la relación de aspecto de la misma.

A continuación se presentan las ecuaciones que permiten evaluar la capacidad de distorsión última de columnas de puentes de concreto reforzado, en cantilever, tanto para secciones rectangulares como circulares, recordando que su aplicación está limitada a columnas sometidas a niveles de carga axial que oscilan entre 5 y 30 por ciento de la resistencia a compresión de la sección bruta; y para relaciones de aspecto entre 4 y 6.

Para columnas de sección rectangular y circular se propone la siguiente ecuación base

$$\gamma(\%) = \beta_0 + \lambda_e \frac{f_{yt}}{14f'_c} \left(\beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f'_c} \right) + \beta_3 \left(\frac{P}{A_g f'_c} \right) \quad (6.15)$$

$$\gamma = \frac{\Delta_u}{H} \quad (6.16)$$

para sección rectangular: $\lambda_e = k_e \rho_s$

para sección circular: $\lambda_e = \rho_{st}$

donde, $\gamma(\%)$ es la capacidad de distorsión última. Δ_u representa la capacidad de desplazamiento lateral último, H es la altura de la columna, $P/A_g f'_c$ es la carga axial como un porcentaje de la resistencia a compresión de la sección bruta (el cociente se multiplica por cien). λ_e es el confinamiento efectivo y f_{yt} es el esfuerzo de fluencia nominal del refuerzo transversal.

Las constantes de dicha ecuación, se evalúan en función de la carga axial a la que esta sometida la columna y de su relación de aspecto, mediante las expresiones que se muestran en las tablas 6.1 y 6.2.

Tabla 6.1 Valores de beta (ecuación 6.15) para sección rectangular

Coefficients	$P/A_g f'_c < 15\%$	$15\% \leq P/A_g f'_c \leq 20\%$	$20\% < P/A_g f'_c \leq 30\%$
β_0	$4.64 - 0.38 \frac{H}{L}$	$0.22 \frac{H}{L} - 0.75$	$\frac{H}{L} - 3.30$
β_1	$453.90 + 46.50 \frac{H}{L}$	$1280.70 - 18.50 \frac{H}{L}$	$1515.90 - 93.80 \frac{H}{L}$
β_2	$14.58 - 5.71 \frac{H}{L}$	$0.75 \frac{H}{L} - 49.40$	$4.70 \frac{H}{L} - 48.60$
β_3	$0.0422 \frac{H}{L} - 0.37$	$0.0165 - 0.00078 \frac{H}{L}$	$0.12 - 0.03 \frac{H}{L}$

Nota: L es la altura de la sección

Tabla 6.2 Valores de beta (ecuación 6.15) para sección circular

Coefficients	$P/Agf'c < 15\%$	$15\% \leq P/Agf'c \leq 20\%$	$20\% < P/Agf'c \leq 30\%$
β_0	$3.30 - 0.27 \frac{H}{D}$	$0.70 \frac{H}{D} - 3.68$	$0.67 \frac{H}{D} - 4.19$
β_1	$453.90 + 46.50 \frac{H}{D}$	$316.69 + 189.98 \frac{H}{D}$	$483.26 + 121.49 \frac{H}{D}$
β_2	$14.58 - 5.71 \frac{H}{D}$	$-\left(0.38 + 7.15 \frac{H}{D}\right)$	$-\left(8.48 + 3.79 \frac{H}{D}\right)$
β_3	$0.0422 \frac{H}{D} - 0.37$	$0.097 - 0.02 \frac{H}{D}$	$0.12 - 0.018 \frac{H}{D}$

Nota: D es el diámetro de la sección

Las ecuaciones anteriores se derivaron a partir de un ajuste de una recta por mínimos cuadrados, en la que los valores de los coeficientes β_0 , β_1 , β_2 y β_3 se variaron en función de la relación de aspecto, para cada rango de aplicación de la carga axial, como se mostró anteriormente.

En la figura 6.10 se muestra el ajuste de la ecuación 6.15 respecto a los puntos obtenidos de simulaciones numéricas, secciones rectangulares, cuando se tienen columnas en cantilever con relación de aspecto de cuatro y seis, sometidas a diferentes demandas de carga axial; se observa un ajuste aceptable.

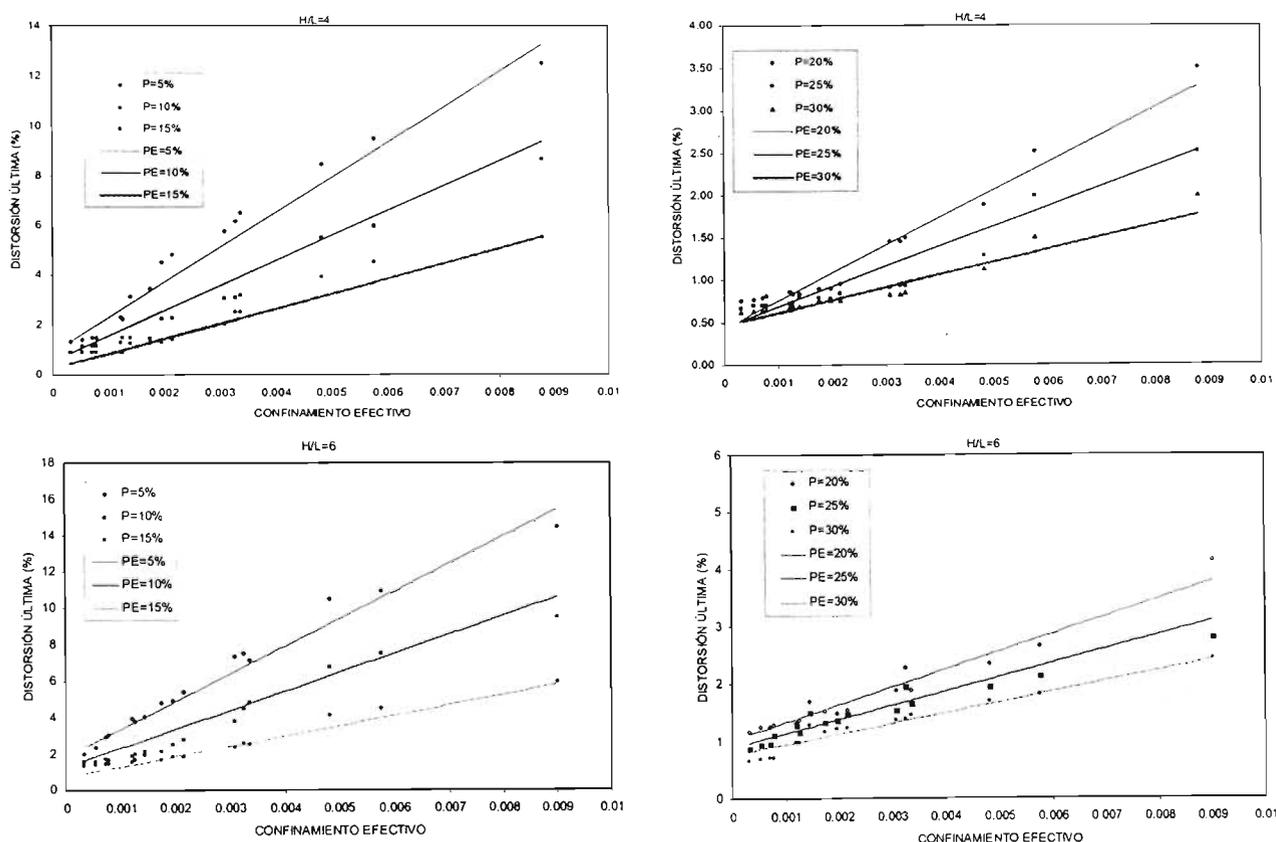


Figura 6.10 Ajuste de la ecuación con los puntos obtenidos de la simulación numérica, sección rectangular

Para el caso de las columnas de sección circular, en la figura 6.11 se comparan los resultados obtenidos de la ecuación 6.15 con los obtenidos de simulaciones numéricas, para columnas con relación de aspecto de 4 y 6, así como para diferentes valores de carga axial; se aprecia una buena correlación.

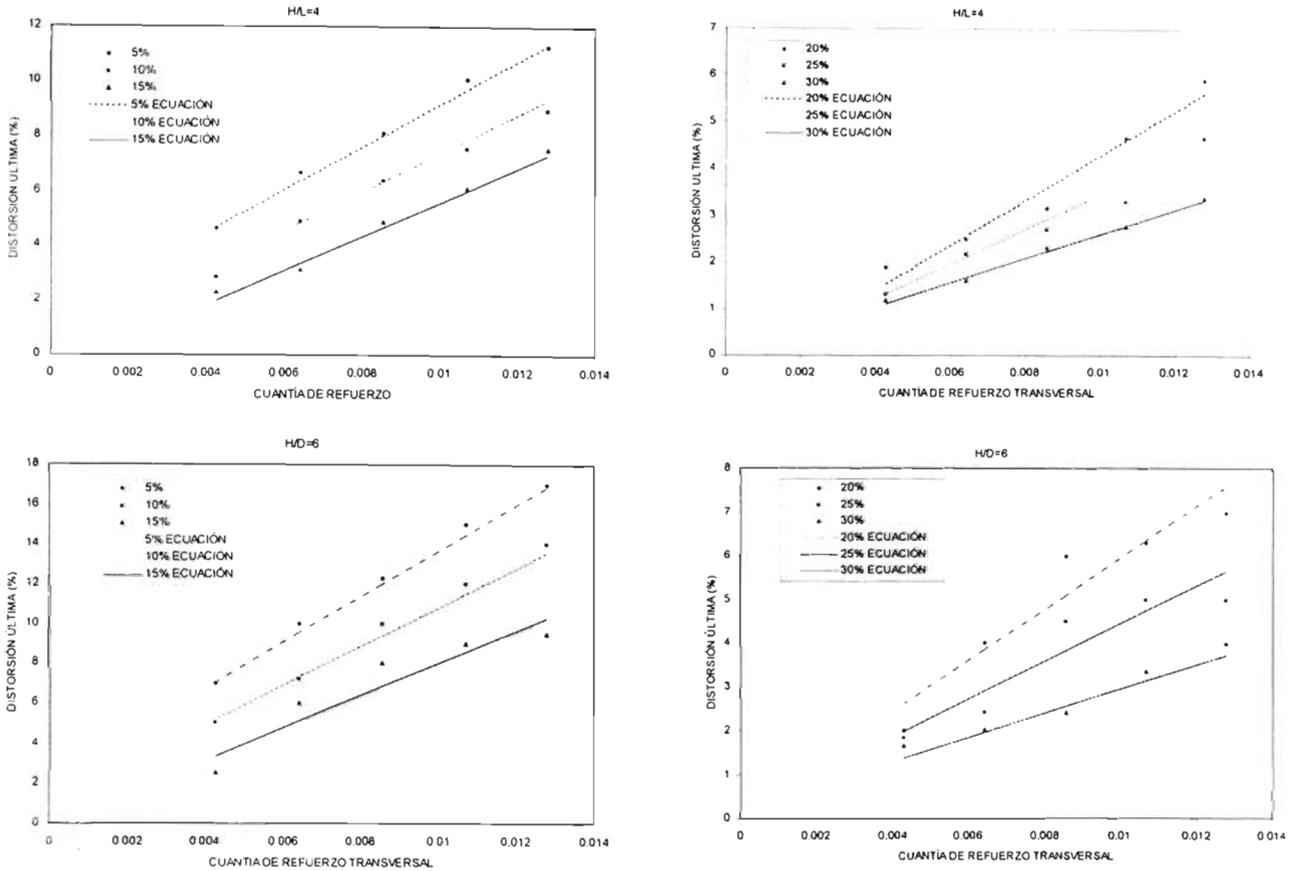


Figura 6.11 Ajuste de la ecuación con los puntos obtenidos de la simulación numérica, sección circular

Para establecer el grado de confiabilidad de las ecuaciones propuestas para calcular la capacidad de distorsión última, su predicción analítica se comparó con los resultados experimentales de 60 columnas, entre sección rectangular y sección circular, cuyo rango de propiedades es el que se enlista en la tabla 6.3.

En la figura 6.12 se compara la distorsión experimental con la calculada mediante la ecuación (6.15). Al calcular la relación entre la capacidad de distorsión última medida y calculada, se obtuvo una relación promedio de 1.20, con un coeficiente de variación de 0.31. Estos resultados muestran que la ecuación propuesta no reproduce del todo el fenómeno, sin embargo el grado de aproximación es aceptable, si se toma en cuenta que otras expresiones que han sido desarrolladas para tal fin alcanzan coeficientes de variación entre 0.40 y 0.90, tal como se comenta en el trabajo de Panagiotakos y Fardis (2001).

Las ecuaciones derivadas para calcular la capacidad de desplazamiento último de columnas de puentes de sección rectangular y circular, se tornan muy complicadas para su uso práctico. Sin embargo, para justificar esta situación, no se debe de perder de vista que los puentes son estructuras muy importantes, con una estructuración poco redundante, por lo que ameritan de un análisis detallado como se

muestra en estas ecuaciones; que no demanda mayor tiempo en comparación con el análisis de un edificio. Para simplificar el uso de estas ecuaciones se puede emplear una hoja de cálculo.

Tabla 6.3 Rango de propiedades de las columnas ensayadas

Parámetro	Variable	Mínimo	Máximo
Resistencia a la compresión del Concreto. MPa	f'_c	23.10	48.26
Cuantía volumétrica de refuerzo transversal, %	ρ_t	0.32	2.65
Esfuerzo a la fluencia del estribo o zuncho, MPa	f_{yt}	255	606.76
Relación de aspecto	H/L	2.80	6.00
Relación de carga axial, %	$P/A_g f'_c$	3.00	30.00
Cuantía de refuerzo longitudinal, %	ρ_l	0.75	2.90

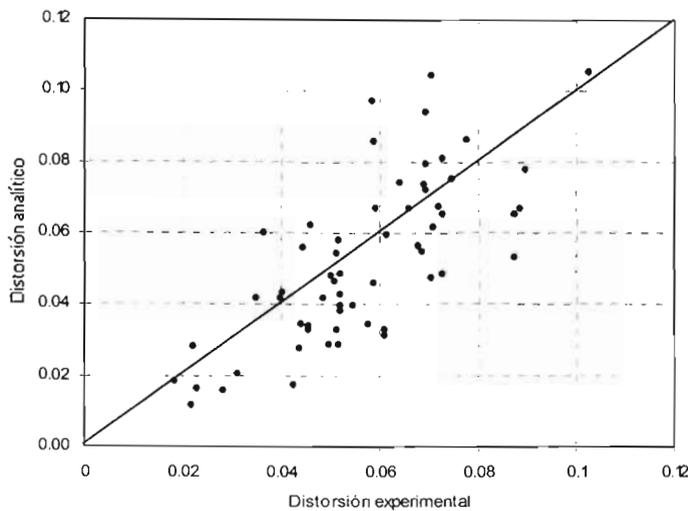


Figura 6.12 Comparación de la distorsión experimental y la distorsión analítica

Con la expresión (6.15) se pueden comentar algunos valores de distorsión última que pueden desarrollar columnas de puentes en cantilever. A partir de algunos esquemas típicos de refuerzo de confinamiento para columnas de sección rectangular, se llega a los siguientes valores de confinamiento efectivo (λ_e): 0.005 y 0.008. Estos conllevan a cuantías de refuerzo transversal del orden de 0.7 % y 1 %, respectivamente, mientras que los arreglos del refuerzo transversal de la sección llevan a valores de eficiencia efectiva del confinamiento (k_e) de 0.7 y 0.8, respectivamente. El primero de los valores de k_e representa un arreglo, en donde, los requisitos de separación de las barras (longitudinales) restringidas y no restringidas, son ligeramente superiores a las máximas permitidas por las NTC-Concreto (2004); mientras que para el segundo valor de k_e , dichas separaciones están por debajo de las máximas permitidas por estas normas.

Las columnas con valores de confinamiento efectivo de 0.005, con relación de aspecto de 6, y sometidas a una carga axial del 15 % de la resistencia a compresión del concreto (que puede considerarse del orden de las que son demandas en puentes), pueden desarrollar distorsiones últimas de hasta 3.8 %; aunque la capacidad de distorsión se puede reducir a 1.6 %, cuando la columna se somete a una carga axial del 30 %. Las columnas con confinamiento efectivo de 0.008, con igual relación de aspecto y demanda de carga axial, pueden experimentar distorsiones de 5.6 %, pero al incrementar la carga axial a 30 %, la capacidad de distorsión se limita a 2.2 %.

Para el caso de una columna de sección circular, con la misma relación de aspecto, y considerando una cuantía de refuerzo transversal de 0.7 % (similar a una de las analizadas en la sección rectangular), sometida a una carga axial del 15 %, puede alcanzar una distorsión última de 5.7 %, aunque su capacidad también se ve reducida al incrementar la carga axial, por lo que al ser sometida a un valor del 30 %, su capacidad de distorsión última es de 2.2 %. Se puede notar que para una misma cuantía de refuerzo transversal en columnas de sección rectangular y circular, es mayor la capacidad de distorsión en la segunda, en virtud de que en una sección circular es más eficiente el confinamiento, mientras que en una sección rectangular sólo una parte del área confinada trabaja de manera efectiva, razón por la cual se hace un ajuste en la cuantía de refuerzo a través del coeficiente k_c .

CAPÍTULO VII

EVALUACIÓN APROXIMADA DE DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO PARA SUELOS BLANDOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

7.1 ANTECEDENTES

En el diseño sismorresistente es muy importante una buena estimación de los desplazamientos laterales, particularmente cuando se desea controlar el nivel de daño en la estructura.

Para evaluar la demanda de desplazamiento lateral de manera precisa se recurre a análisis detallados de la estructura completa, como el no lineal paso a paso. Sin embargo, en la mayoría de los casos, en lugar de estos análisis, se opta por obtener la respuesta máxima de un oscilador de un grado de libertad (GDL), usando un espectro de respuesta elástico lineal, y con apoyo de algún método aproximado se estiman las máximas demandas de desplazamiento inelástico.

En las recomendaciones de diseño actuales, los desplazamientos laterales son estimados por medio de un factor de amplificación de los resultados obtenidos de un análisis elástico-lineal de la estructura con las fuerzas laterales de diseño (fuerzas reducidas); con dichos factores de amplificación se intenta tomar en cuenta las deformaciones inelásticas impuestas a la estructura durante un sismo severo.

Veletsos y Newmark (1960) estudiaron la respuesta de sistemas de un grado de libertad al ser sometidos a pulsos simples y a unos pocos acelerogramas, concluyendo que, para estructuras de periodo intermedio y largo, las deformaciones máximas de los sistemas con comportamiento inelástico eran en promedio aproximadamente iguales a las estructuras con comportamiento elástico-lineal. Este estudio junto con otros dieron lugar a la famosa regla de iguales desplazamientos que se utiliza en los reglamentos de diseño sísmico de la mayoría de los países.

Más recientemente, Miranda (1991) realizó un estudio estadístico donde obtuvo el cociente del máximo desplazamiento inelástico entre el máximo desplazamiento elástico de sistemas de un grado de

libertad correspondientes a 50 periodos de vibración, y que experimentaban cinco niveles de deformación inelástica, al ser sometidos a 124 historias de aceleración registradas en diferentes sismos y en diferentes tipos del terreno. Esta investigación reveló que el cociente depende del periodo de vibración del sistema, del nivel de deformación inelástica y de las condiciones locales del suelo. Este hecho también fue ratificado por Rahnama y Krawinkler (1993) quienes estudiaron este mismo cociente para 15 acelerogramas registrados en roca y terreno firme, y 10 registros de suelos blandos.

En general, los métodos aproximados para evaluar demandas de desplazamiento inelástico pueden ser clasificados en dos grupos: métodos basados en linealización equivalente y métodos basados en factores de modificación de desplazamiento (Miranda y Ruíz, 2002). En esta parte de la investigación fue de particular interés estudiar cuál de estos métodos da mejores resultados para estructuras ubicadas en los suelos blandos de la ciudad de México, así como identificar para qué periodos específicos de vibración o regiones espectrales se obtienen mejores resultados, además de revisar para qué niveles de comportamiento inelástico esperado en la estructura se dan resultados aceptables; todos estos son parámetros elementales para hacer una mejor estimación de las demandas de desplazamiento inelástico, de acuerdo al estudio de Miranda (1991).

7.2 REGISTROS SÍSMICOS EMPLEADOS

Para la calibración de estos métodos aproximados se emplearon cuatro sismos registrados en la zona blanda (zona del lago) de la ciudad de México con las características que se indican en la tabla 7.1.

Tabla 7.1 Características generales de los sismos estudiados

Sismo	Estación	Magnitud M_w	T_g del sitio (s)	Amáx. terreno (gal)	Dmáx. terreno (cm)
19-sep-85	SCT	8.1	2.10	161.63	20.00
19-sep-85	CDAO	8.1	4.05	84.61	20.00
25-abr-89	SCT	6.9	2.10	39.98	3.95
25-abr-89	CO56	6.9	2.42	73.00	10.20

La zona de terreno blando, o de lago, está formada por depósitos blandos de arcilla lacustre, cuya profundidad varía desde 10 hasta 60 m. Estos depósitos de arcilla son muy deformables y se caracterizan por grandes contenidos de agua, que pueden alcanzar más del 400%, así como velocidades de propagación de ondas de corte inferiores a 40 m/s (Ruiz, 1999). Estas características repercuten en el movimiento del terreno lo cual se refleja directamente en el periodo de vibración del sitio. Por lo anterior, se trató de considerar estaciones de la zona de lago, con diferente periodo de vibración del sitio.

Se consideraron sismos de moderada a alta intensidad. El sismo de mayor intensidad fue el del 19-septiembre-85, $M_w = 8.1$, aceleración máxima del terreno de 161.63 gal, registrado en la estación SCT. Mientras que el de moderada intensidad fue el del 25-abril-89, $M_w = 6.9$, aceleración máxima del terreno de 73 gal, registrado en la estación CO56.

7.3 SOLUCIÓN DE SISTEMAS INELÁSTICOS

Para la evaluación de los métodos aproximados fue necesario comparar sus resultados con los obtenidos de un análisis no lineal paso a paso, con comportamiento elastoplástico del material, para los cuales la solución se puede considerar exacta. A continuación se describe dicho método de análisis junto con el modelo de comportamiento del material.

7.3.1 Método paso a paso para SIGL inelásticos

Para obtener la respuesta de un sistema de un grado de libertad (SIGL) elástico, se supone: que la fuerza restitutiva es proporcional al desplazamiento; la fuerza de amortiguamiento es proporcional a la velocidad; la masa y la constante del amortiguador no cambian con el tiempo. Con base en estas suposiciones la ecuación de movimiento para este sistema resulta ser una ecuación lineal diferencial ordinaria de segundo orden.

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + kx = F(t) \quad (7.1)$$

donde, x es el desplazamiento lateral relativo de la masa, \dot{x} y \ddot{x} es la velocidad y aceleración de la masa, respectivamente; m , c y k son la masa, el amortiguamiento y la rigidez lateral del sistema, respectivamente; $F(t)$ es la carga externa inducida al sistema.

Para SIGL no lineales el análisis requiere de un nuevo modelo en el cual la fuerza elástica o la fuerza viscosa no permanezcan proporcionales al desplazamiento o a la velocidad, respectivamente. En consecuencia, la solución de la ecuación de movimiento será compleja.

En SIGL no lineales, primeramente se considera el equilibrio dinámico del sistema, igualando la suma de la fuerza de inercia $F_I(t)$, la fuerza de amortiguamiento $F_D(t)$ y la fuerza elástica $F_S(t)$, con la fuerza externa $F(t)$. En el tiempo t , el equilibrio de estas fuerzas se expresa como se muestra en la expresión 7.2.

$$F_I(t_i) + F_D(t_i) + F_S(t_i) = F(t_i) \quad (7.2)$$

y en un lapso de tiempo Δt se tiene la expresión 7.3

$$F_I(t_i + \Delta t_i) + F_D(t_i + \Delta t_i) + F_S(t_i + \Delta t_i) = F(t_i + \Delta t_i) \quad (7.3)$$

restando la expresión 7.2 de la 7.3, resultan las expresiones 7.4 y 7.5

$$\Delta F_I + \Delta F_D + \Delta F_S = \Delta F \quad (7.4)$$

$$m \Delta \ddot{x}_i + c \Delta \dot{x}_i + k \Delta x_i = \Delta F \quad (7.5)$$

donde c_i y k_i son calculados para los valores de velocidad y desplazamiento correspondiente al tiempo t_i ; y se asume que permanecerán constantes durante el incremento de tiempo Δt_i . Como en general, estos dos coeficientes no permanecen constantes para ese incremento de tiempo, esta última ecuación es aproximada.

Para resolver esta ecuación existen muchos procedimientos para realizar la integración paso a paso. Los dos métodos más conocidos son el de aceleración constante y de aceleración lineal (Chopra, 1995). Para efectos de esta investigación se empleó el método de aceleración lineal, que aporta un poco más de precisión para obtener la respuesta de SIGL no lineales.

En este método, la aceleración puede ser expresada por una función lineal de tiempo durante un determinado intervalo Δt . En este tipo de análisis, las propiedades del sistema c , y k , pueden incluir cualquier forma no lineal, de modo que ya no es necesario que la fuerza elástica sea función sólo del desplazamiento, o el amortiguamiento especificado sea función sólo de la velocidad. La única restricción en el análisis, es que se evalúan estos coeficientes en el tiempo t_i , y se asume que éstos permanecen

constantes durante el intervalo de tiempo. Al asumir la aceleración como función lineal del tiempo para un intervalo, la aceleración se puede expresar:

$$x(t) = x_i + \left(\frac{\Delta x_i}{\Delta t} \right) (t - t_i) \quad (7.6)$$

si la expresión 7.6 se integra dos veces para obtener la velocidad y el desplazamiento. se tiene:

$$x(t) = x_i + x_i (t - t_i) + \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta x_i}{\Delta t} \right) (t - t_i)^2 \quad (7.7)$$

$$x(t) = x_i + x_i (t - t_i) + \frac{1}{2} x_i (t - t_i)^2 + \frac{1}{6} \left(\frac{\Delta x_i}{\Delta t} \right) (t - t_i)^3 \quad (7.8)$$

evaluando las expresiones 7.7 y 7.8 en el tiempo $t = t_i + \Delta t$

$$\Delta x_i = x_i \Delta t + \frac{1}{2} \Delta x_i \Delta t^2 \quad (7.9)$$

$$\Delta x_i = x_i \Delta t + \frac{1}{2} \Delta \ddot{x}_i \Delta t^2 + \frac{1}{6} \Delta x_i \Delta t^3 \quad (7.10)$$

finalmente resolviendo la ecuación 7.10 para el incremento de aceleración $\Delta \ddot{x}_i$ y sustituyendo en la expresión 7.9. se obtiene

$$\Delta x_i = \left(\frac{6}{\Delta t^2} \right) \Delta x_i - \left(\frac{6}{\Delta t} \right) \Delta x_i - 3x_i \quad (7.11)$$

$$\Delta x_i = \left(\frac{3}{\Delta t} \right) \Delta x_i - 3x_i - \left(\frac{\Delta t}{2} \right) x_i \quad (7.12)$$

si estas dos últimas expresiones. 7.11 y 7.12. se sustituyen en la ecuación 7.5 se obtiene la siguiente forma de la ecuación de movimiento

$$m \left\{ \left(\frac{6}{\Delta t^2} \right) \Delta x_i - \left(\frac{6}{\Delta t} \right) \Delta x_i - 3x_i \right\} + c_i \left\{ \left(\frac{3}{\Delta t} \right) \Delta x_i - 3x_i - \left(\frac{\Delta t}{2} \right) x_i \right\} + k_i \Delta x_i = \Delta F_i \quad (7.13)$$

Finalmente. transfiriendo en la expresión 7.13 todos los términos que contiene el incremento de desplazamiento Δx_i (el cual es desconocido) al lado izquierdo se tiene

$$k_i \Delta x_i = \Delta F_i \quad (7.14)$$

en donde k_i es la rigidez efectiva. dada por la expresión 7.15

$$k_i = k_i + \left(\frac{6m}{\Delta t^2} \right) + \left(\frac{3c_i}{\Delta t} \right) \quad (7.15)$$

y $\Delta \bar{F}_i$ es el incremento de fuerza efectiva, expresada por

$$\Delta \bar{F}_i = \Delta F_i + m \left\{ \left(\frac{6}{\Delta t} \right) \dot{x}_i + 3 \ddot{x}_i \right\} + c_i \left\{ 3 \dot{x}_i - \left(\frac{\Delta t}{2} \right) \ddot{x}_i \right\} \quad (7.16)$$

La ecuación 7.14 es equivalente a la ecuación estática incremental de equilibrio y puede ser resuelta para el incremento de desplazamiento dividiendo simplemente el incremento de la fuerza entre la rigidez efectiva, esto es

$$\Delta x_i = \frac{\Delta \bar{F}_i}{\bar{k}_i} \quad (7.17)$$

Después de que el desplazamiento, velocidad y aceleración se han determinado para el tiempo $t_{i+1} = t_i + \Delta t$, se repite el procedimiento para calcular estas cantidades en el siguiente intervalo de tiempo $t_{i+2} = t_{i+1} + \Delta t$, y el proceso se continúa hasta cualquier valor de tiempo numérico deseado. Se debe tener en cuenta que este procedimiento involucra dos aproximaciones significativas: la aceleración varía linealmente en el intervalo diferencial de tiempo y el amortiguamiento y la rigidez del sistema son evaluados al inicio de cada intervalo y permanecen constantes dentro de éste. Esto puede generar pequeños errores que se irán acumulando en cada intervalo de tiempo; para hacer mínimo el error se debe escoger un intervalo de tiempo adecuado, de preferencia muy pequeño, para poder percibir cualquier cambio de comportamiento.

7.3.2 Comportamiento elastoplástico perfecto

Cuando una estructura es modelada como un S1GL y se permite que este fluya plásticamente, entonces la fuerza restitutiva es parecida a la que se muestra en el diagrama de la figura 7.1. En dicha gráfica se observa que existe una porción con comportamiento elástico y que, saliendo de esta línea, para cualquier deformación se tiene fluencia. Cuando la estructura es descargada, el comportamiento es nuevamente elástico hasta que una nueva carga en la otra dirección produce una deformación plástica, ya sea a compresión o a tensión nuevamente. La estructura puede estar sujeta a una carga cíclica y tener periodos de descarga. El sistema disipa energía durante cada ciclo, en una cantidad igual al área encerrada por la curva (ciclo de histéresis).

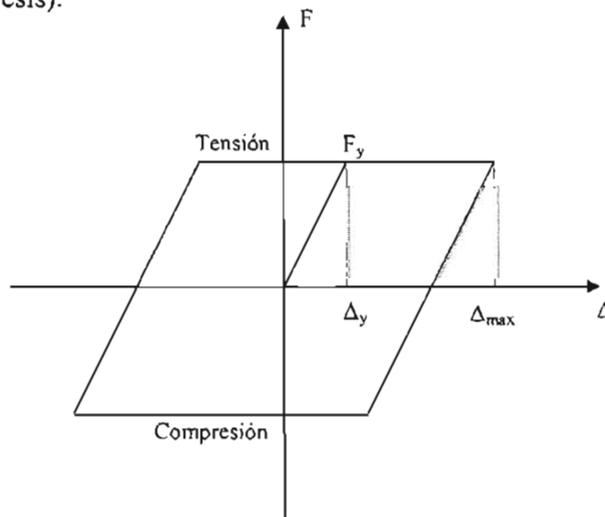


Figura 7.1 Comportamiento elastoplástico perfecto

7.4 MÉTODOS BASADOS EN LINEALIZACIÓN EQUIVALENTE

En los métodos basados en linealización equivalente, la máxima demanda de desplazamiento se estima con base en las propiedades dinámicas de un sistema elástico equivalente, que tiene menor rigidez lateral, mayor periodo de vibración y un coeficiente de amortiguamiento más grande, en relación con las del sistema elástico original.

La ecuación de movimiento de un SIGL con comportamiento hysterético inelástico bajo una excitación sísmica, se puede escribir de la siguiente manera

$$x + 2\xi\omega_n \dot{x} + \frac{F(x)}{m} = -x_g \quad (7.18)$$

donde, x es el desplazamiento lateral relativo de la masa, x_g es la aceleración del terreno; y m , ξ , y $F(x)$ son la masa, la relación de amortiguamiento y la fuerza de inercia del sistema, respectivamente. La frecuencia circular de vibración, ω_n , está dada por

$$\omega_n^2 = \sqrt{\frac{k_0}{m}} = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \quad (7.19)$$

donde k_0 y T son la rigidez inicial y el periodo de vibración del sistema, respectivamente.

En los métodos de linealización equivalente la máxima respuesta del sistema, cuya solución exacta se calcula con la ecuación 7.18, se estima de manera aproximada con la máxima respuesta de un sistema lineal equivalente cuya respuesta x_{eq} es calculada con la siguiente ecuación

$$x_{eq} + 2\xi_{eq}\omega_{eq} \dot{x}_{eq} + \omega_{eq}^2 x_{eq} = -x_g \quad (7.20)$$

donde, ξ_{eq} y ω_{eq} son la relación de amortiguamiento viscoso y la frecuencia circular de vibración del sistema lineal equivalente, los cuales son más altos y bajos que los originales del sistema, respectivamente.

Los métodos de este tipo que se consideraron en este estudio fueron los de Rosenblueth y Herrera (1964), Güllkan y Sozen (1974), Iwan (1980), Newmark y Rosenblueth (1971), Pérez y Ordaz (1991) y Kowalsky (1994).

7.4.1 Rosenblueth y Herrera (1964)

Se considera el primer método lineal equivalente en el que se propuso el parámetro de rigidez secante (k_s) en la deformación última (figura 7.2), para evaluar el periodo equivalente, T_{eq} . La rigidez secante es la que se considera en varios métodos de análisis basados en linealización equivalente que son propuestos en recientes procedimientos de diseño basado en desplazamiento.

Para un sistema bilineal con rigidez post fluencia α veces la rigidez inicial, la relación entre el periodo de vibración del sistema equivalente y el del sistema original está dada por

$$\frac{T_{eq}}{T} = \sqrt{\frac{k_0}{k_s}} = \sqrt{1 - \alpha + \alpha\mu} \quad (7.21)$$

donde, μ es la relación de ductilidad de desplazamiento, definida como el cociente entre el máximo valor absoluto de la respuesta y el desplazamiento de fluencia. Similarmente, la relación del amortiguamiento viscoso en el sistema elástico equivalente está dada por

$$\xi_{eq} = 0.05 + \frac{2}{\pi} \left[\frac{(1-\alpha)(\mu-1)}{\mu - \alpha\mu + \alpha\mu^2} \right] \quad (7.22)$$

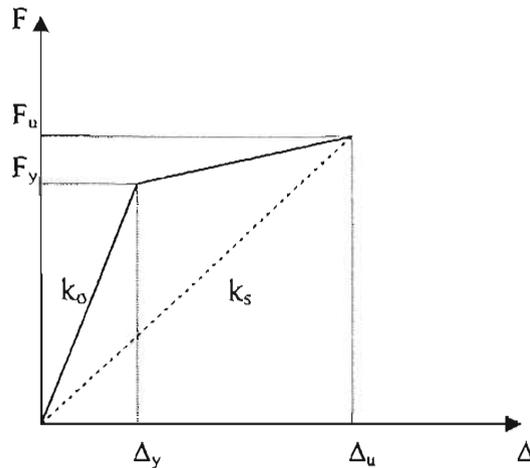


Figura 7.2 Rigidez secante, k_s

Para sistemas elasto-plásticos ($\alpha = 0$) las ecuaciones 7.21 y 7.22 se reducen a

$$\frac{T_{eq}}{T} = \sqrt{\frac{k_0}{k_s}} = \sqrt{\mu} \quad (7.23)$$

$$\xi_{eq} = 0.05 + \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu} \right) \quad (7.24)$$

7.4.2 Gülkan y Sozen (1974)

Gülkan y Sozen encontraron que el desplazamiento inelástico que experimenta una estructura de concreto bajo cualquier excitación sísmica, es mayor que el desplazamiento obtenido con base en la relación de amortiguamiento equivalente calculado con las ecuaciones 7.22 y 7.24; en las cuales se contempló una excitación de tipo armónico. Empleando el modelo histérico de Takeda (1970) y resultados experimentales de mesa vibradora de marcos de concreto reforzado de escala pequeña, Gülkan y Sozen desarrollaron la siguiente ecuación empírica para calcular la relación de amortiguamiento equivalente:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (7.25)$$

Para evaluar el periodo equivalente se utilizan las ecuaciones 7.21 y 7.23.

7.4.3 Iwan (1980)

Usando un modelo histerético derivado de una combinación de elementos elásticos y elementos de deslizamiento de Coulomb, junto con resultados de análisis paso a paso, empleando 12 registros sísmicos, Iwan derivó ecuaciones empíricas para estimar el periodo equivalente y la relación de amortiguamiento equivalente de la siguiente forma:

$$T_{eq} = T \left[1 + 0.121(\mu - 1)^{0.939} \right] \quad (7.26)$$

$$\xi_{eq} = \xi_0 + 0.0587(\mu - 1)^{0.371} \quad (7.27)$$

7.4.4 Newmark y Rosenblueth (1971)

En este método se parte de un S1GL con comportamiento elastoplástico perfecto, en la cual la curva fuerza-deformación es simétrica con respecto al origen. Para dicho sistema se evalúa el periodo equivalente para un nivel de deformación, mientras que para calcular el amortiguamiento equivalente se toma en cuenta el amortiguamiento debido a la rapidez de deformación y el amortiguamiento por plasticidad. Así, el oscilador equivalente representa, mediante un promedio pesado, a todos los osciladores equivalentes posibles en el intervalo de deformaciones de 0 a μ (ductilidad de desplazamiento), sometido cada uno a una carga monocromática de frecuencia igual a su frecuencia natural. En una primera aproximación, sugieren que la contribución de todos los modos sea uniforme. De esta forma el periodo equivalente está dado por:

$$T_{eq} = \frac{T}{\mu} \left[\frac{1}{3} + \frac{2}{3} \mu^{3/2} \right] \quad (7.28)$$

Mientras que el amortiguamiento equivalente se calcula con:

$$\xi_{eq} = \frac{\xi_0}{\mu} \left[\frac{1}{3} + \frac{2}{3} \mu^{3/2} \right] + \frac{1}{\pi\mu} [\mu - 1 - \ln \mu] \quad (7.29)$$

De acuerdo con los autores, las ecuaciones 7.28 y 7.29 permiten conocer los parámetros equivalentes para el tratamiento de una excitación real. Sin embargo, el promedio pesado que emplearon es sólo una aproximación preliminar. La realidad es más compleja. No se conocen los factores de peso y por ello, puede procederse empíricamente.

7.4.5 Pérez y Ordaz (1991)

Con base en una serie de calibraciones de las ecuaciones 7.28 y 7.29 con registros del temblor de Guerrero del 25 de abril de 1989 ($M_w = 6.9$) captados en varios puntos del valle de México, Pérez y Ordaz propusieron sustituir la ecuación 7.29 por la siguiente expresión

$$\xi_{eq} = \xi_0 \left[\frac{1}{3} + \frac{2}{3} \mu^{3/2} \right] + \frac{4}{\pi \mu} [\mu - 1 - \ln \mu] \quad (7.30)$$

Este ajuste dio buenos resultados, junto con la ecuación 7.28, al calcular los espectros inelásticos de aceleraciones de los registros anteriores. Los cálculos se realizaron para demandas de ductilidad de 2 y 4.

7.4.6 Kowalsky (1994)

En este procedimiento se emplea la rigidez secante asociada a la deformación máxima para evaluar el periodo equivalente (ecuación 7.21), que junto con el uso del modelo histerético de Takeda se derivó una ecuación para calcular el amortiguamiento viscoso equivalente (con un factor de rigidez de descarga de 0.5 y una relación de rigideces de post fluencia e inicial, α ; dicha ecuación está dada por

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1-\alpha}{\mu} - \alpha \cdot \frac{1}{\mu} \right) \quad (7.31)$$

Para sistemas con rigidez de post fluencia igual a cero la ecuación 7.31 se reduce a

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu} \right) \quad (7.32)$$

7.5 MÉTODOS BASADOS EN COEFICIENTES DE MODIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTO ELÁSTICO

En estos métodos la respuesta máxima de sistema inelásticos de 1GDL, Δ_i , se estima como el producto de la máxima deformación de un sistema elástico, Δ_e , y del coeficiente de amplificación del desplazamiento C, el cual es función del periodo de vibración natural del sistema elástico lineal (T), del periodo de vibración del terreno (T_g), de la ductilidad de desplazamiento esperado (μ), y en algunos casos del desplazamiento máximo del terreno (D_{max}), lo cual se expresa como sigue,

$$\Delta_i = C(T, T_g, \mu, D_{max}) \times \Delta_e \quad (7.33)$$

Estos métodos tienen su origen en el estudio de Veletsos y Newmark (1960), quienes estudiaron la relación de la máxima deformación de sistemas elastoplásticos a la máxima deformación de sistemas elásticos, para una misma rigidez inicial y relación de amortiguamiento.

El cociente de la demanda de ductilidad μ , y del factor de reducción de resistencia R_μ , da como resultado un coeficiente de amplificación de desplazamiento, que multiplicado por el máximo desplazamiento elástico, da otra opción para calcular el desplazamiento inelástico, tal como se muestra en la siguiente ecuación

$$\Delta_i = \Delta_e \frac{\mu}{R_\mu} \quad (7.34)$$

El factor de reducción de resistencia R_μ , que representa la reducción de resistencia lateral debida al comportamiento no lineal hysterético, está definido como el cociente de la demanda de resistencia lateral elástica entre la demanda de resistencia lateral inelástica (Miranda, 1993)

$$R_\mu = \frac{F_y(\mu=1)}{F_y(\mu=\mu_i)} \quad (7.35)$$

donde, $F_y(\mu=1)$ es la resistencia lateral de fluencia necesaria para mantener el sistema elástico en un determinado movimiento de terreno y $F_y(\mu=\mu_i)$ es la resistencia lateral requerida para mantener la demanda de ductilidad μ del sistema menor o igual que el límite de ductilidad preestablecido μ_i durante el mismo movimiento de terreno.

Los métodos revisados al respecto fueron los de Miranda (1993), Miranda *et al.* (1996), Santa Ana (1996), Ordaz y Pérez (1998) y Terán y Arroyo (2002).

7.5.1 Miranda (1993)

Para poder obtener de manera sencilla el valor de los factores de reducción de resistencia asociados a una demanda de ductilidad, Miranda propuso unas expresiones para relacionar estos dos parámetros, con base en un análisis de regresión. En estas ecuaciones se tomaron en consideración los factores que afectan a R_μ : la ductilidad (μ), el periodo de vibración del sistema (T) y el periodo de vibración del suelo (T_g). Dichas ecuaciones están dadas por:

$$R_\mu = \frac{\mu-1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad (7.36)$$

$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp\left[-3\left(\ln\frac{T}{T_g} - \frac{1}{4}\right)^2\right] \quad (7.37)$$

En estas expresiones se dejó a un lado: magnitud del sismo, distancia al epicentro, tipo de comportamiento hysterético y amortiguamiento.

De acuerdo con Miranda, para suelos blandos, los factores de reducción de resistencia medios sufren variaciones importantes al cambiar la relación de periodos T/T_g , por lo que pequeños errores en esta relación de periodos pueden llevar a grandes errores de estimación de R_μ , especialmente para sistemas con periodos fundamentales cercanos al periodo predominante del movimiento del terreno.

7.5.2 Miranda *et al.* (1996)

En este trabajo se realizó un estudio estadístico de los factores de reducción de resistencia tomando en consideración sismos registrados en la zona de suelos blandos de la ciudad de México. De esta investigación se dedujo que se puede emplear la expresión 7.36 para evaluar R_μ ; por otra parte se derivó la siguiente expresión para calcular Φ :

$$\Phi = 1 + \frac{1}{1.8\left(\frac{T}{T_g}\right)} - 3.48 \exp\left[-2.17\left(\frac{T}{T_g} - 0.95\right) - \exp\left(-2.17\left(\frac{T}{T_g} - 0.95\right)\right)\right] \quad (7.38)$$

7.5.3 Santa Ana (1996)

Con base en el estudio de Miranda (1993), en esta investigación se tomó la siguiente ecuación base para calcular Φ :

$$\Phi = 1 + a \left(\frac{T_s}{T} \right) - b \left(\frac{T_s}{T} \right) \exp \left[-c \left(\ln \frac{T}{T_s} - d \right)^2 \right] \quad (7.39)$$

para dicha ecuación se ajustaron coeficientes para diferentes demandas de ductilidad, con base en un estudio estadístico de sismos registrados en diferentes partes de la zona blanda de la ciudad de México. Los valores de estos coeficientes se muestran en la tabla 7.2.

Tabla 7.2 Coeficientes para la ecuación 7.39

M	a	b	c	D
1.5	0.33	1.05	6.65	0.07
2.0	0.53	1.31	3.50	0.10
3.0	0.78	1.60	2.83	0.13
4.0	1.00	1.82	2.00	0.16
5.0	1.17	2.01	1.55	0.17

Mientras que para calcular los desplazamientos inelásticos se dedujo la siguiente ecuación base:

$$\frac{\Delta_i}{\Delta_e} = 1 + a \left(\frac{T_s}{T} \right) - b \left(\frac{T_s}{T} \right) \exp \left[-c \left(\ln \frac{T}{T_s} - d \right)^2 \right] \quad (7.40)$$

Los valores de los coeficientes de dicha ecuación están en función de la demanda de ductilidad, tal como se muestra en la tabla 7.3.

Tabla 7.3 Coeficientes para la ecuación 7.40

M	a	b	c	D
1.5	0.04	0.45	21.95	0.04
2.0	0.07	0.67	13.80	0.08
3.0	0.15	0.89	8.20	0.15
4.0	0.21	0.99	6.45	0.16
5.0	0.29	1.07	4.55	0.18

7.5.4 Ordaz y Pérez (1998)

En este trabajo se presenta una nueva expresión para estimar factores de reducción de resistencia en osciladores de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico, el cual depende solamente del espectro de desplazamiento elástico. Esta ecuación tiene un carácter más general, al ser aplicable para suelos blandos y suelos firmes, además de ser muy práctica su aplicación. La ecuación está dada por:

$$R_{\mu}(T) = 1 + \left(\frac{D(T)}{D_{\max}} \right)^{\mu(\mu-1)} \quad (7.41)$$

$$\beta(\mu) = 0.388(\mu - 1)^{0.173} \quad (7.42)$$

donde, $D(T)$ es la demanda de desplazamiento elástico para una estructura con periodo T y D_{\max} es el desplazamiento máximo del terreno.

7.5.5 Terán y Arroyo (2002)

En este estudio se proponen expresiones para estimar el factor de reducción de resistencia para sistemas con diferente capacidad de deformación plástica y de disipación de energía viscosa. Dichas expresiones están en función del periodo de la estructura, del periodo del terreno, de su demanda máxima de ductilidad y de su coeficiente equivalente de amortiguamiento (ξ), tal como se ilustra en las ecuaciones 7.43 y 7.44.

$$R_{\mu\xi} = \frac{\left(\frac{T}{T_s}\right)^\theta}{0.175 + \left|\frac{T}{T_s} - 1\right|} \left[(0.92\mu\xi^{0.17} + \xi - 0.6) + 1 \right] \quad (7.43)$$

$$\theta = \frac{\mu^2}{2.5 + \mu^2} \quad (7.44)$$

De acuerdo con los autores, estas expresiones no pueden aplicarse para estimar las fuerzas sísmicas de diseño a partir del espectro elástico de diseño planteado en el cuerpo de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF. El uso de estas expresiones requiere de una representación más realista de los espectros de resistencia correspondientes a los diferentes sitios y zonas del D.F.

7.6 EVALUACIÓN DE LOS MÉTODOS APROXIMADOS

La forma en que se procedió a evaluar los métodos aproximados consistió en calcular cocientes entre la demanda de desplazamiento inelástico obtenida con dichos métodos y la demanda de desplazamiento obtenida con la solución exacta (DME, desplazamiento calculado con un modelo elastoplástico), método paso a paso; se consideró una relación de amortiguamiento del cinco por ciento. Con dicho cociente se puede interpretar fácilmente la bondad del método aproximado en estudio; si el valor es uno, significa que el método predice adecuadamente la demanda de desplazamiento; en caso de que el valor sea mayor o menor a uno, implica que el método sobrestima o subestima la demanda de desplazamiento.

De las figuras 7.3 a 7.6 se muestra la calibración de los métodos basados en linealización equivalente; para el primer sismo se muestran todos los métodos, mientras que para el resto solo se muestran tres métodos por considerar que los otros no tenía caso analizarlos dada su gran dispersión con la solución exacta. De las figuras 7.7 a 7.10 se muestra la calibración de los métodos basados en factores de modificación de desplazamiento para los cuatro registros sísmicos.

Como se podrá notar en dichas figuras, se calculó el cociente de las demandas para periodos de vibración de la estructura comprendidos entre 0.1 s y 3 s, así como para diferentes niveles de ductilidad esperados (1.5, 2, 3, 4.5 y 6).

De los resultados obtenidos del análisis de los cuatro sismos, se pudo ver que para el caso de los métodos basados en linealización equivalente, los métodos que más se aproximan al desplazamiento exacto, con ciertas limitaciones, son el de Rosenblueth y Herrera (1964), y Kowalsky (1994). En el primero de ellos se observó que para todos los sismos analizados, se obtiene muy buena predicción para periodos comprendidos entre 0.1 s y 1.5 s. Por el contrario, el segundo método sobreestima la demanda de desplazamiento, con valores máximos que no sobrepasan 2.5 veces el valor exacto, para periodos inferiores a 1.50 s. En ambos métodos la demanda se puede subestimar hasta en un 50 % respecto a la exacta, para periodos superiores a 1.5 s.

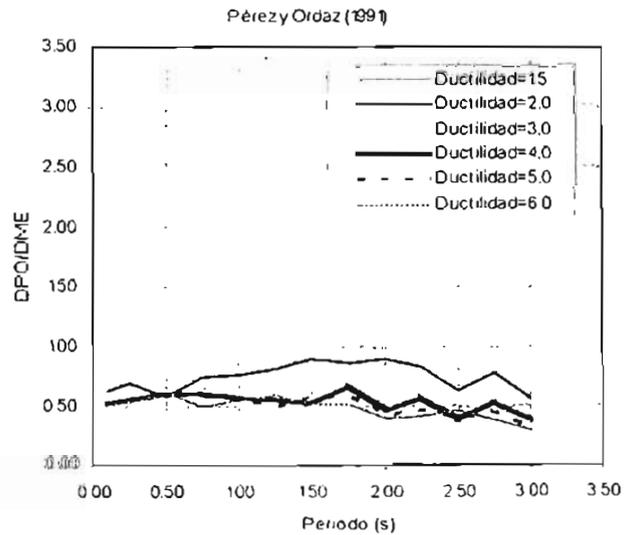
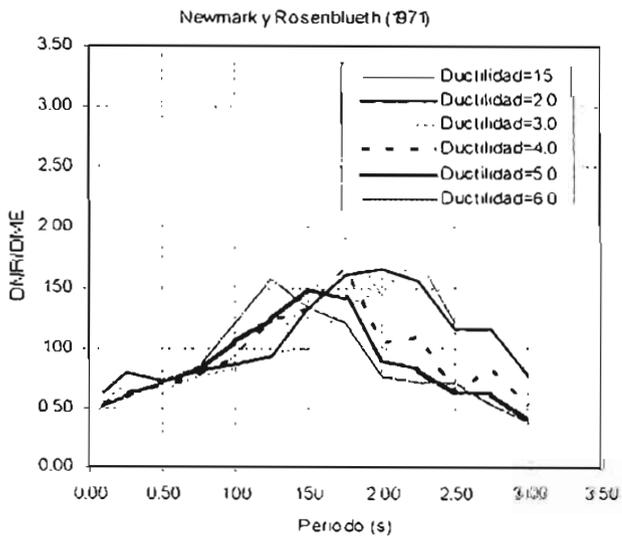
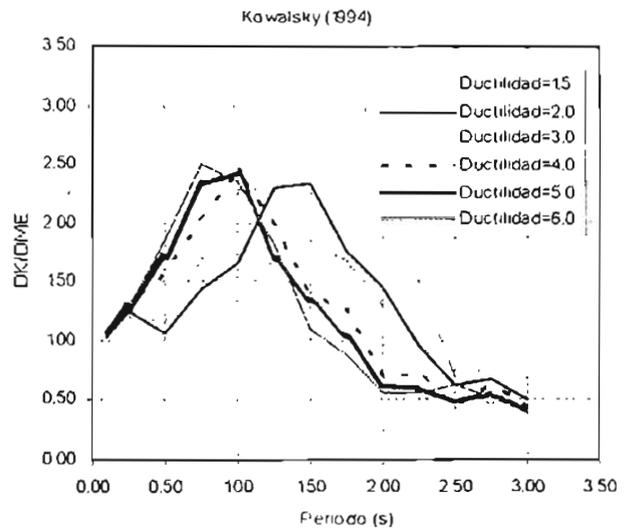
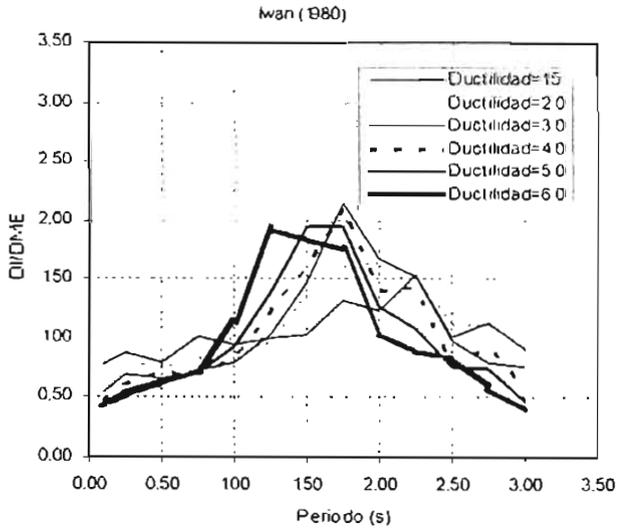
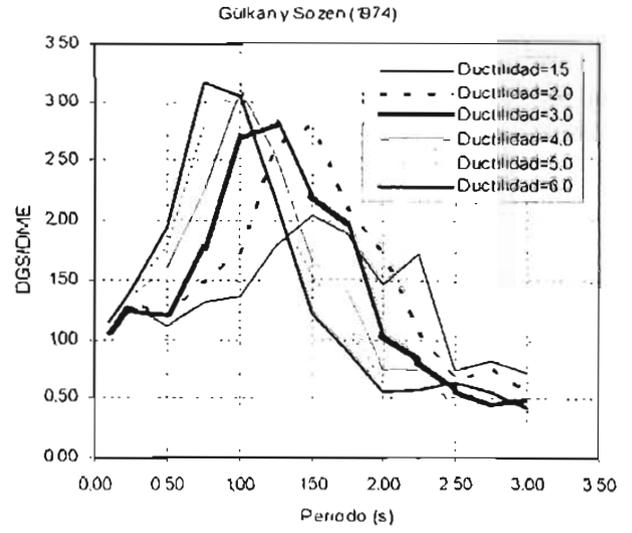
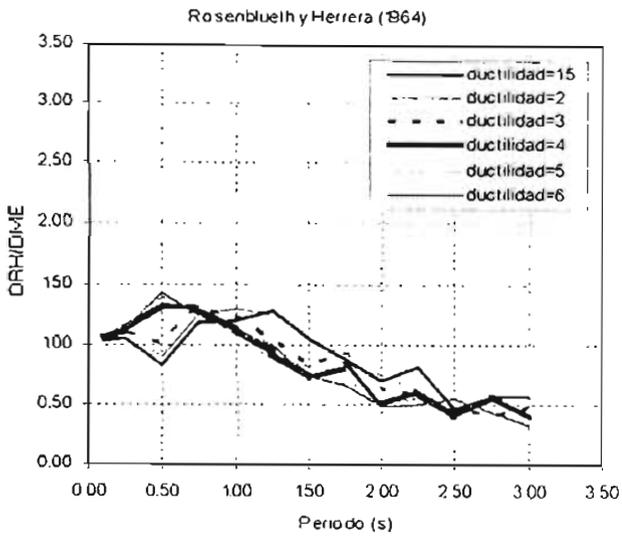


Figura 7.3 Calibración de los métodos basados en linealización equivalente con el sismo 19-sep-85, estación SCT

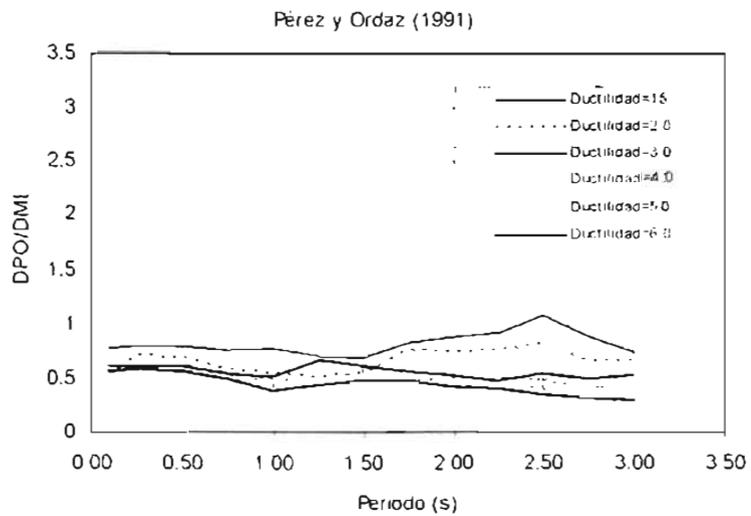
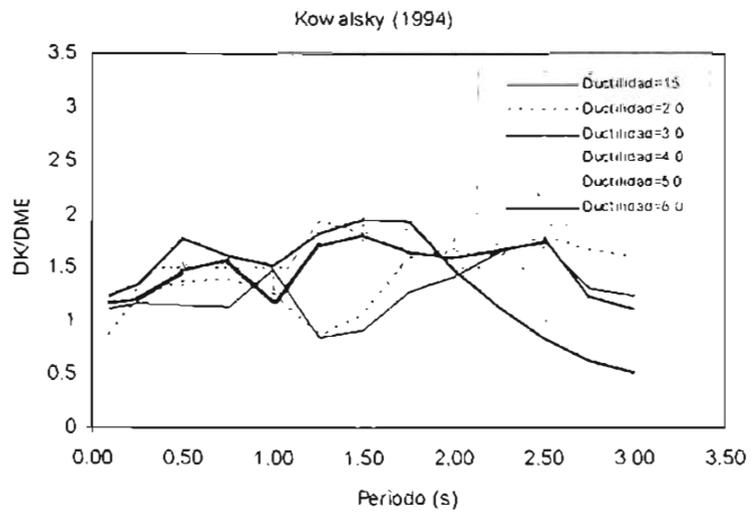
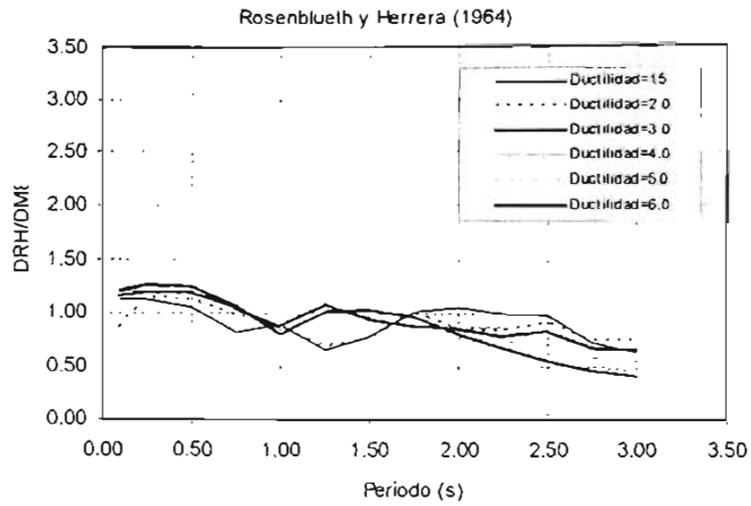


Figura 7.4 Calibración de los métodos basados en linealización equivalente con el sismo 19-sep-85, estación CDAO

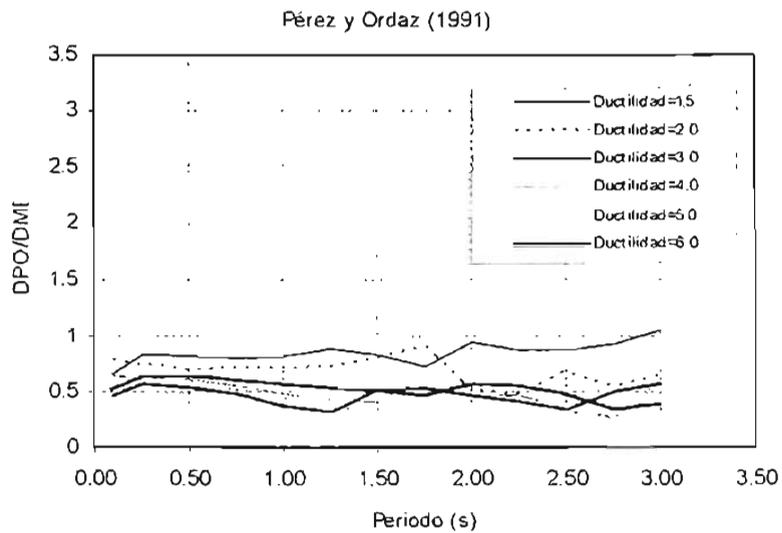
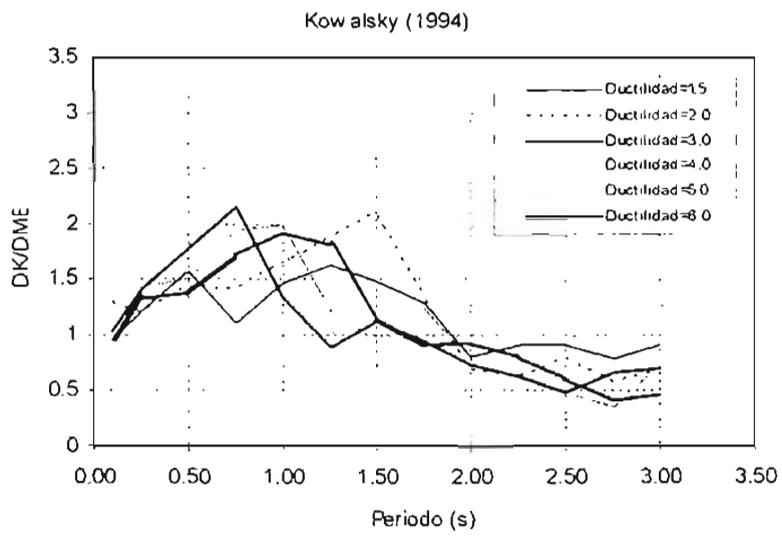
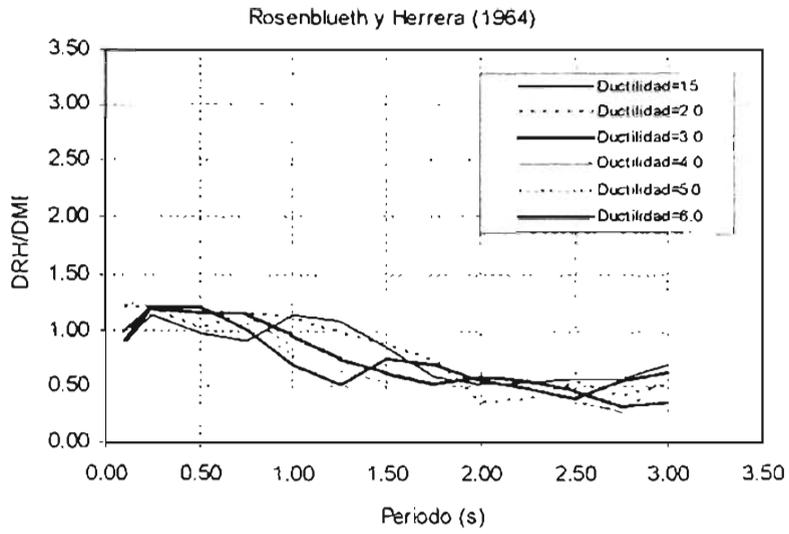


Figura 7.5 Calibración de los métodos basados en linealización equivalente con el sismo 25-abril-89, estación SCT

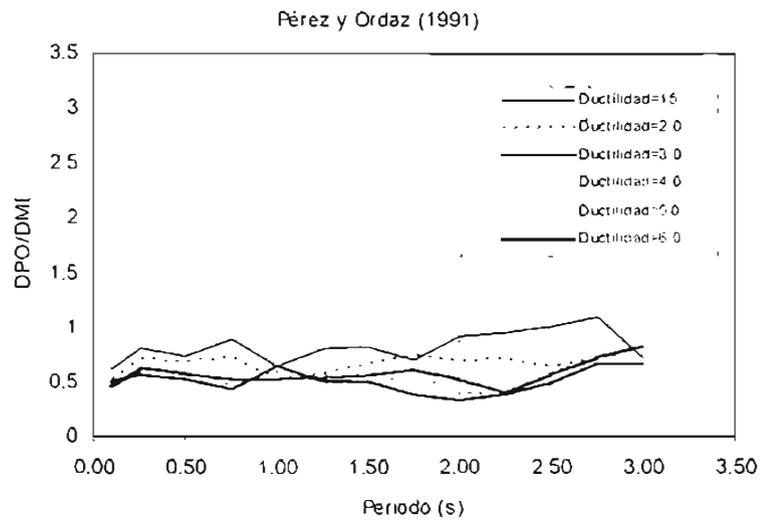
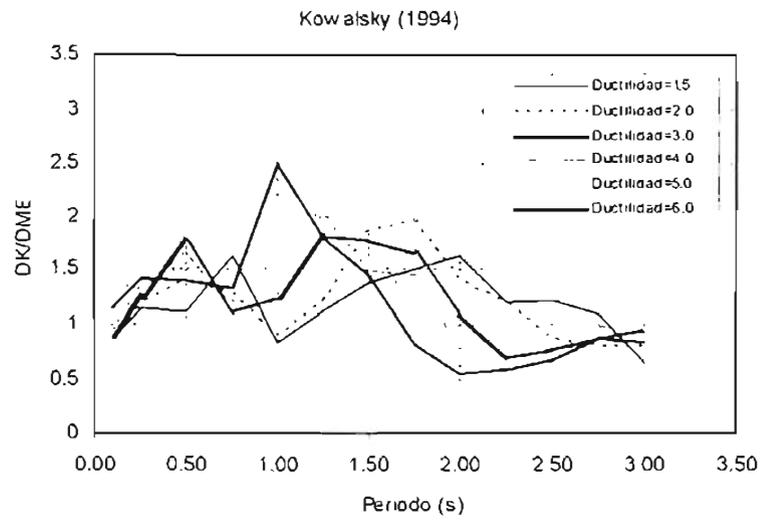
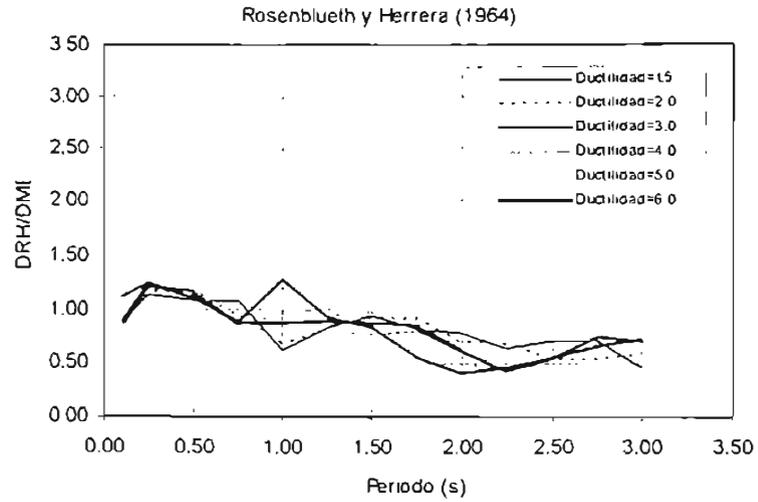


Figura 7.6 Calibración de los métodos basados en linealización equivalente con el sismo 25-abril-89, estación C056

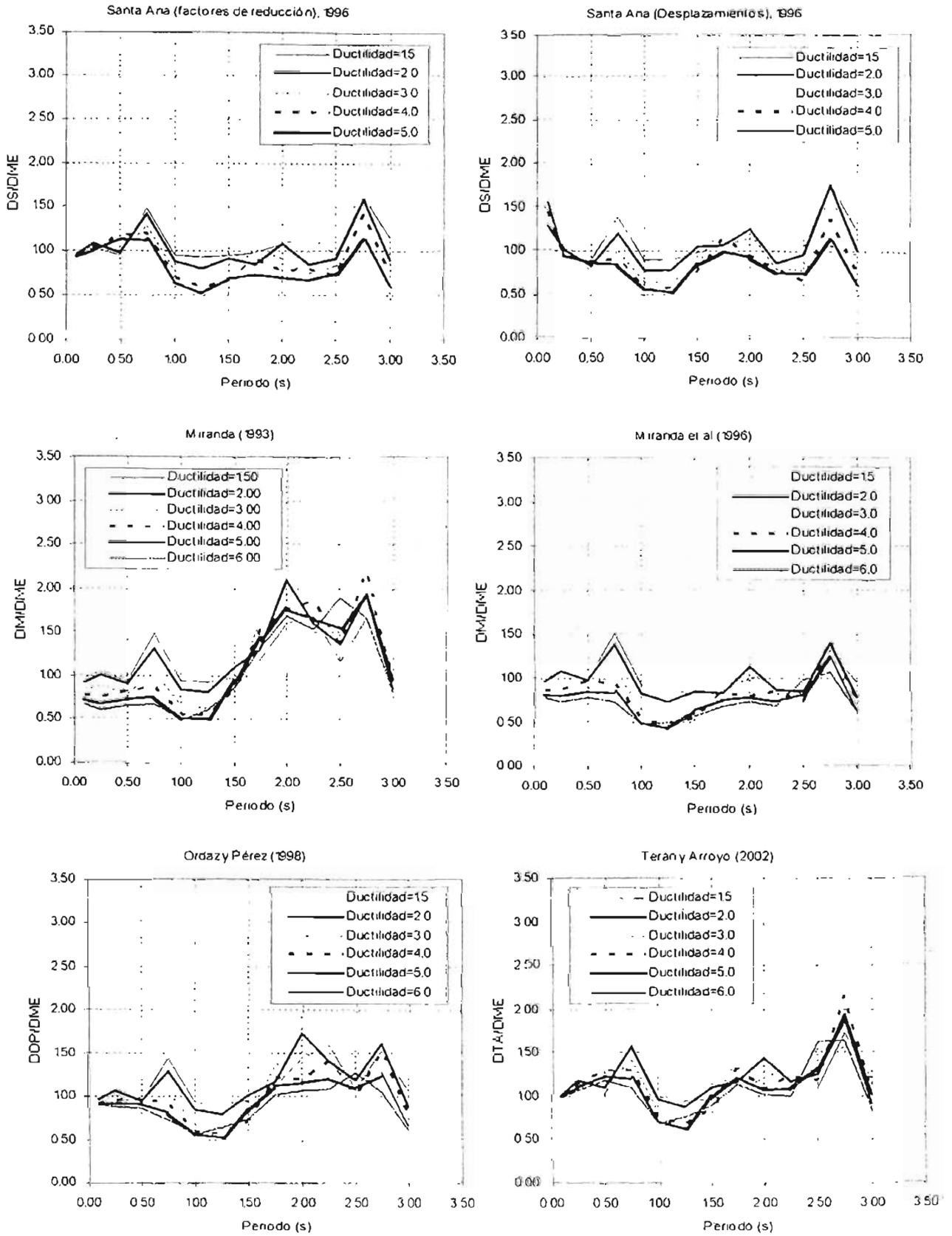


Figura 7.7 Calibración de los métodos basados en factores de modificación de desplazamiento con el sismo 19-sep-85, estación SCT

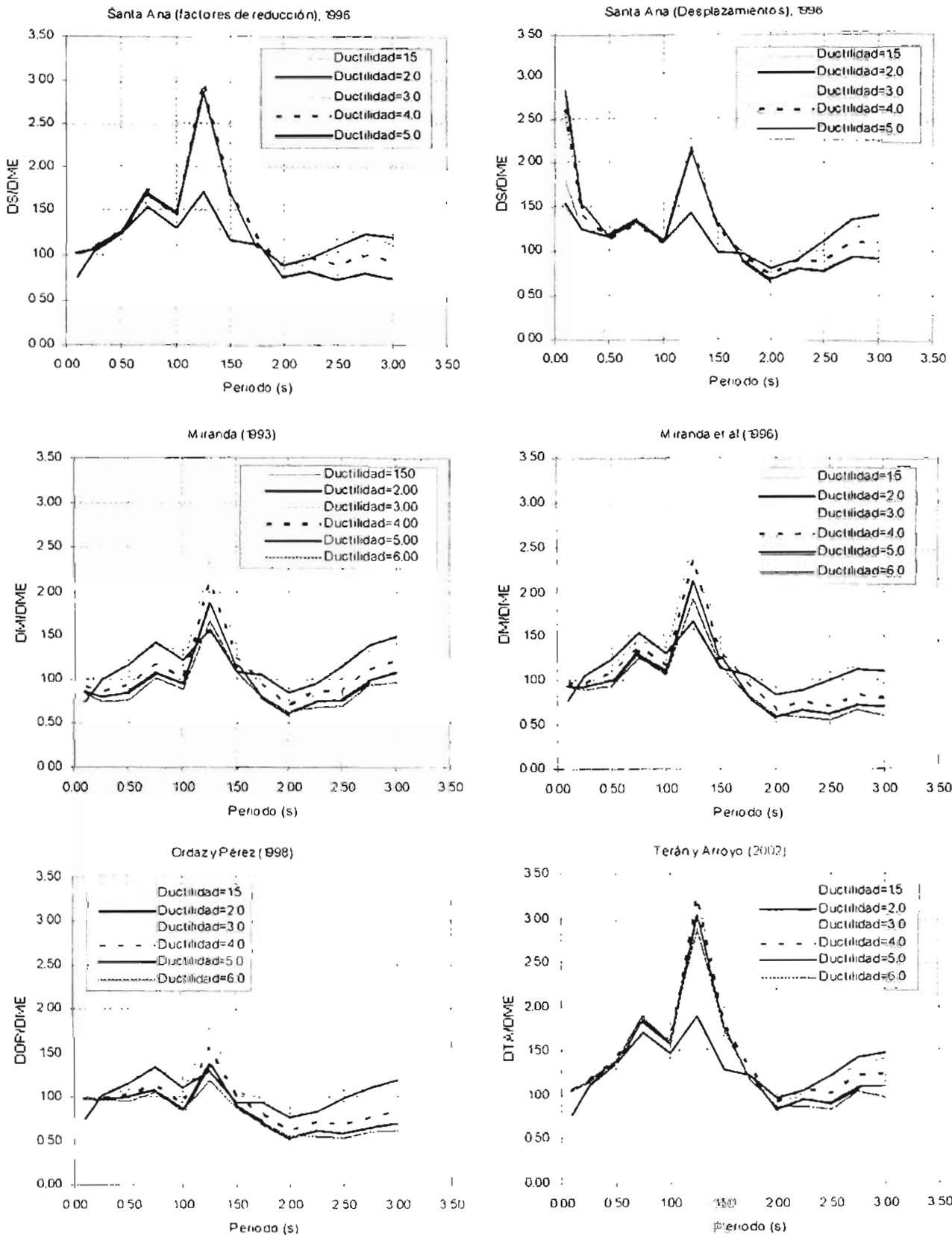


Figura 7.8 Calibración de los métodos basados en factores de modificación de desplazamiento con el sismo 19-sep-85, estación SCT

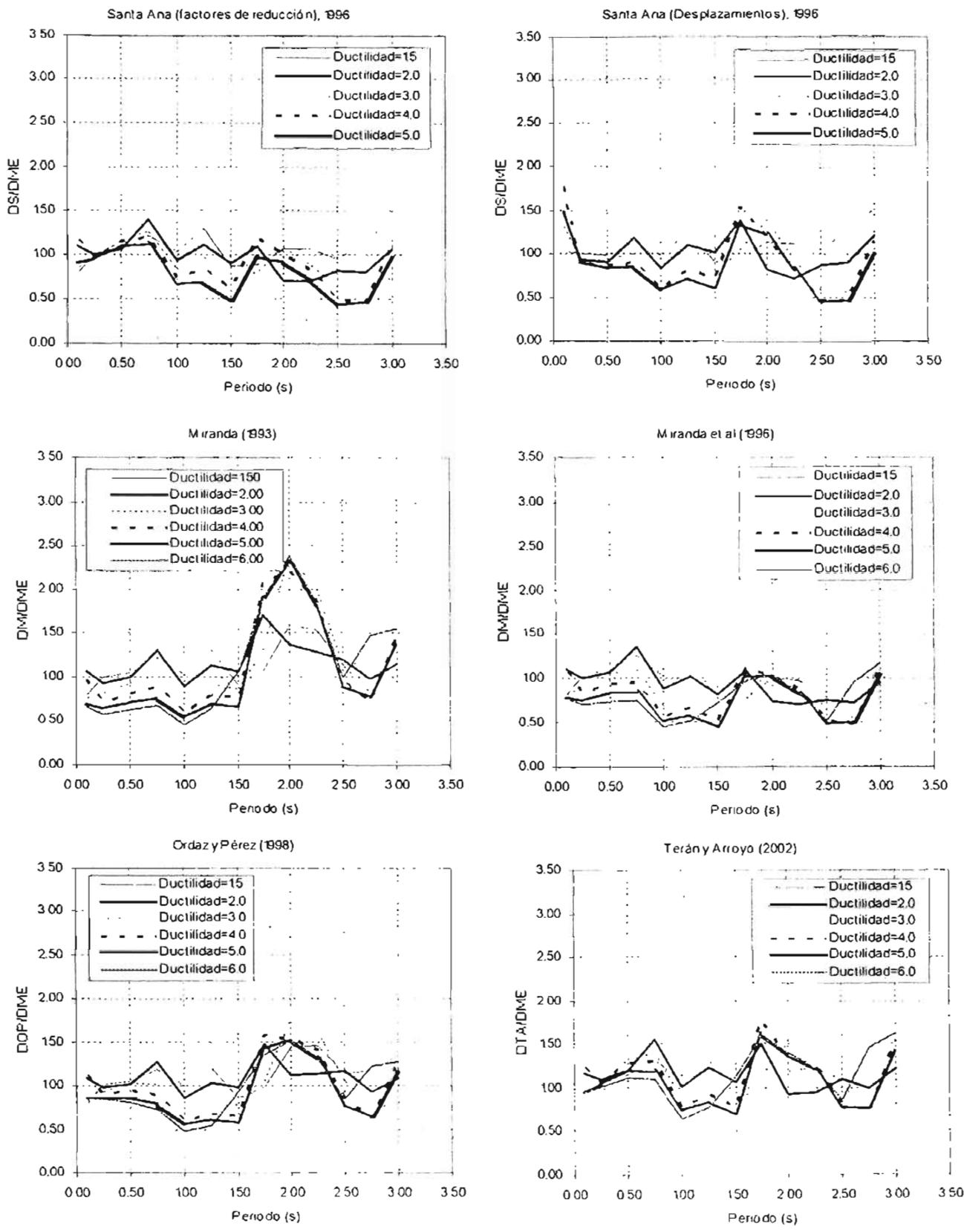


Figura 7.9 Calibración de los métodos basados en factores de modificación de desplazamiento con el sismo 25-abril-89, estación SCT

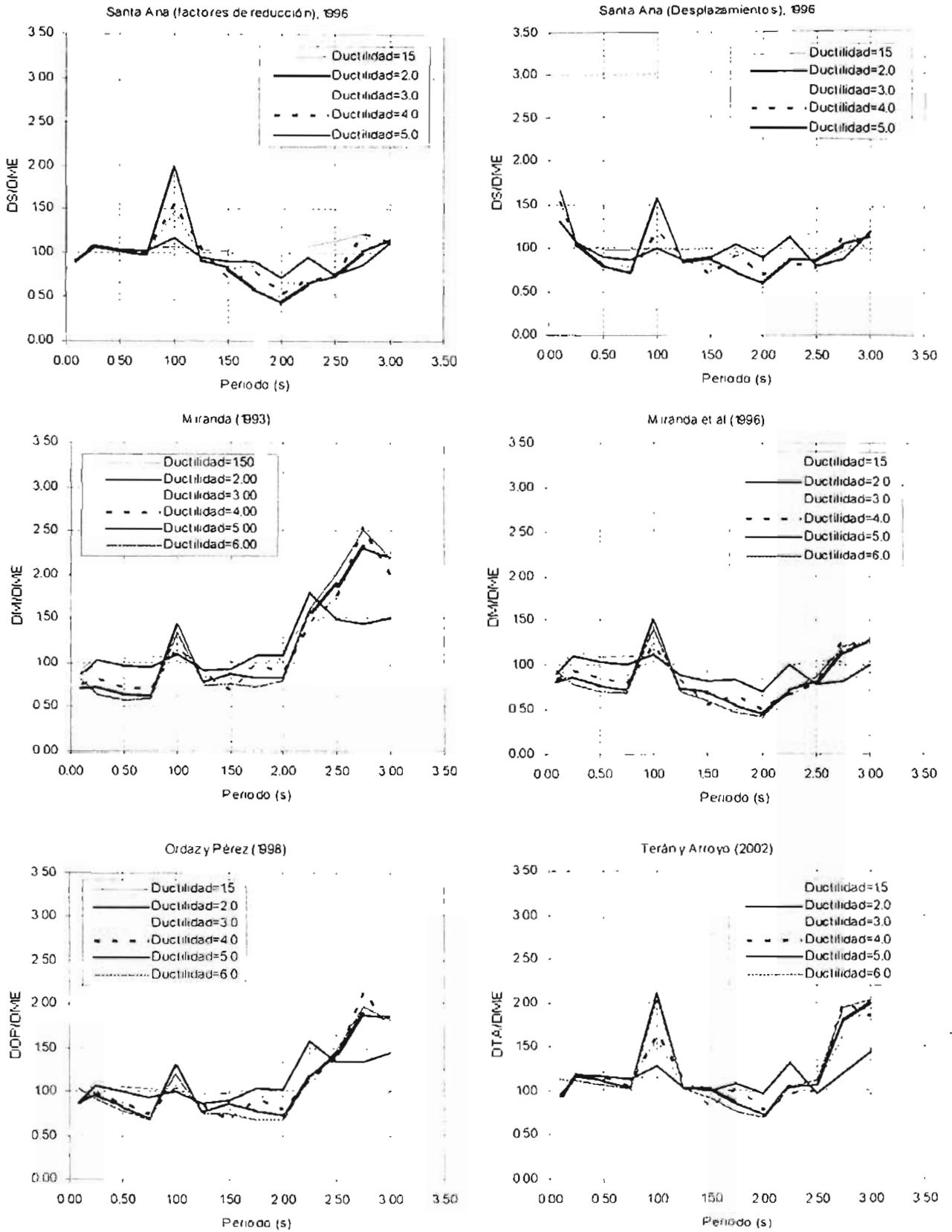


Figura 7.10 Calibración de los métodos basados en factores de modificación de desplazamiento con el sismo 25-abril-89, estación COS6

Para tener una estimación cuantitativa del grado de precisión de estos métodos, se calculó el error logarítmico (ϵ), con la expresión:

$$\epsilon = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ln^2 \left(\frac{d_c}{d_o} \right)} \quad (7.45)$$

donde, N es el número de muestras, d_c desplazamiento calculado y d_o es el desplazamiento observado.

De las tablas 7.4 a 7.7 se muestran los errores logarítmicos calculados para los métodos basados en linealización equivalente, correspondientes a los cuatro registros sísmicos: como se podrá notar, el cálculo de dicho error se realizó para cada demanda de ductilidad y al final se presenta el valor promedio para cada uno de los métodos analizados. En estas tablas se puede ver que el error aumenta conforme se incrementa la ductilidad, además de corroborar una vez más que, dentro de estos métodos, los que tienen mejor estimación de las demandas de desplazamiento inelástico son los correspondientes al de Rosenblueth y Herrera, y el de Kowalsky.

Tabla 7.4 Error logarítmico en métodos basados en linealización equivalente, sismo SCT-85

Ductilidad	Rosenblueth y Herrera	Kowalsky	Pérez y Ordaz
1.5	0.35	0.36	0.19
2.0	0.42	0.49	0.34
3.0	0.45	0.54	0.55
4.0	0.48	0.55	0.65
5.0	0.51	0.57	0.72
6.0	0.53	0.59	0.77
$\epsilon_{promedio}$	0.46	0.52	0.54

Tabla 7.5 Error logarítmico en métodos basados en linealización equivalente, sismo SCT-89

Ductilidad	Rosenblueth y Herrera	Kowalsky	Pérez y Ordaz
1.5	0.39	0.27	0.29
2.0	0.55	0.44	0.44
3.0	0.58	0.47	0.69
4.0	0.60	0.50	0.76
5.0	0.63	0.52	0.87
6.0	0.50	0.42	0.80
$\epsilon_{promedio}$	0.54	0.44	0.64

Tabla 7.6 Error logarítmico en métodos basados en linealización equivalente, sismo CO56-89

Ductilidad	Rosenblueth y Herrera	Kowalsky	Pérez y Ordaz
1.5	0.33	0.29	0.26
2.0	0.36	0.32	0.42
3.0	0.36	0.35	0.58
4.0	0.40	0.38	0.65
5.0	0.42	0.45	0.68
6.0	0.43	0.44	0.72
$\epsilon_{promedio}$	0.38	0.37	0.55

Tabla 7.7 Error logarítmico en métodos basados en linealización equivalente, sismo CDAO-85

Ductilidad	Rosenblueth y Herrera	Kowalsky	Pérez y Ordaz
1.5	0.22	0.29	0.23
2.0	0.20	0.38	0.45
3.0	0.21	0.41	0.58
4.0	0.27	0.43	0.68
5.0	0.35	0.44	0.79
6.0	0.41	0.48	0.85
$\epsilon_{promedio}$	0.28	0.41	0.60

Al revisar los métodos basados en factores de modificación, los que tienen mejor correlación con los desplazamientos exactos, son los correspondientes a Santa Ana (1996), Ordaz y Pérez (1998), y Terán y Arroyo (2002). En estos métodos, a diferencia de los basados en linealización equivalente, fue difícil observar una tendencia clara de comportamiento en las curvas, de sismo a sismo, por lo que no se puede establecer una generalización (figuras 7.7-7.10). Sin embargo, se puede decir que en ambos métodos se llega a subestimar la demanda de desplazamientos hasta en un 50 por ciento del desplazamiento exacto, y a sobrestimar hasta tres veces.

También se calculó el error logarítmico para estos métodos; los resultados obtenidos se reportan en las tablas 7.8, 7.9, 7.10 y 7.11, para los cuatro registros sísmicos. En estas tablas se aprecia que el error se incrementa conforme se aumenta la demanda de ductilidad, sin embargo el error es menor en comparación con los reportados en los métodos basados en linealización equivalente. De igual forma se observa que, de los métodos estudiados los que menor error tienen son los de Santa Ana (factores de reducción), Ordaz y Pérez, y Terán y Arroyo.

Tabla 7.8 Error logarítmico en métodos basados en factores de modificación de desplazamiento, sismo SCT-85

Ductilidad	Santa Ana (F. R.)	Santa Ana (D.)	Miranda <i>et al</i>	Ordaz y Pérez	Terán y Arroyo
1.5	0.19	0.23	0.17	0.23	0.23
2.0	0.19	0.22	0.20	0.26	0.27
3.0	0.20	0.26	0.26	0.26	0.26
4.0	0.29	0.32	0.36	0.30	0.30
5.0	0.34	0.33	0.39	0.29	0.27
6.0	-	-	0.41	0.29	0.25
$\epsilon_{promedio}$	0.24	0.27	0.30	0.27	0.26

Tabla 7.9 Error logarítmico en métodos basados en factores de modificación de desplazamiento, sismo SCT-89

Ductilidad	Santa Ana (F. R.)	Santa Ana (D.)	Miranda <i>et al</i>	Ordaz y Pérez	Terán y Arroyo
1.5	0.17	0.17	0.17	0.20	0.20
2.0	0.20	0.21	0.21	0.15	0.20
3.0	0.25	0.29	0.31	0.27	0.21
4.0	0.35	0.42	0.39	0.33	0.29
5.0	0.41	0.42	0.45	0.35	0.27
6.0	-	-	0.39	0.34	0.29
$\epsilon_{promedio}$	0.28	0.30	0.32	0.27	0.24

Tabla 7.10 Error logarítmico en métodos basados en factores de modificación de desplazamiento, sismo CO56-89

Ductilidad	Santa Ana (F. R.)	Santa Ana (D.)	Miranda <i>et al</i>	Ordaz y Pérez	Terán y Arroyo
1.5	0.10	0.13	0.15	0.22	0.16
2.0	0.15	0.15	0.16	0.21	0.17
3.0	0.24	0.20	0.27	0.29	0.28
4.0	0.29	0.24	0.34	0.32	0.32
5.0	0.37	0.29	0.37	0.33	0.35
6.0	-	-	0.42	0.36	0.36
$\epsilon_{promedio}$	0.23	0.20	0.29	0.29	0.27

Tabla 7.11 Error logarítmico en métodos basados en factores de modificación de desplazamiento, sismo CDA0-85

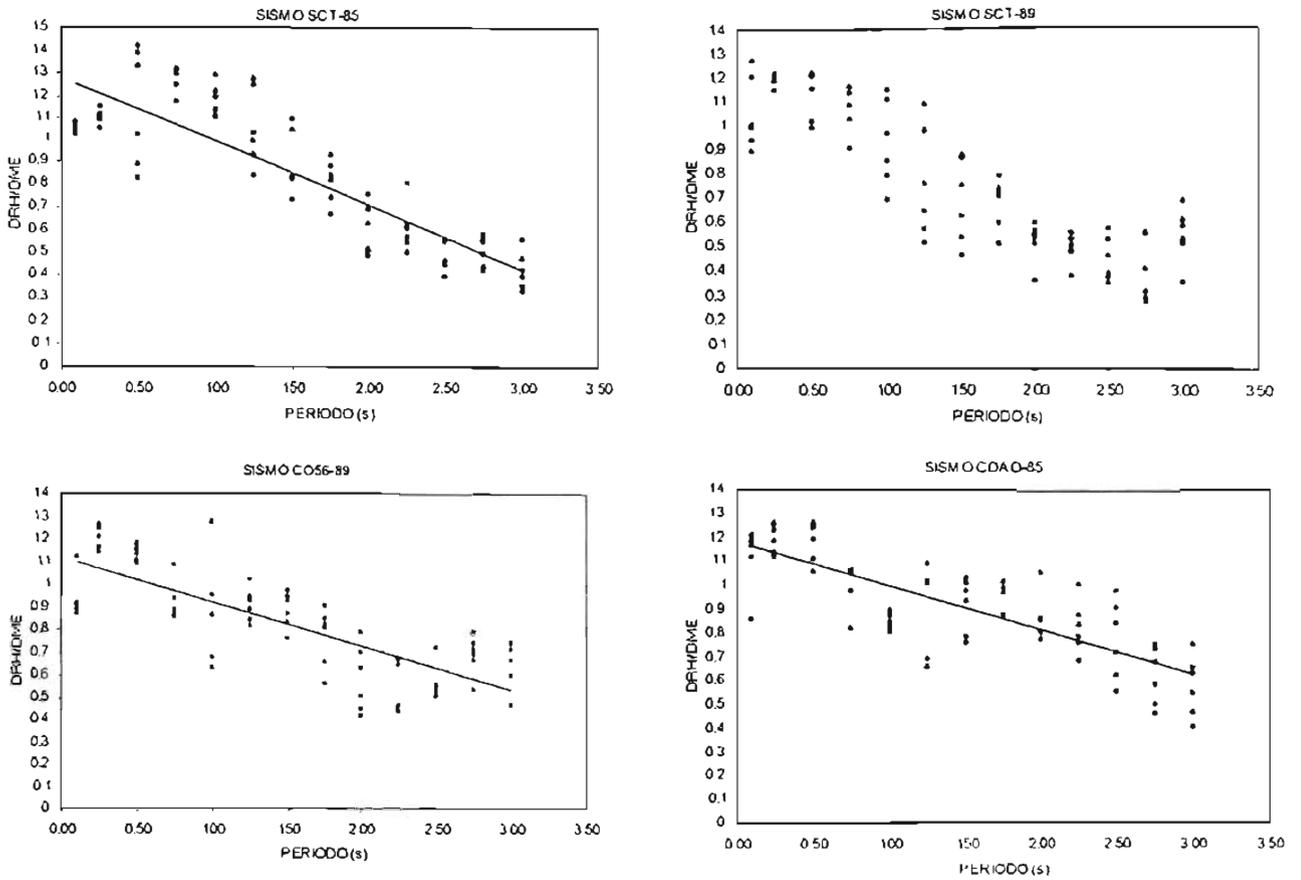
Ductilidad	Santa Ana (F. R.)	Santa Ana (D.)	Miranda <i>et al</i>	Ordaz y Pérez	Terán y Arroyo
1.5	0.20	0.25	0.21	0.15	0.25
2.0	0.25	0.24	0.24	0.18	0.33
3.0	0.38	0.40	0.34	0.25	0.46
4.0	0.39	0.39	0.33	0.26	0.45
5.0	0.41	0.42	0.36	0.34	0.43
6.0	-	-	0.38	0.39	0.42
$\epsilon_{promedio}$	0.33	0.34	0.31	0.26	0.39

Los métodos basados en factores de modificación de desplazamiento mostraron menor error en la estimación de las demandas de desplazamiento que los métodos basados en linealización equivalente, por lo que esto permitiría establecer que los primeros métodos son adecuados para la predicción de dichas demandas. Sin embargo, para el caso particular del diseño sísmico de puentes, resulta engañosa esta situación, si se toma en cuenta que para los sismos analizados los métodos basados en factores de modificación de desplazamiento pueden llegar a subestimar en un 50% la demanda de desplazamiento para estructuras con periodos de vibración entre 1 s y 1.5 s, que son valores en los que se pueden encontrar diversos puentes que existen en la ciudad de México. Por ello, habrá que ser cuidadosos en la elección del método o proponer algún otro que cubra esta deficiencia, tal como se describe en el siguiente apartado.

7.7 MÉTODO PROPUESTO

Con las observaciones anteriores se puede establecer que una buena opción para evaluar las demandas de desplazamiento para puentes ubicados en el suelo blando de la ciudad de México, es el método de Rosenblueth y Herrera (1964). Con objeto de mejorar el cálculo de las demandas de desplazamiento para periodos de vibración de la estructura superiores a 1.5 s, se propuso hacer una modificación a dicho método como se describe a continuación.

Al ver las gráficas correspondientes a los cocientes de demandas de desplazamiento obtenidas mediante el método de Rosenblueth y Herrera (DRH), y la solución exacta (DME), se aprecia que el cociente DRH/DME, tiende a ser cada vez abajo de la unidad conforme se incrementa el periodo de vibración de la estructura (figuras 7.3 a 7.6), de tal manera que dicha tendencia puede ser representada mediante una recta, despreciando la demanda de ductilidad, tal como se ilustra en la figura 7.11. Lo anterior hace ver que la demanda de desplazamiento calculada con el método de Rosenblueth y Herrera puede ser corregida en función del periodo del sistema para tener una mejor estimación de dicha demanda para periodos superiores a 1.5 s.



Figuras 7.11 Tendencia de comportamiento del cociente DRH/DME, con respecto al periodo de vibración del sistema

Para lograr lo anterior se obtuvo por mínimos cuadrados la ecuación de la recta que representa el promedio de las rectas obtenidas en la figura 7.11, que corresponden a los sismos analizados. La ecuación resultante fue la siguiente:

$$\psi = 1.19 - 0.23T \quad (7.46)$$

donde, ψ es el factor correctivo y T es el periodo de vibración de la estructura.

Por consiguiente, para obtener la demanda de desplazamiento en suelos blandos de la ciudad de México con este método, se propone evaluar el periodo equivalente (T_{eq}) y el amortiguamiento equivalente (ξ_{eq}), con el método de Rosenblueth y Herrera, dadas por las ecuaciones 7.23 y 7.24, para con ello obtener la demanda de desplazamiento inelástica $\Delta_i(T_{eq}, \xi_{eq})$. Posteriormente, se corregirá la demanda de desplazamiento (Δ_d) al dividir $\Delta_i(T_{eq}, \xi_{eq})$ entre ψ , como se muestra en la siguiente expresión:

$$\Delta_d = \frac{\Delta_i(T_{eq}, \xi_{eq})}{\psi} \quad (7.47)$$

En la figura 7.12 se compara la demanda de desplazamiento inelástico calculada mediante la ecuación 7.47 con la obtenida de la solución exacta, para diferentes sismos registrados en varios puntos del suelo blando de la ciudad de México. En dicha figura se aprecia un menor error en la estimación de dichas demandas en comparación con los resultados mostrados en las figuras 7.3 a 7.10.

Se calcularon los errores logarítmicos de esta predicción, con los resultados mostrados en la tabla 7.12, se puede ver que los errores fueron inferiores a los obtenidos en los métodos basados en factores de modificación de desplazamiento.

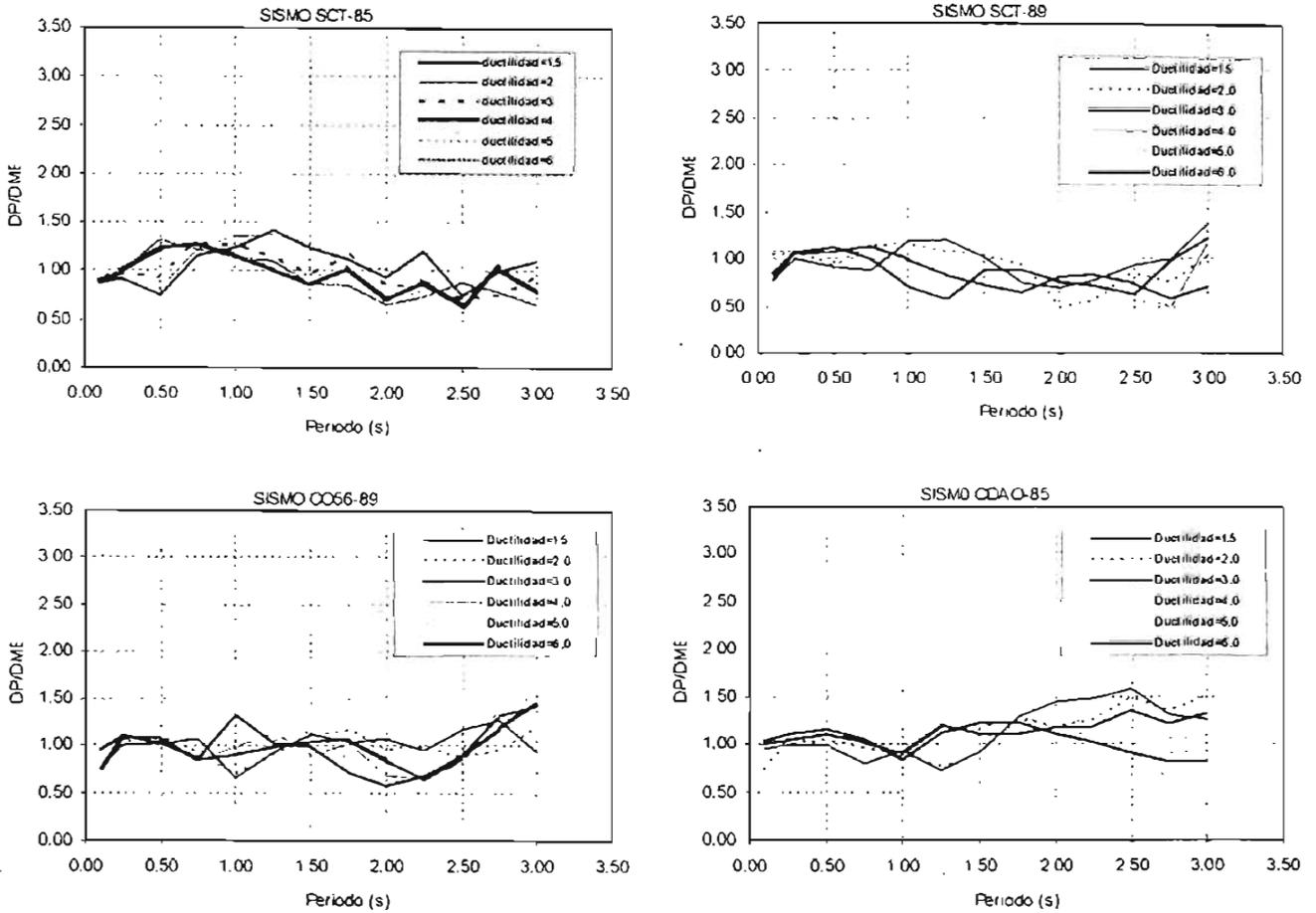


Figura 7.12 Calibración del método propuesto para diferentes sismos

Tabla 7.12 Error logarítmico con el método propuesto

Ductilidad	Sismo SCT-85	Sismo SCT-89	Sismo CO56-89	Sismo CDAO-85
1.5	0.19	0.20	0.17	0.26
2.0	0.20	0.28	0.16	0.24
3.0	0.18	0.27	0.20	0.16
4.0	0.21	0.32	0.23	0.14
5.0	0.21	0.36	0.25	0.12
6.0	0.23	0.27	0.26	0.14
$E_{promedio}$	0.20	0.28	0.21	0.18

CAPÍTULO VIII

PROPUESTA DE CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO DE COLUMNAS DE PUENTES

8.1 GENERALIDADES

El estudio de la respuesta sísmica del puente instrumentado permitió ver, entre otras cosas, que los criterios de diseño sísmico adoptados para la obtención de la sección y del refuerzo de las columnas, pueden llevar a diseños muy conservadores.

Además, se vio que las recomendaciones de reglamentos de varios países para proveer a las columnas del refuerzo de confinamiento necesario, llevan muchas veces a obtener diseños muy conservadores, al pretender proporcionarles siempre el máximo confinamiento a las columnas, independientemente del nivel de carga axial actuante y de la demanda de desplazamiento exigida por el sismo de diseño.

Por otro lado, se reconoce de manera cada vez más generalizada que el diseño sísmico basado en desplazamiento constituye el criterio más racional para obtener en las columnas de puentes un adecuado desempeño estructural. Sin embargo, la mayoría de estos procedimientos se basan en la revisión de un solo nivel de desempeño, que es usualmente el de supervivencia.

Tomando en cuenta estos antecedentes, que fueron la base para los estudios preliminares de esta investigación, en este capítulo se consolidan los trabajos realizados en capítulos anteriores (IV, V, VI y VII) con la propuesta de un procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes basado en desplazamientos, que implica la revisión de dos niveles de desempeño: servicio y supervivencia. Además se establece una relación entre el nivel de desempeño deseado de la estructura y el tamaño y refuerzo de la sección, adecuados para satisfacer dicho nivel de desempeño.

8.2 DEFINICIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITES O NIVELES DE DESEMPEÑO

8.2.1 Justificación

Dentro del diseño sísmico basado en desempeño se llegan a definir hasta cuatro niveles de desempeño: operación completa, ocupación inmediata, seguridad de vida y colapso incipiente, con los correspondientes niveles de sismo, frecuente, ocasional, raro y muy raro, respectivamente (Vision 2000 Committee, 1995).

Sin embargo, llevar estos conceptos de diseño a procedimientos aplicables en la práctica de la ingeniería estructural, representa una tarea que todavía no se ha completado a cabalidad. El problema que se enfrenta es la dificultad en encontrar un procedimiento práctico a partir del cual se logre un diseño que cumpla con los cuatro niveles de desempeño al mismo tiempo. Además hay que tomar en cuenta que, en la consideración de los cuatro niveles de desempeño, una tarea particularmente gravosa es el análisis de la respuesta estructural para cada uno de los niveles de desempeño y de excitación sísmica, para los cuales cambian las propiedades de la estructura que deben considerarse en el modelo analítico de la misma (Meli y Reyes, 2002)

En este sentido, varios trabajos convergen en que es suficiente el empleo de los niveles de servicio y de supervivencia para garantizar un buen comportamiento de las estructuras, buscando con ello un balance entre la precisión en el cumplimiento de las metas del diseño y la viabilidad práctica de los procedimientos (Avelar y Ayala, 2002; Bertero, 2004).

8.2.2 Estado límite de servicio

Para definir este estado límite de diseño se llevó a cabo un análisis de los aspectos básicos que se deben cubrir, con apego a una revisión de la literatura. Así, se estableció como objetivo de diseño, que el estado de las columnas después de la ocurrencia de sismos frecuentes, no impida la operación inmediata del puente; esto implica que la columna debe estar prácticamente sana, presentando grietas poco visibles.

Lo anterior motivó a definir este estado límite con base en un control del ancho de grieta residual de la columna. El motivo de tomar como base la grieta residual es que la carga sísmica no tiene carácter permanente sobre una estructura, por lo que la magnitud del agrietamiento máximo producido bajo la acción sísmica, no tiene importancia significativa después de que la estructura ya no está sometida a dicha carga.

En la definición del ancho de grieta residual permisible para este nivel de desempeño, se tomaron en consideración los siguientes aspectos.

- a) apariencia de la estructura (que no motive alarma)
- b) protección del refuerzo contra la corrosión
- c) grado de reparación necesaria (reparación nula)

El primero de ellos está relacionado con la tranquilidad de la población, por lo que la grieta debe pasar por desapercibida por la mayoría de las personas. Para esta condición, Park y Paulay (1991), establecen que para estructuras de concreto, sin hacer mención especial en puentes, el ancho de grieta debe estar entre 0.25 mm y 0.38 mm.

El segundo caso se refiere a controlar el ancho de grieta para evitar que el refuerzo se vea afectado por la corrosión. Algunas de las consecuencias del proceso corrosivo en estructuras de concreto reforzado

son: la reducción de las capacidades de carga y, en ocasiones, también de la rigidez y la variación de las propiedades dinámicas de la estructura (Fabela *et al.*, 2002).

El comité 224 del ACI (1990) propone valores permisibles de ancho de grieta, para cuidar la posibilidad de corrosión del refuerzo dependiendo de las condiciones de exposición, tal como se muestra en la tabla 8.1; adicionalmente, existen otras propuestas de investigadores y reglamentos, como se ilustra en la tabla 8.2.

Tabla 8.1 Ancho máximo permisible de grieta para diferentes condiciones de exposición (Comité ACI-224)

Condición de exposición	Ancho máximo permisible de la grieta (mm)
Aire seco o membrana protectora	0.41
Humedad, aire húmedo, tierra	0.30
Químicos descongelantes	0.18
Agua salada y rocío marino, mojado y secado	0.15
Estructuras que retengan agua	0.10

Tabla 8.2 Anchos permisibles de grieta, de acuerdo a otros investigadores y reglamentos

Investigador o reglamento	Condiciones de exposición	Anchos máximos permisibles, mm
Brice (1968)	Severa	0.10
	Agresiva	0.20
	Normal	0.30
Rüsch (1968)	Agresiva (agua salada)	0.20
	Normal	0.12-0.30
Efsen (1968)	Severa o agresiva	0.05-0.15
	Normal (exterior)	0.15-0.25
	Normal (interior)	0.25-0.35
Reglamento ACI-318-89	Exterior	0.33
	Interior	0.40
CEB (Comité Eurointernacional del concreto, 1978)	Interior (ambiente normal)	0.30
	Interior (ambiente medianamente agresivo)	0.20
	Exterior	0.20
	Muy agresivo o cuando se requiere impermeabilidad	0.10
CFE (Manual de Diseño de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad, 1970)	Interior	0.30
	Agresivo	0.20
	Agresivo cuando se requiere impermeabilidad	0.10
	Cargas accidentales	0.40
	Normal	0.50
NTC-Concreto	Normal	0.50

Se puede pensar que para puentes de la ciudad de México, el proceso de corrosión es acelerado por la emisión de gases contaminantes de los automóviles, por lo que conviene considerar la condición más desfavorable que corresponde a un ambiente agresivo, y proponer un ancho de grieta residual máximo de 0.2 mm.

El último caso se asocia con el nivel de daño para el que la reparación sea nula, por lo cual se debe limitar el máximo ancho de grieta residual para que no se afecte la capacidad estructural. De resultados experimentales (Lehman y Moehle, 2000), se ha observado que el ancho máximo de grieta residual que se puede aceptar para no propiciar una modificación significativa en el comportamiento ante ciclos de carga posteriores en columnas de puentes es entre 0.25 mm y 0.50 mm, valores a los que se asocian ductilidades

de desplazamiento de 1.5 y 2.0, respectivamente, tal como se observa en la figura 8.1. Cabe señalar, que existen muy pocos trabajos experimentales en los cuales se reporten mediciones de ancho de grieta residual.

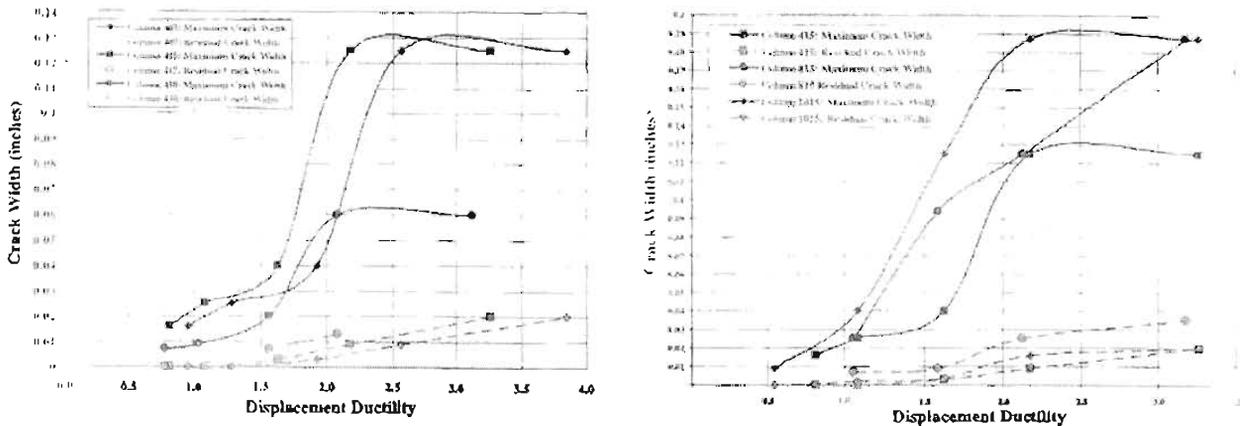


Figura 8.1 Medición de anchos de grieta máxima y residual en columnas de sección circular (Lehman y Moehle, 2000)

Analizando los tres casos anteriores se puede admitir un ancho máximo de grieta residual de 0.2 mm. La elección de dicho valor obedece a que está por debajo de los valores máximos propuestos en los tres casos anteriores, y que conviene ser conservador dada la incertidumbre que existe en los estudios revisados sobre el tema.

Por lo tanto, el criterio para definir el estado límite de servicio en columnas de puentes, se centrará en que la respuesta de la columna no sobrepase la deformación de fluencia del refuerzo longitudinal, al considerar que con dicho límite los anchos de grieta residual quedarían por debajo del ancho de grieta residual permisible que se definió en este trabajo (0.2 mm); esto, al tomar en cuenta que los resultados experimentales revelan que para una ductilidad de 1.5 el ancho de grieta no es mayor que 0.25 mm.

8.2.3 Estado límite de supervivencia

El objetivo que se persigue en el diseño para este estado límite radica en que las columnas de puentes se acepta un daño severo, pero sin colapso para cuidar la integridad de los usuarios. Esto implica proveer a las columnas de la capacidad de deformación suficiente para resistir las demandas de deformación ante un sismo extraordinario.

Lo anterior dio lugar a definir el estado límite de supervivencia con base en la capacidad de distorsión de la columna, la cual no debe ser superada por la demandada por el sismo de diseño.

Como se recordará, para establecer la capacidad de distorsión última de las columnas se tomó en consideración sus tres posibles modos de fallas por el efecto de flexocompresión en la sección crítica: pandeo del refuerzo longitudinal, fractura del refuerzo longitudinal y ruptura del estribo; en esta investigación se decidió adoptar como criterio de falla de la columna, la fractura del estribo, ya que las ecuaciones que se han desarrollado para calcular la capacidad de desplazamiento último para dicho modo de falla, han mostrado una buena correlación con los resultados experimentales, en comparación con los otros criterios de falla.

8.3 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD Y DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO LATERAL

El procedimiento de diseño sísmico propuesto, por un lado, requiere calcular la capacidad de desplazamiento lateral, dada una sección y el refuerzo de la columna; mientras que, por el otro, implica la evaluación de la demanda de desplazamiento, dada una intensidad sísmica y las propiedades dinámicas de la estructura.

Como parte de esta investigación se desarrollaron expresiones para predecir de manera aproximada la capacidad de desplazamiento lateral de columnas de puentes de concreto reforzado para secciones rectangulares y circulares (Capítulo VI). Así, para el caso de evaluar la capacidad de desplazamiento lateral cuando ocurre la fluencia del refuerzo longitudinal se dispone de las ecuaciones 6.5 y 6.6; al mismo tiempo se evalúa la rigidez agrietada cuando se da dicha deformación, para lo cual se dispone de las ecuaciones 6.12 y 6.13; adicionalmente se derivaron ecuaciones para evaluar la cuantía de refuerzo longitudinal dada una demanda de distorsión, para ello se pueden utilizar las ecuaciones 6.7 y 6.8. Para calcular la deformación última, tomando como criterio de falla la ruptura del estribo, se desarrolló la ecuación 6.15 para columnas de sección rectangular, mientras que para las de sección circular se dispone de la ecuación 6.29. Las limitaciones de dichas ecuaciones fueron descritas anteriormente.

De igual forma fue de particular interés estudiar cuál de los métodos aproximados para calcular demandas de desplazamiento inelástico da mejores resultados para estructuras ubicadas en suelos blandos, así como identificar para qué periodos específicos de vibración o regiones espectrales se obtienen mejores resultados, además de revisar para qué niveles de comportamiento inelástico esperado en la estructura se dan resultados aceptables (Capítulo VII). De este estudio se optó por incorporar un método aproximado, el cual es una modificación del método de linealización equivalente de Rosenblueth y Herrera. De esta manera se emplearán las ecuaciones 7.23 y 7.24, para evaluar el periodo y amortiguamiento equivalente, respectivamente, para posteriormente obtener la demanda desplazamiento lateral que después se ajustará de acuerdo con la ecuación 7.47, que fue derivada en esta investigación.

8.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

8.4.1 Filosofía de diseño

El procedimiento que se propone en esta investigación se apega a la filosofía de diseño sísmico basada en desplazamientos, por lo que el suministro de la capacidad de la columna para resistir la demanda sísmica, ante una carga axial constante a compresión, para satisfacer cada estado límite o nivel de desempeño, se analiza en términos del desplazamiento lateral.

Con este enfoque se incorpora una metodología de diseño para revisar dos estados límites: servicio y supervivencia. La forma en que se pretende obtener un diseño único para satisfacer estos estados límites de diseño se puede explicar a partir de la curva idealizada de resistencia-desplazamiento lateral de una columna en cantilever (figura 8.2), delimitada por dos niveles de comportamiento básico: desplazamiento de fluencia del elemento (Δ_y) y capacidad de desplazamiento último del mismo (Δ_u).

Estos dos niveles de comportamiento básico se pueden asociar a los dos estados límite de diseño: servicio y supervivencia. Así, para el estado límite de servicio, en el cual es deseable que ante sismos de moderada intensidad, o sea temblores frecuentes, las columnas presenten a lo más un nivel de agrietamiento poco visible, su respuesta se debe limitar al punto de fluencia, que es el punto 1 de la figura 8.2; mientras que para el estado límite de supervivencia, en el que se busca que ante sismos de fuerte intensidad, o sea temblores raros, la columna presente daño quizás irreparable, pero sin llegar al colapso,

se debe controlar que la capacidad de desplazamiento no sea superada por la demanda sísmica, por lo que la respuesta de la columna se limita al punto 2 (figura 8.2).

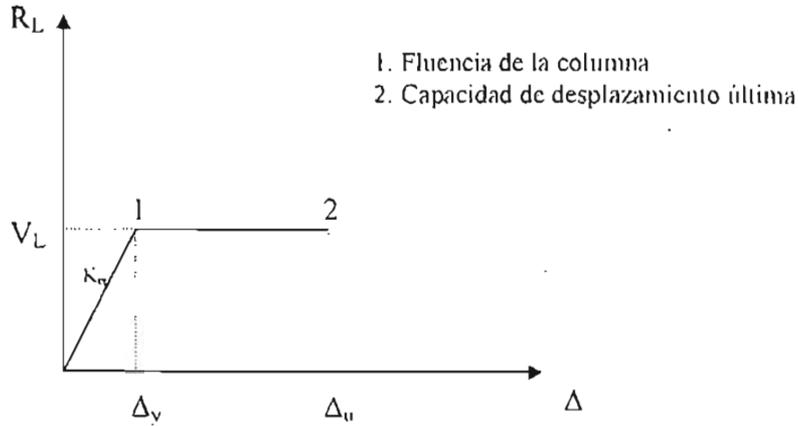


Figura 8.2 Curva idealizada de resistencia-desplazamiento lateral de una columna en cantilever

Para limitar la respuesta de la columna a la fluencia (punto 1), dado un sismo de intensidad moderada, los parámetros principales que gobiernan a dicha parte de la gráfica son: el tamaño de la sección y el refuerzo longitudinal. Para controlar la capacidad de desplazamiento lateral inelástica para que no sea superada por la demandada (punto 2), dado un sismo de alta intensidad, el parámetro que gobierna dicha capacidad es el refuerzo de confinamiento.

Lo anterior lleva a concluir que en el diseño por estado límite de servicio se determina la sección y refuerzo longitudinal necesarios para satisfacer dicho estado; como consecuencia, se fija la resistencia lateral de la columna V_L , la cual puede ser evaluada como:

$$V_L = K_{cr} \Delta_v \quad (8.1)$$

donde, K_{cr} es la rigidez lateral agrietada en el punto de fluencia, la cual puede ser calculada con la ayuda de las ecuaciones 6.12 y 6.13.

Por otra parte, para el diseño por estado límite de supervivencia, dada la resistencia lateral V_L , se tiene que satisfacer una demanda de desplazamiento lateral inelástica Δ_u , la cual se suministra al elemento mediante el adecuado refuerzo de confinamiento. Posiblemente, esta cantidad de refuerzo de confinamiento también cubra la cantidad necesaria para resistir el cortante lateral demandado; aunque habrá que hacer esta revisión al final del proceso de diseño.

Lo anterior difiere sustancialmente de la práctica común que se basa en el diseño por resistencia, en la que en el diseño por estado límite de servicio se define la rigidez lateral mediante el tamaño adecuado de la sección transversal, mientras que en el diseño por estado límite de supervivencia se define la resistencia, mediante el refuerzo longitudinal y transversal. Aquí, como se ha dicho, en el diseño por estado límite de servicio se define tanto la rigidez como la resistencia del elemento, mientras que en el diseño por estado límite de supervivencia se define la capacidad máxima de deformación mediante la determinación del refuerzo de confinamiento.

El procedimiento de diseño que se presenta a continuación se limita al diseño de columnas de puentes cuya estructuración se caracteriza por tener una superestructura discontinua, por la presencia de

apoyos móviles o fijos, además de que cada uno de estos tableros están apoyados sobre una sola columna en cantilever (figura 8.3), lo que permite analizarla como un oscilador de un grado de libertad. Sin embargo, dicho procedimiento se puede llegar a extender a otros tipos de estructuraciones, como se comenta más adelante.

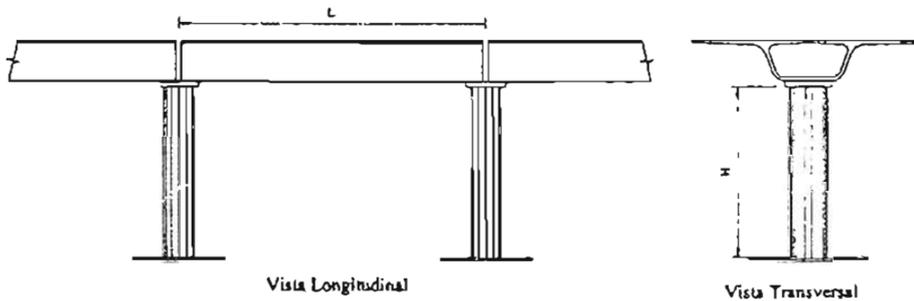


Figura 8.3 Puente estructurado a base de una columna

8.4.2 Estado límite de servicio

El procedimiento se divide en dos partes: diseño preliminar de la sección y del refuerzo longitudinal, y diseño final de ambos (figura 8.4).

En el diseño preliminar se parte de una sección propuesta, con la cual se calcula su rigidez agrietada (K_{cr}), tomando como una aproximación inicial un 50 por ciento del momento de inercia de la sección bruta, que después se refinará en el diseño final. Posteriormente, se evalúa el periodo de vibración (T_{cr}), concibiendo a la columna como un oscilador de un grado de libertad, tomando en cuenta la rigidez agrietada de la columna y la masa que actúa en la misma.

Con el valor del periodo natural de vibración de la columna se entra a un espectro de respuesta elástico, asociado a este nivel de desempeño para obtener la demanda de desplazamiento. Con dicho desplazamiento se evalúa la distorsión (γ), para revisar si se encuentra entre los valores de distorsión mínima (γ_{min}) y distorsión máxima (γ_{max}). cuando ocurre la fluencia del refuerzo longitudinal; de ser cierto lo anterior, se procede a calcular la cuantía de refuerzo longitudinal (ρ_l) asociada a la distorsión demandada (ecuaciones 6.7 y 6.8); en caso contrario se procederá a disminuir o incrementar la sección dependiendo de cómo es el valor de γ con respecto a γ_{min} y γ_{max} , tal como se ilustra la figura 8.3. γ_{min} y γ_{max} son valores de distorsión que se asocian a la cuantía mínima (0.0048) y a la cuantía máxima (0.04), respectivamente; éstos se calculan con las ecuaciones 6.5 y 6.6 para columnas de sección rectangular y circular, respectivamente.

En el diseño final, se revisa si la sección y el refuerzo obtenidos del diseño preliminar son adecuados; para ello se evalúa la rigidez agrietada de manera más precisa al tomar en cuenta la cuantía de refuerzo longitudinal y el nivel de carga axial (ecuaciones 6.12 y 6.13). Esto permite determinar el periodo de vibración para entrar al espectro de respuesta y obtener la demanda de desplazamiento.

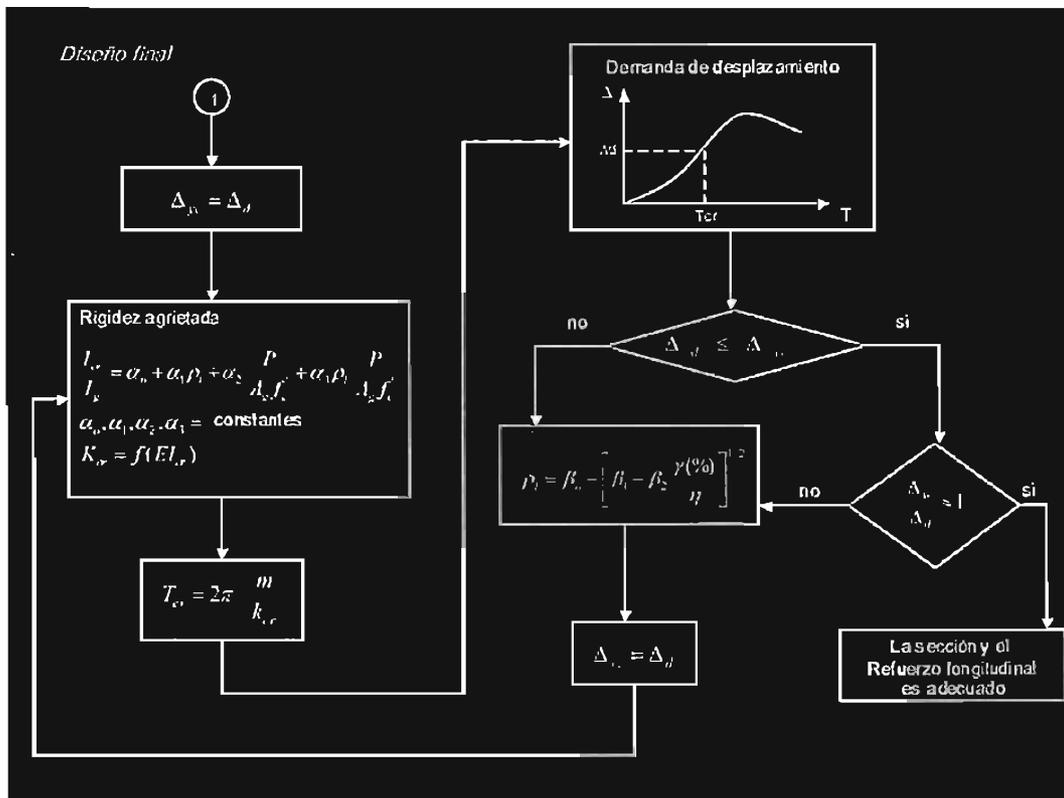
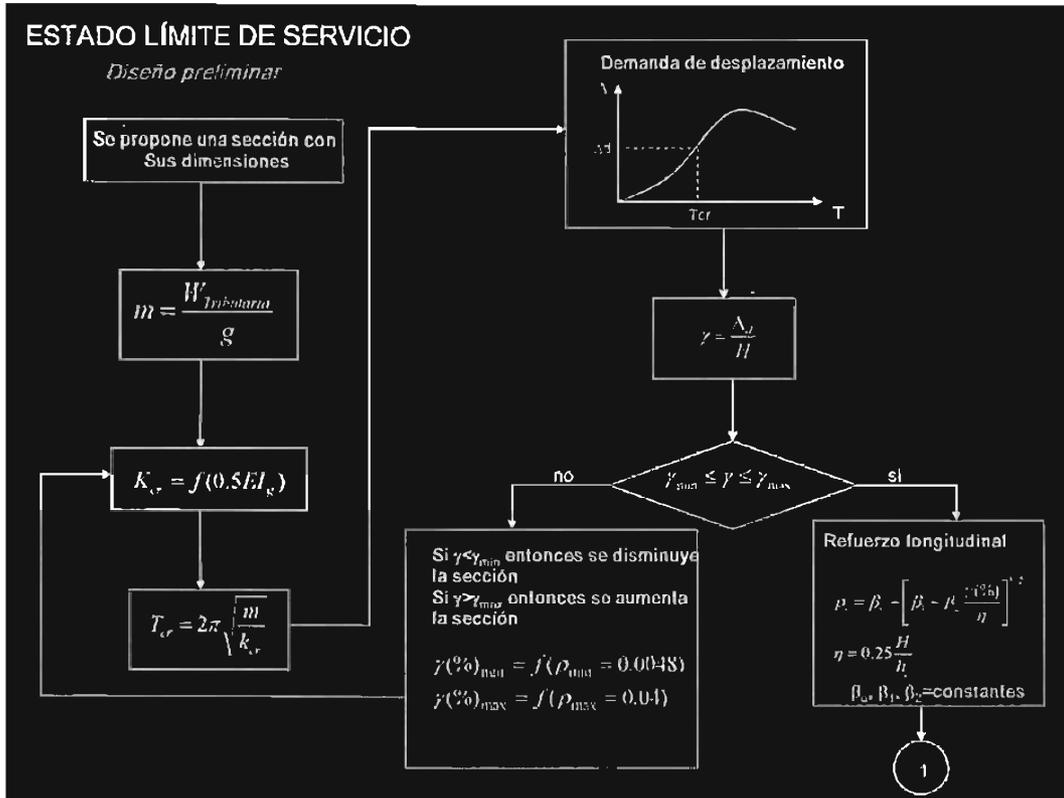


Figura 8.4 Diseño sísmico de columnas de puentes por estado límite de servicio

Con el valor nuevo de la demanda de desplazamiento se revisa que no exceda la capacidad de desplazamiento de fluencia de la columna. En el caso de que se exceda la capacidad se hace un reajuste de la cuantía de refuerzo con base en la ecuación que relaciona la cuantía de refuerzo y la distorsión demandada (ecuaciones 6.7 y 6.8), para de nueva cuenta retomar los pasos del procedimiento desde el cálculo de la rigidez agrietada hasta la comparación de la demanda de desplazamiento con la capacidad de deformación de fluencia de la columna; esto para revisar si la sección y la cuantía de refuerzo longitudinal son adecuados.

8.4.3 Estado límite de supervivencia

Para el cumplimiento de este estado límite, se inicia con la propuesta del refuerzo de confinamiento, en términos de lo que en esta investigación se denominó confinamiento efectivo, λ_e (Figura 8.5). El refuerzo de confinamiento se puede proponer con base en la experiencia profesional o utilizando los criterios de algún reglamento para diseño sísmico de puentes.

Posteriormente, se calcula la capacidad de deformación inelástica de la columna en cantilever, bajo dicha propuesta de refuerzo, con las ecuaciones 6.15 y 6.29, en términos de la distorsión (γ).

Una vez evaluada la capacidad de deformación lateral de la columna, se procede a determinar la demanda de deformación inelástica con base en la modificación del método de Rosenbluth y Herrera, comentado en el capítulo anterior. En dicho método, un sistema inelástico es modelado como un sistema elástico equivalente, por lo que se evalúan propiedades dinámicas equivalentes tales como, periodo de vibración equivalente (T_{eq}) y amortiguamiento equivalente (ξ_{eq}) (ecuaciones 7.23 y 7.24).

Con el valor del periodo de vibración equivalente se entra a un espectro de respuesta elástico, para el amortiguamiento equivalente, asociado al estado límite de supervivencia, para de esta forma obtener la demanda de desplazamiento inelástico (Δ_i), que posteriormente es modificado de acuerdo con la ecuación 7.47 para obtener una mejor aproximación de la demanda de desplazamiento (Δ_{ii}).

Después se revisa que la demanda de desplazamiento inelástico no sea superior a la capacidad de deformación inelástica para el refuerzo de confinamiento propuesto; en el caso de que esta se exceda, se hace una nueva revisión después de ajustar la cantidad de refuerzo de confinamiento acorde con la demanda de desplazamiento a partir de la ecuación que se propone en dicho procedimiento (ver figura 8.5); de la misma manera que se haría para el caso en que el desplazamiento demandado fuera superior a la capacidad de desplazamiento inelástico de la columna.

Se tendrán que hacer algunas iteraciones para ajustar el confinamiento de refuerzo a la demanda de desplazamiento inelástico, de tal forma que la capacidad de deformación no sea muy diferente de la demandada.

ESTADO LÍMITE DE SUPERVIVENCIA

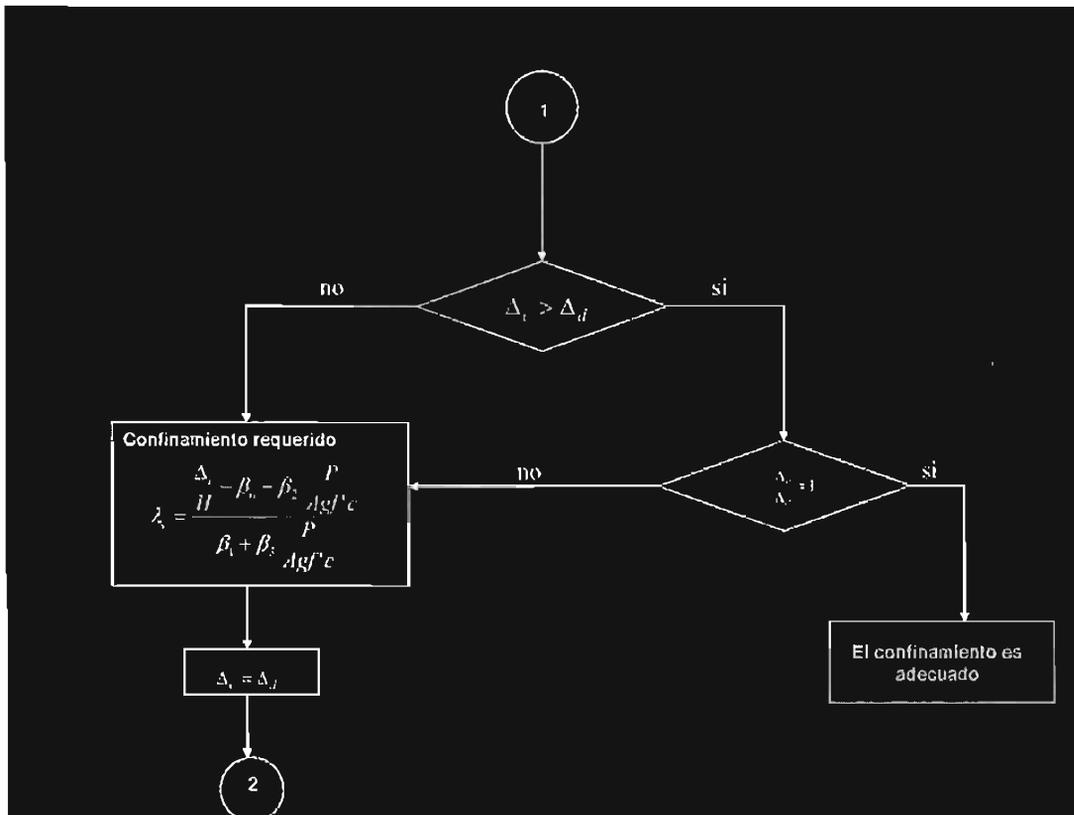
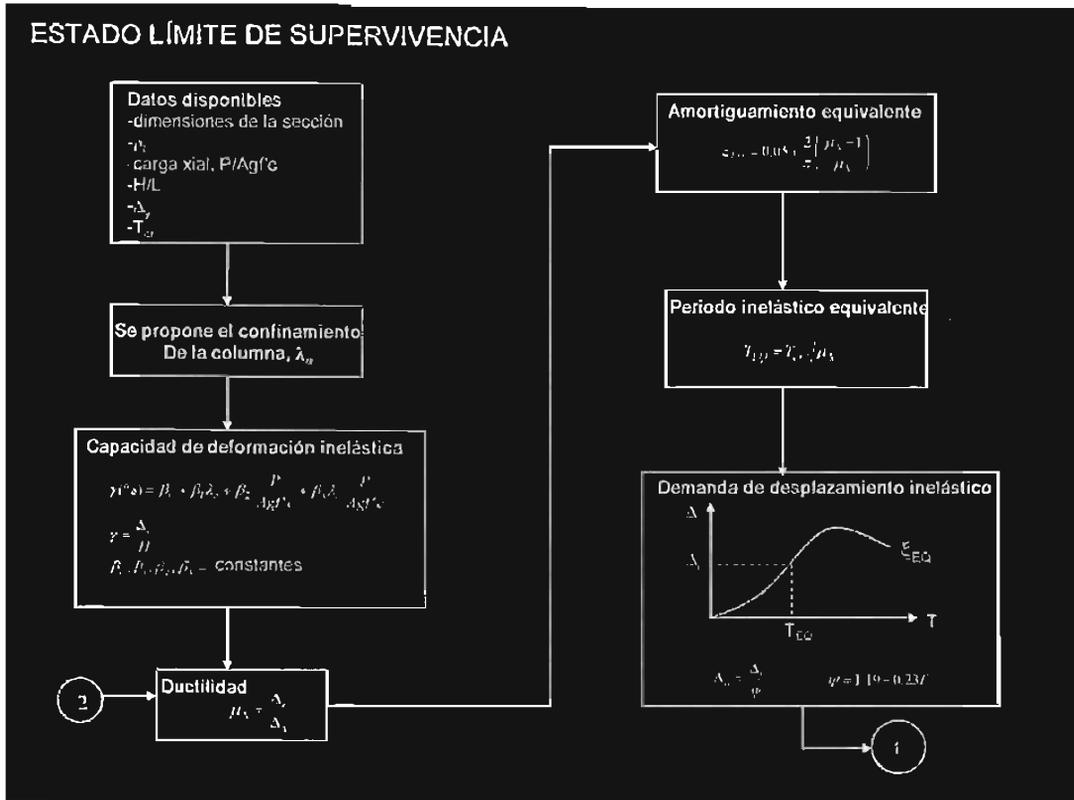


Figura 8.5 Diseño sísmico de columnas de puentes por estado límite de supervivencia

8.4.4 Aspectos relacionados con la fatiga de bajo número de ciclos

En el diseño sísmico de columnas de puentes se acepta la posibilidad de que éstas exhiban diversas incursiones en el intervalo de comportamiento inelástico durante excitaciones sísmicas severas, por lo que las características mecánicas de las columnas se pueden llegar a deteriorar de manera considerable, al quedar expuestas al fenómeno de fatiga de bajo número de ciclos.

Trabajos sobre el tema (Terán y Arroyo, 2002-b; Padilla, 2005) establecen que la fatiga de bajo número de ciclos reduce la capacidad de desplazamiento lateral de una estructura conforme mayor sea el número de ciclos a la que se vea expuesta, además de que cobra mayor importancia bajo los casos siguientes:

- En estructuras que exhiben degradación excesiva de su ciclo histerético
- Durante excitaciones sísmicas severas de larga duración, en particular en suelos blandos cuando su periodo fundamental de vibración coincide con el periodo predominante del suelo.

En lo que sigue se hace una reflexión sobre la repercusión de los puntos anteriores en el procedimiento de diseño sísmico de columnas que se ha propuesto en este trabajo.

En relación al primer punto, el procedimiento de diseño está pensado para que las columnas fallen por flexión, estando sujetos a niveles bajos de carga axial, por lo que se evita la degradación excesiva de su ciclo histerético, en consecuencia las columnas no se pueden ver afectadas severamente por la fatiga de bajo número de ciclos por este aspecto.

En lo que concierne al efecto de la duración de la excitación sísmica, este aspecto está directamente relacionado con el número de ciclos que le pueda demandar el sismo a una columna, por lo que hay que revisar si esta situación repercute en las ecuaciones propuestas en el procedimiento de diseño para calcular la capacidad de desplazamiento lateral, ya que en éstas se consideró una historia de carga cíclica como la mostrada en la fig. 8.6, tratando de que fuera similar a las que se emplean en los ensayos de columnas, sin saber con precisión si dicha historia de carga es representativa del número de ciclos que pueda demandar el suelo blando de la ciudad de México ante un sismo de gran intensidad.

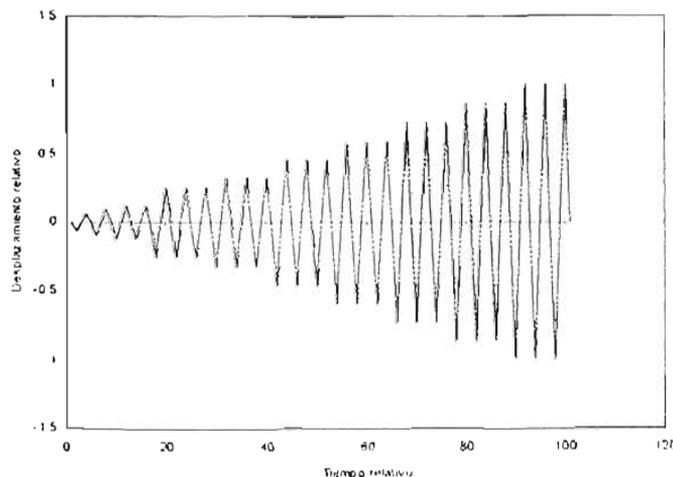


Figura 8.6 Historia de carga lateral cíclica para evaluar la capacidad de las columnas

Para llevar a cabo esta revisión, vale la pena comentar brevemente la forma de estimar la fatiga de bajo número de ciclos, la cual se basa en el concepto de demanda de disipación de energía plástica. El total de la energía plástica disipada durante una excitación sísmica, denotada como E_{Hp} , proporciona una idea del número y magnitud promedio de los ciclos en que la estructura incursiona en su rango plástico de comportamiento durante dicha excitación; en otras palabras, de las demandas plásticas acumuladas (Ávila y Terán, 2000). Aunque la E_{Hp} por si misma no proporciona directamente información acerca de la distribución de la magnitud de estos ciclos, ni de su secuencia en el tiempo, estudios recientes sugieren que E_{Hp} puede utilizarse para estimar el daño que se acumula en la estructura como consecuencia del fenómeno de fatiga de bajo ciclaje (Terán, 1996; Chai *et al.*, 1992).

El uso directo del valor de la E_{Hp} puede no aportar información suficiente acerca de la importancia que las demandas acumuladas de deformación plástica tienen en el desempeño sísmico de la estructura. Por tanto, de acuerdo a Ávila y Terán (2000) es necesario tomar en cuenta simultáneamente los valores de E_{Hp} , y de la resistencia y rigidez del sistema, para evaluar la importancia de las demandas plásticas acumuladas. Dentro de este contexto se introduce el concepto de energía plástica normalizada (NE_{Hp}) definida como la relación entre la E_{Hp} y el producto de la resistencia (F_y) y desplazamiento de fluencia (δ_y) del sistema (ecuación 8.2).

$$NE_{Hp} = \frac{E_{Hp}}{\delta_y F_y} \quad (8.2)$$

Para aplicar los conceptos anteriores se consideró una columna diseñada conforme al procedimiento de diseño, descrito en detalle en el capítulo 9. Se trata de una columna de sección rectangular, con relación de aspecto de 6, sometida a una carga axial del 15 % de la resistencia a compresión de la sección gruesa, cuyo periodo de vibración natural es de 1.49 s; esta columna se sometió al efecto del acelerograma SCT-85, nótese que el periodo de la estructura es inferior al periodo de vibración del sitio (2 s), por lo que el efecto de dicho fenómeno no lleva a la condición crítica. Los análisis plásticos que a continuación se presentan se hicieron con el programa SEISMOSTRUCT, que como se recordará se basa en la teoría de fibras.

Para calcular la capacidad de NE_{Hp} de la columna, se utilizó la historia de carga empleada para el desarrollo de las ecuaciones de capacidad de desplazamiento (fig. 8.6), de la cual se obtuvo la curva histerética mostrada en la fig. 8.7, que a su vez permitió obtener los resultados siguientes:

$$\begin{aligned} F_y &= 1\,156\,053.81 \text{ N} \\ \delta_y &= 71.44 \text{ mm} \\ E_{Hp} &= 4.469 \times 10^9 \text{ N mm} \\ \Delta_u &= 378.27 \text{ mm} \end{aligned}$$

al sustituir estos parámetros en la ecuación 8.2, se obtuvo $NE_{Hp} = 54$.

Para evaluar la NE_{Hp} demandada en la columna, se empleó el acelerograma correspondiente al sismo de SCT-85 (incrementando sus aceleraciones en un 50 %), por considerarlo un sismo severo y de larga duración en la zona de suelo blando de la ciudad de México. Con dicha excitación se obtuvo la curva histerética mostrada en la fig. 8.8, los resultados obtenidos al respecto fueron los siguientes:

$$\begin{aligned} F_y &= 1\,050\,335.54 \text{ N} \\ \delta_y &= 58.28 \text{ mm} \\ E_{Hp} &= 5.051 \times 10^9 \text{ N mm} \\ \Delta_u &= 434.31 \text{ mm} \end{aligned}$$

al sustituir estos parámetros en la ecuación 8.2, se obtuvo $NE_{H\mu} = 82.50$.

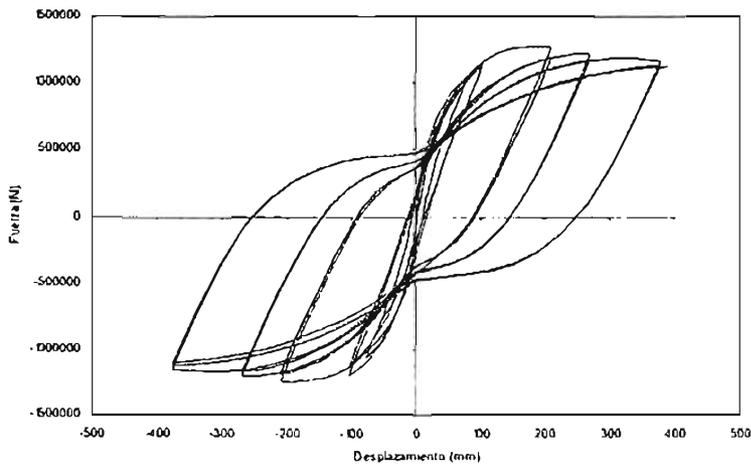


Figura 8.7 Capacidad de de disipación de energía de la columna

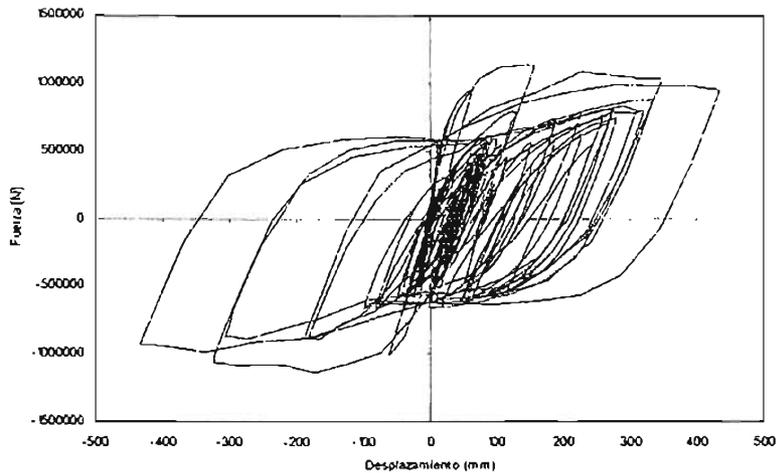


Figura 8.8 Demanda de disipación de energía

Los resultados anteriores muestran que la demanda de desplazamiento lateral (Δ_u) y la demanda de $NE_{H\mu}$ son superiores a los suministrados a la columna en un 15 % y 53 %, respectivamente. Las diferencias no resultan ser muy grandes; para el caso de $NE_{H\mu}$, el resultado indica que el número de ciclos considerados para calcular la capacidad de desplazamiento no está muy alejado de los demandados por un sismo de gran intensidad, como el de SCT-85.

Para determinar la posible reducción de la capacidad de desplazamiento lateral de la columna ante una historia de ciclos de carga que diera lugar a producir una $NE_{H\mu}$ similar a la que le demanda el sismo de SCT-85, a la historia de carga de la fig. 8.6 se le adicionó dos ciclos más por cada nivel de desplazamiento, como se observa en la fig. 8.9, con lo cual se obtuvo:

$$F_y = 1\,156\,053.81 \text{ N}$$

$$\delta_y = 71.44 \text{ mm}$$

$$E_{H\mu} = 7.307 \times 10^9 \text{ N mm}$$

$$\Delta_u = 378.27 \text{ mm}$$

al sustituir estos parámetros en la ecuación 8.2, se obtuvo $NE_{Hw} = 88.50$, valor que es ligeramente superior al demandado por el sismo SCT-85, mientras que la capacidad de desplazamiento lateral se mantuvo igual; aunque la capacidad de carga última disminuyó en un 2 %, aproximadamente (fig.8.10)

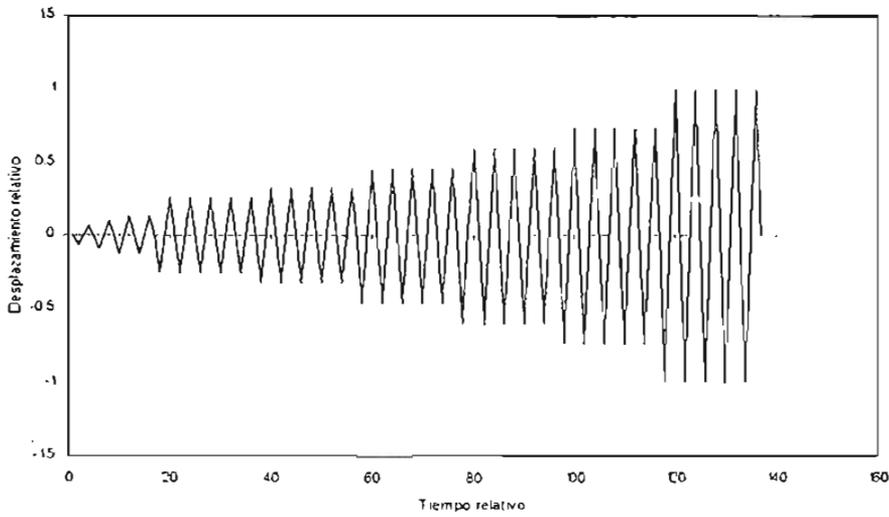


Figura 8.9 Historia de carga lateral cíclica con más ciclos

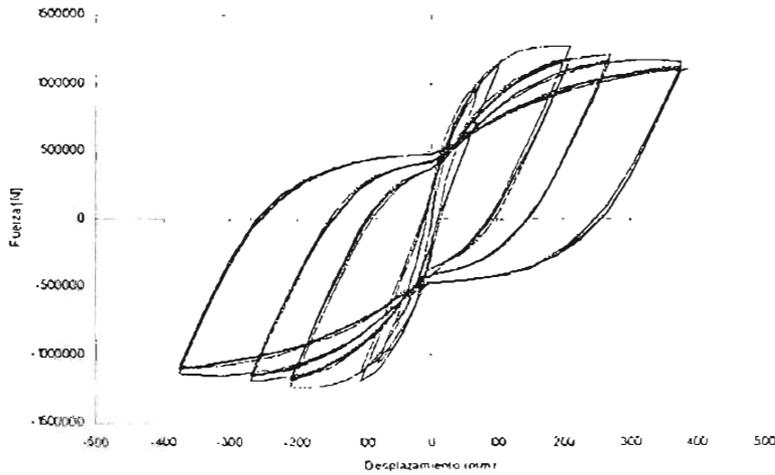


Figura 8.10 Capacidad de de disipación de energía de la columna con más ciclos

Lo anterior permite establecer que pese a que la historia de carga empleada para la deducción de la capacidad máxima de desplazamiento implica una disipación histerética menor que la demandada por sismos de gran intensidad de la zona blanda de la ciudad de México, en estructuras con periodo fundamental de vibración muy similar al del terreno, la estimación de la capacidad de desplazamiento no se ve afectada de manera significativa.

Para el caso crítico, cuando el periodo de la estructura es igual al del terreno, se puede esperar mayor demanda de NE_{Hw} respecto a la suministrada, por lo que puede afectar la capacidad de desplazamiento lateral. Este caso no se analizó debido a que el procedimiento de diseño, el cual está dirigido a columnas en cantilever, no permite diseñar columnas cuyo periodo sea similar al del terreno ya

que en la revisión del estado límite de servicio la demanda de acero longitudinal supera por mucho a la máxima permitida por los reglamentos (esto para el caso particular de la actividad sísmica de la zona blanda de la ciudad de México), por lo que el mismo procedimiento orilla a incrementar la sección para disminuir el periodo de vibración y en consecuencia relajar la cantidad de acero requerido. Sin embargo, se puede esperar que para estructuraciones más redundantes, en los que el periodo de vibración sea similar al del terreno, la demanda de acero longitudinal puede quedar por debajo de la máxima requerida por los reglamentos, por lo que para estos casos que no fueron revisados en la investigación, se pueden hacer algunas recomendaciones para su consideración en el procedimiento de diseño, tal como se describen a continuación.

En trabajos recientes como los de Terán y Jirsa (2003), y Bojórquez y Ruiz (2003), se recomienda que para el diseño de una estructura contra el efecto de fatiga de bajo ciclaje se debe limitar la demanda de ductilidad (ductilidad máxima) o de desplazamiento a un porcentaje relativamente bajo de la deformación última que la estructura es capaz de alcanzar. En estos trabajos se proponen expresiones para evaluar la ductilidad máxima en función de la ductilidad última, periodo de vibración de la estructura, tipo del terreno, y del comportamiento histerético de la estructura. Estas recomendaciones se limitan al análisis de osciladores de un grado de libertad, con comportamiento elasto-plástico perfecto y 5 % del amortiguamiento crítico.

Se reconoce que todavía falta por estudiar más a detalle este tema, por lo que amerita ser investigado a futuro con objeto de obtener procedimientos más razonables y simples que tomen en cuenta la fatiga de bajo ciclaje en columnas de puentes

8.4.5 Aplicaciones a otros tipos de estructuración

La aplicación del procedimiento de diseño desarrollado se puede extender a otros tipos de estructuraciones, sin embargo hay que aclarar ciertos aspectos que faltan por incorporar y que quedaron fuera del alcance de esta investigación, pero que vale la pena comentarlos para estudios futuros.

A tendiendo al arreglo de las columnas, aparte de tener puentes con columnas en cantilever, se pueden tener otros dos tipos peculiares: el primero de ellos es cuando se tiene una superestructura discontinua, en la que cada tramo de ésta junto con las columnas forman marco en el sentido transversal, que puede estar conformado por dos o más columnas (figura 8.11); el segundo caso se tiene cuando la superestructura del puente es continua sobre toda su longitud (figura 8.12). Para este tipo de estructuraciones, la dirección crítica de análisis es la transversal, por lo que los aspectos de diseño que se comentarán a continuación estarán referidos a dicha dirección de análisis.

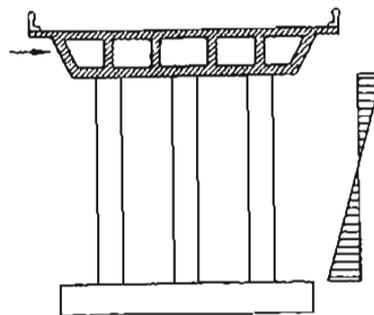


Figura 8.11 Configuración de puente con varias columnas

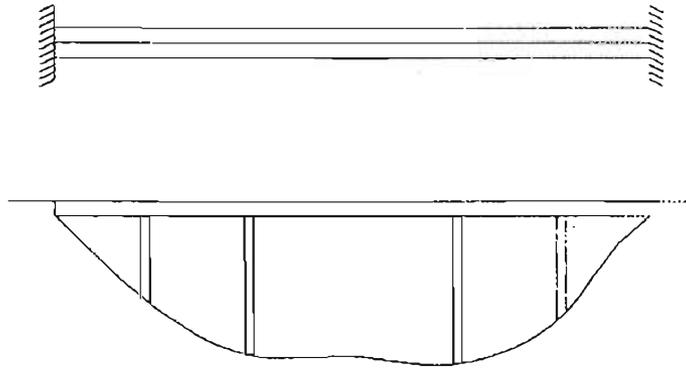


Figura 8.12 Puente con una superestructura continuu

Para el primer tipo de estructuración hay que tomar en cuenta que cuando los marcos son sometidos a una carga lateral, las columnas experimentan una deformación en doble curvatura por estar sometidas a momento de diferente signo en sus extremos (figura 8.11). El diseño de este tipo de columnas no se contempla de manera explícita en el procedimiento de diseño, planteado principalmente en la parte donde se requiere calcular la capacidad de desplazamiento lateral a la fluencia y última de la columna, ya que dichas ecuaciones fueron pensadas para columnas en cantilever. Sin embargo, las ecuaciones desarrolladas a este respecto, se pueden extrapolar a columnas que experimentan inversión de momento; la forma en la que se haría dicha extrapolación radicaría en obtener la longitud de cortante, tal como se ilustra en la fig. 8.13, que es la que delimita la longitud a la cual la columna se comporta como una en cantilever. Al normalizar la longitud de cortante respecto al peralte o diámetro de la sección, se obtiene la relación de aspecto que es un parámetro básico para utilizar las ecuaciones derivadas en esta investigación. Una vez evaluada la capacidad de deformación de esta forma, se puede proseguir de manera normal con el resto del procedimiento.

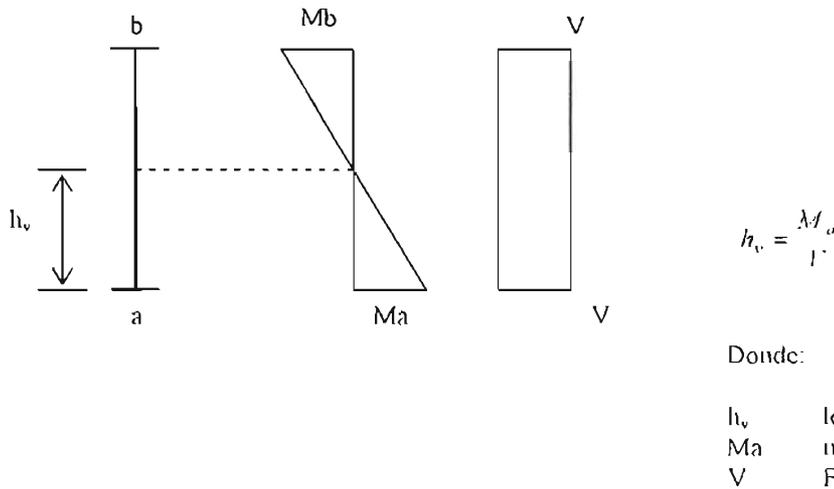


Figura 8.13 Estimación de la longitud de cortante

Cabe señalar que para este tipo de columnas, las relaciones de aspecto pueden quedar por debajo de cuatro, lo cual ya no está contemplado en las ecuaciones de capacidad que se desarrollaron, por lo que habrá que hacer ajustes a dichas ecuaciones para que se puedan evaluar relaciones de aspecto más pequeñas y así poder abarcar un mayor número de casos dentro del procedimiento de diseño.

Para el segundo tipo de estructuración, el hecho de tener una superestructura continua sobre toda la longitud del puente, conlleva a analizar este tipo de puentes como sistemas de varios grados de libertad, situación que no está considerada dentro del procedimiento de diseño. No obstante, en la literatura existen trabajos como el de Calvi y Kingsley (1995), en los que se plantean mecanismos para analizar puentes de varios grados de libertad en términos de un oscilador equivalente de un grado de libertad. Este tipo de enfoque se puede implementar dentro del procedimiento de diseño, como un paso preliminar, para posteriormente seguir con los pasos subsecuentes del procedimiento de diseño: que son aplicables a osciladores de un grado de libertad.

CAPÍTULO IX

VALIDACIÓN Y EJEMPLOS DE APLICACIÓN

9.1 GENERALIDADES

Se presentan ejemplos en los que se ilustra la aplicación del procedimiento de diseño desarrollado en esta investigación para satisfacer dos estados límites o niveles de desempeño, servicio y supervivencia. Al mismo tiempo se pretende validar la bondad del procedimiento de diseño con base en un análisis no lineal paso a paso (plasticidad distribuida), con la ayuda del programa SEISMOSTRUCT. En estos ejercicios el objetivo primordial es determinar las dimensiones de la sección, el refuerzo tanto longitudinal como transversal, convenientes para cumplir con los estados límites planteados.

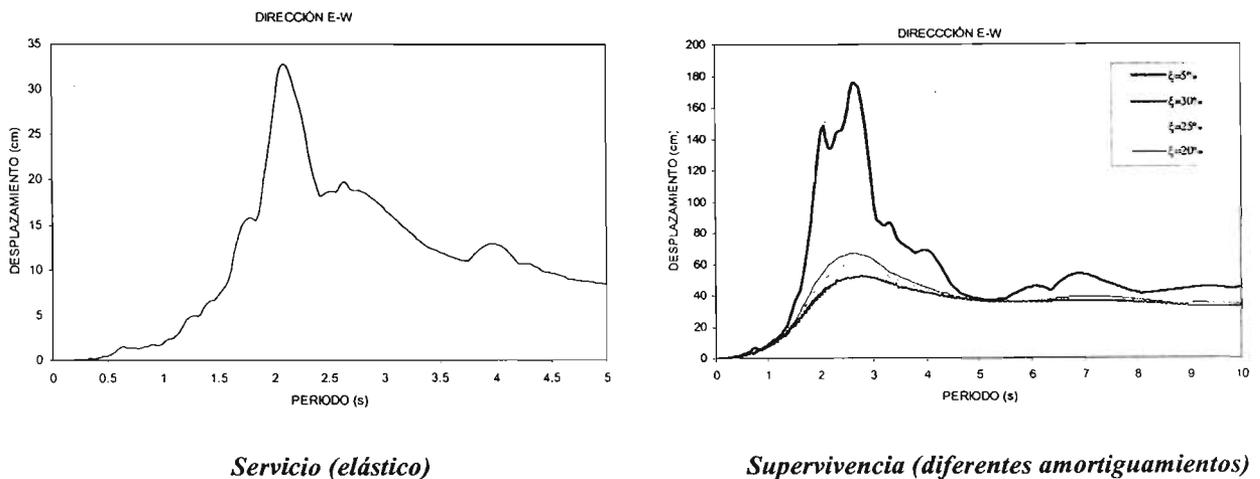


Figura 9.1 Espectros de respuesta medidos en la estación SCT

Como se mencionó al principio de este trabajo (capítulo I), para fines de ilustrar el procedimiento de diseño se supusieron como espectros de diseño asociados a los estados límites de servicio y de

supervivencia. los derivados de la estación SCT, registrados el 24-abril-1989 y el 19- septiembre-1985, respectivamente (figura 9.1); incrementando sus ordenadas espectrales en un 50 %. Por lo que los ejemplos que se muestran están referidos a puentes cimentados en suelos blandos de la ciudad de México.

La suposición de estos espectros se hizo de esta manera, no sólo por no disponer de espectros de diseño para puentes, sino también por la conveniencia de disponer de la historia de aceleraciones, cosa que no se puede con un espectro de diseño, para comprobar la aproximación del método propuesto en cuanto a la demanda de desplazamiento inelástico.

9.2 EJEMPLO 1. DISEÑO DE UNA COLUMNA DE SECCIÓN RECTANGULAR

9.2.1 Datos del problema

Se trata de una columna en cantilever con las características siguientes: sección rectangular, altura de 1080 cm, sometida a una excitación sísmica en su base y una carga axial de 15 % de $A_g f'_c$ (figura 9.2). Las resistencias del concreto y del acero de refuerzo son: $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

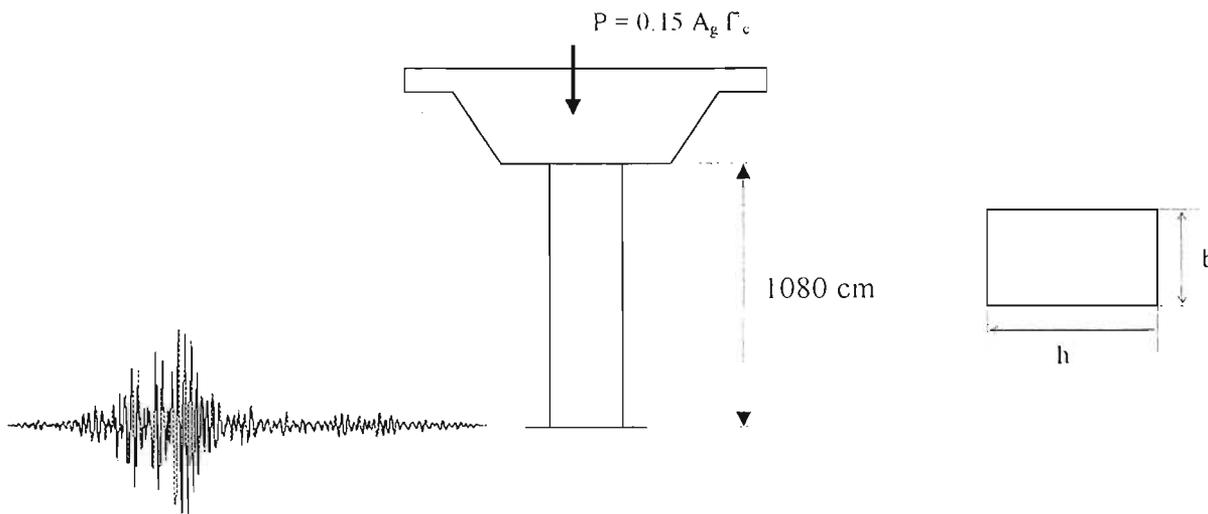


Figura 9.2 Datos del ejemplo 1

9.2.2 Diseño por estado límite de servicio

Diseño preliminar

Para el diseño preliminar se propuso una sección rectangular de 180 cm x 100 cm, mientras que la masa obtenida fue de $84\ 154.13 \text{ kg.s}^2/\text{m}$.

Para calcular la rigidez agrietada de una viga en cantilever se consideró, $I_{cr} = 0.5I_g$, en tanto que para evaluar el módulo de elasticidad del concreto se empleó la ecuación que recomiendan las NTC-Concreto (2004), para un concreto clase I.

En la tabla 9.1 se reporta el periodo de vibración obtenido, así como su respectiva demanda de desplazamiento al entrar al espectro de desplazamiento asociado al estado límite de servicio.

En esta etapa se revisó que el tamaño de la sección fuera adecuado, al comprobar que la distorsión demandada estuviera entre los límites de distorsión mínima y máxima, tal como se muestra a continuación,

Distorsión demandada:

$$\gamma(\%) = 0.755$$

Límites de distorsión:

$$\gamma(\%)_{\min} = 0.521$$

$$\gamma(\%)_{\max} = 0.781$$

$\gamma(\%)_{\min} < \gamma(\%) < \gamma(\%)_{\max}$, por lo tanto no es necesario disminuir o aumentar la sección

Con el valor de la demanda de distorsión se calculó la cuantía de refuerzo longitudinal (ecuación 6.7), cuyo valor preliminar fue de 0.024 (tabla 9.1).

Diseño Final

En esta etapa se revisó si la sección y cuantía de refuerzo longitudinal preliminar satisfacían la demanda de desplazamiento, al limitar la respuesta de la columna al desplazamiento de fluencia, con base en una estimación más detallada de la rigidez agrietada.

Así, en una segunda iteración se calculó la relación I_{cr}/I_g , de manera más precisa con base en la expresión 6.12, lo que permitió evaluar la rigidez agrietada y en consecuencia el periodo de vibración para, posteriormente, calcular la demanda de desplazamiento. En la tabla 9.1 se reportan los valores obtenidos.

En esta segunda iteración se comparó la capacidad de deformación a la fluencia con la demanda de desplazamiento, la cual resultó ser 18 % mayor que la demandada, por lo que se puede relajar un poco la cuantía de refuerzo longitudinal; para ello se llevaron a cabo un par de iteraciones hasta llegar con la cuantía final, tal como se resume en la tabla 9.1.

Tabla 9.1 Resumen de iteraciones para obtener la cuantía de refuerzo longitudinal final

No. iteración	De	I_{cr}/I_g	T_{cr}	Δ_d	ρ_l	Δ_{yc} (cm)	Δ_{yc}/Δ_d
1(D.Prelim.)		0.50	1.54	7.83	0.0240	-	-
2		0.58	1.43	6.60	0.0240	7.83	1.18
3		0.47	1.58	8.94	0.0118	6.60	0.74
4		0.53	1.49	6.89	0.0180	7.22	1.05

De acuerdo con la tabla 9.1, la cuantía de refuerzo longitudinal final da lugar a una capacidad de deformación 5 por ciento superior a la demandada; lo que puede considerarse aceptable. Por lo tanto, el diseño final para cubrir el estado límite de servicio queda de la siguiente forma: sección rectangular de 100 cm x 180 cm, y $\rho_l = 0.018$.

9.2.3 Diseño por estado límite de supervivencia

El diseño en este estado límite se inicia con una propuesta del refuerzo de confinamiento. Para tal cometido se usaron las recomendaciones del AASHTO, en las que la cuantía de refuerzo transversal se obtiene a partir de las ecuaciones 2.1 y 2.2.

Con estas disposiciones se obtuvo una cuantía volumétrica transversal de 1.74 %, por lo que la disposición del refuerzo transversal quedó de la siguiente manera: en la dirección corta y en la dirección larga fue de 6 ramas y 12 ramas, respectivamente; se propusieron estribos del número 4, separados a cada 10 cm (figura 9.3 a).

Definiendo el refuerzo de confinamiento propuesto en términos del factor del confinamiento efectivo λ_c , se tiene que de acuerdo al arreglo del refuerzo transversal, el valor del coeficiente de eficiencia del confinamiento es, $k_e = 0.88$, por lo que:

$$\lambda_c = \rho_{ts} k_e = 0.0174 \times 0.88 = 0.0152$$

Con el valor de λ_c se procedió a calcular la capacidad de desplazamiento inelástico último, con apoyo de la ecuación 6.15. Así, para una carga axial de 15% P/Agf'_c , $H/L = 6$ y $\rho_{l_s} = 1.9$ %, se obtuvo una capacidad de distorsión de 9.34%, y en consecuencia un desplazamiento lateral inelástico de 100.87 cm.

Posteriormente, se calculó la demanda de desplazamiento inelástico con base en el método modificado de Rosenblueth y Herrera. En primer instancia se obtuvo la ductilidad de desplazamiento, cociente de la capacidad de desplazamiento último con respecto a la capacidad de desplazamiento de fluencia, cuyo valor fue $\mu = 13.97$.

Con el valor de la ductilidad se determinó el amortiguamiento equivalente (ξ_{EQ}) y el periodo equivalente (T_{EQ}), usando las ecuaciones 7.23 y 7.24, respectivamente. Los valores obtenidos fueron, $\xi_{EQ} = 0.64$ y $T_{EQ} = 5.57$ s.

Con los parámetros dinámicos anteriores se entró al espectro de desplazamiento correspondiente a la estación STC, sismo 19-septiembre-1985, obteniendo un desplazamiento inelástico $\Delta_i = 31.00$ cm, mientras que al hacer el ajuste de dicho valor, de acuerdo a la ecuación 7.47, se obtiene una demanda de desplazamiento inelástico $\Delta_d = 36.59$ cm.

Al comparar la capacidad de deformación última de la columna con la demandada, se observa que la primera es 2.76 veces superior a la primera. Por lo anterior, se procedió a reducir la cantidad de refuerzo de confinamiento a valores que permitan satisfacer la demanda de desplazamiento, por lo que se hicieron un par de iteraciones de acuerdo con el procedimiento mostrado en la figura 8.4. Los resultados de dichas iteraciones se resumen en la tabla 9.2.

Tabla 9.2 Resumen de iteraciones para obtener el refuerzo de confinamiento final

No. de iteración	λ_c	μ_Δ	ξ_E (%)	T_1 (s)	Δ_c (cm)	Δ_d (cm)	Δ_c / Δ_d
1(D. Prelim.)	0.0152	13.97	64.00	5.57	100.98	36.59	2.76
2	0.00471	5.07	56.00	3.35	36.59	38.36	0.95
3	0.00500	5.31	57.00	3.43	38.36	38.00	1.01

Para efectos de evaluar el refuerzo de confinamiento requerido, en términos del confinamiento efectivo λ_c , atendiendo a las demandas de desplazamiento y de carga axial, para un siguiente paso de iteración, se usó la ecuación 9.1 que se obtiene al despejar λ_c de la ecuación 6.15

$$\lambda_e = \frac{\gamma(\%) - \beta_o - \beta_2}{\beta_1 + \beta_3} \frac{P}{Agf'c} \quad (9.1)$$

En la tabla 9.2 se observa que para la segunda iteración, cuando se compara la capacidad de desplazamiento con la demandada (Δ_c/Δ_d), se obtiene un valor inferior a la unidad. Esto indica que se requiere mayor confinamiento por lo que se tiene que hacer otra iteración hasta encontrar el confinamiento efectivo adecuado para satisfacer la demanda de desplazamiento.

Finalmente, se encontró que el valor de λ_e necesario para satisfacer la demanda de desplazamiento inelástico es, 0.0050. Para este caso particular, el valor anterior es tres veces menor que el propuesto con las recomendaciones del AASHTO.

9.2.4 Diseño final

Con base en el valor de λ_e , se procedió a detallar la sección y establecer la cuantía volumétrica transversal requerida.

Se consideraron algunas recomendaciones de la literatura en relación al detallado, tales como:

Separación máxima de estribos

$S = 6db$; evitar falla por pandeo

Separación de barras longitudinales, restringidas y no restringidas

S de barras restringidas ≤ 35 cm

S de barras no restringidas ≤ 15 cm

Con los requerimientos anteriores se estableció una cuantía volumétrica transversal, $\rho_{st} = 0.729\%$, que dio lugar al armado transversal que se muestra en la figura 9.3 b. En dicha figura se observa que en la dirección corta, se colocaron 4 barras del número 4, lo que equivale a una cuantía de refuerzo transversal, $\rho_{tc} = 0.00314$. Para la dirección larga se colocaron 10 barras del número 4, lo que se traduce a una cuantía transversal, $\rho_{tl} = 0.00415$. En tanto la separación de estribos fue a cada 18 cm.

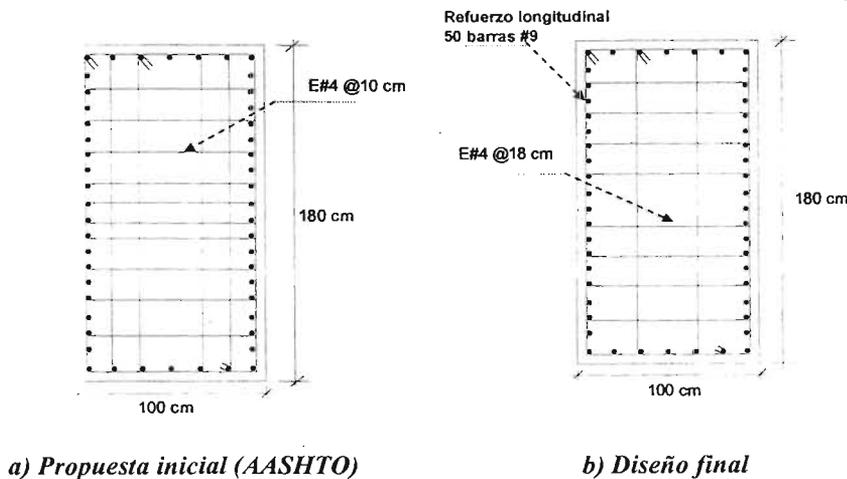


Figura 9.3 Arreglo del refuerzo longitudinal y de confinamiento

El arreglo anteriormente descrito dio lugar a un coeficiente de eficiencia del confinamiento $k_e=0.79$ que, al multiplicarlo por el valor de la cuantía volumétrica transversal, dio lugar a un confinamiento efectivo $\lambda_e= 0.0057$, que es cercano al obtenido del procedimiento de diseño.

9.2.5 Análisis no lineal

Se hizo un análisis no lineal paso a paso, de la columna diseñada, la cual fue sometida a una excitación en su base con el acelerograma de la estación SCT, sismo 19-septiembre-85, incrementado 50 por ciento sus aceleraciones (figura 9.4).

En la figura 9.4 se muestra la respuesta no lineal de la columna, para la cual se obtuvo una demanda de desplazamiento máximo de 43.43 cm; dicho valor es 13 % mayor al predicho con el método aproximado que se empleó en el procedimiento de diseño (38.36 cm). Por lo anterior, será conveniente que dentro del procedimiento de diseño se procure obtener cierto margen de seguridad en la capacidad de desplazamiento último de la columna con respecto a la demandada, con objeto de cubrir el error que presenta el método aproximado para calcular dicha demanda de desplazamiento.

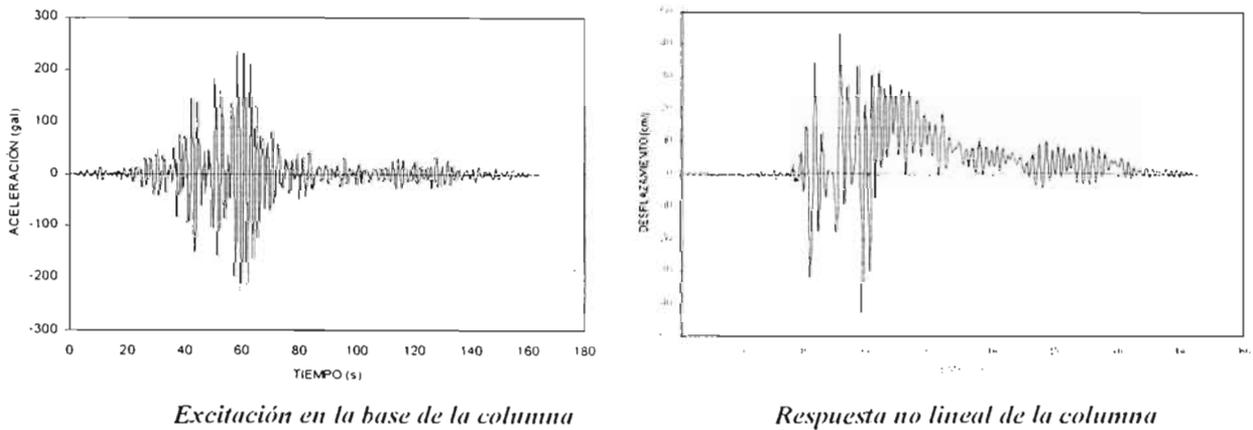


Figura 9.4 Respuesta de la columna ante la excitación en su base

9.3 EJEMPLO 2. DISEÑO DE UNA COLUMNA DE SECCIÓN CIRCULAR

9.3.1 Datos del problema

Se busca diseñar una columna en cantilever de sección circular, con altura de 900 cm, sometida a una excitación sísmica en su base y carga axial de 25 % de $A_g f'_c$ (figura 9.5). La resistencia del concreto y del acero de refuerzo son: $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

9.3.2 Diseño por estado límite de servicio

Diseño preliminar

Como parte de este ejemplo se quiere ilustrar de manera más clara la forma de establecer las dimensiones de una sección, que para este caso particular se reduce a obtener el diámetro adecuado de la sección circular.

Inicialmente, se propuso un diámetro (D) de 150 cm, mientras que la masa obtenida fue de 1364.02 kg.s²/cm.

Al igual que en el ejemplo anterior, para calcular la rigidez agrietada se consideró. $I_{cr} = 0.5I_g$ en tanto que para evaluar el módulo de elasticidad del concreto se empleó la ecuación que recomiendan las NTC-Concreto (2004), para un concreto clase I.

El periodo de vibración obtenido fue de 2.08 s, el cual es similar al del periodo del sitio (2.10 s), por lo que la demanda de desplazamiento es muy grande, 32.48 cm.

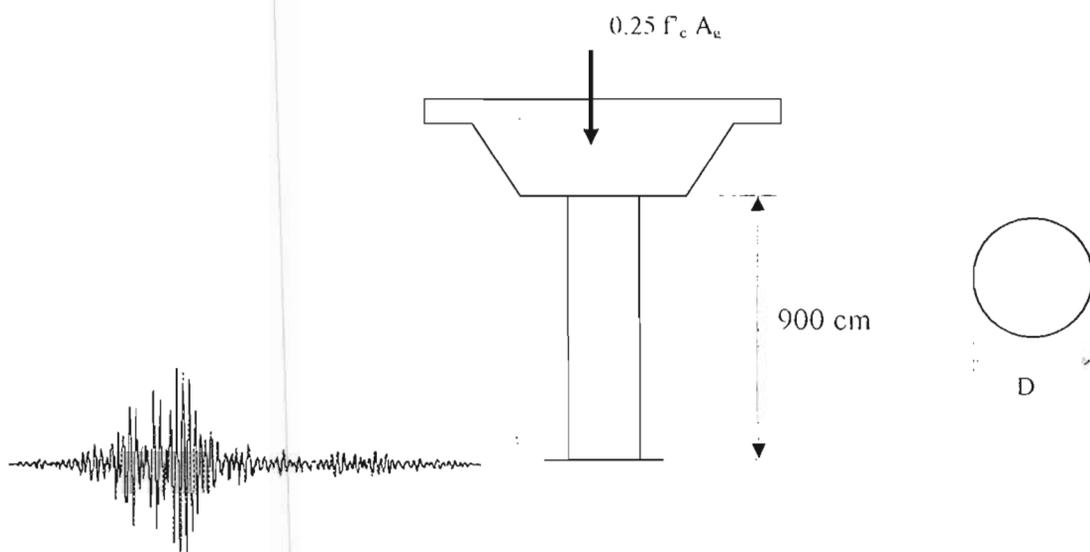


Figura 9.5 Datos del ejemplo 2

Al revisar si el tamaño de la sección es adecuado, se obtuvo lo siguiente:

Distorsión demandada:

$$\gamma(\%) = 3.61$$

Límites de distorsión:

$$\gamma(\%)_{\min} = 0.585$$

$$\gamma(\%)_{\max} = 0.833$$

$\gamma(\%) > \gamma(\%)_{\max}$, por lo tanto se tiene que incrementar la sección

Lo anterior muestra que para el caso en que el periodo de vibración coincida con el del terreno se tendrán grandes demandas de desplazamiento, lo cual se traduce en un requerimiento de refuerzo longitudinal que sobrepasa el límite máximo; por lo tanto, se recomienda incrementar la sección para cambiar el periodo de vibración de la estructura y en consecuencia obtener cantidades de refuerzo más razonables.

Se tuvo que hacer una serie de iteraciones como se muestra en la tabla 9.3, hasta establecer el diámetro adecuado para satisfacer el estado límite de servicio, que fue $D = 185$ cm. Con el valor de la demanda de distorsión se calculó la cuantía de refuerzo longitudinal (ecuación 6.7), cuyo valor preliminar fue de 0.02.

Tabla 9.3 Resumen de iteraciones para obtener el diámetro de la sección

Iteración	Diámetro (cm)	T_{cr} (s)	γ (%)	Observación
1	150	2.08	3.61	$\gamma > \gamma_{max}$: se incrementa la sección
2	200	1.18	0.44	$\gamma < \gamma_{max}$: se disminuye la sección
3	180	1.45	0.74	$\gamma > \gamma_{max}$: se incrementa la sección
4	185	1.37	0.62	$\gamma_{min} < \gamma < \gamma_{max}$: es adecuada la sección

Diseño Final

Con la sección y el refuerzo preliminar se calculó la relación I_{cr}/I_g , de manera más precisa con base en la expresión 6.12, lo que permitió evaluar la rigidez agrietada y en consecuencia el periodo de vibración para posteriormente, calcular la demanda de desplazamiento. En la tabla 9.4 se reportan los valores obtenidos.

En esta segunda iteración se comparó la capacidad de deformación a la fluencia con la demanda de desplazamiento, la cual resultó 40 % mayor que la demandada, por lo que se puede reducir la cuantía de refuerzo longitudinal; para esto, se llevó a cabo otra iteración para obtener la cuantía final, tal como se resume en la tabla 9.4.

Tabla 9.4 Resumen de iteraciones para obtener la cuantía de refuerzo longitudinal final

No. iteración	I_{cr}/I_g	T_{cr}	Δ_d	ρ_l	Δ_{yc} (cm)	Δ_{yc}/Δ_d
1(D.Prelim.)	0.50	1.37	5.61	0.020	-	-
2	0.68	1.18	4.00	0.020	5.61	1.40
3	0.61	1.24	4.73	0.012	5.00	1.06

La cuantía de refuerzo longitudinal final da lugar a una capacidad de deformación 6 % superior a la demandada. Por lo tanto, el diseño final para cubrir el estado límite de servicio queda de la siguiente forma: diámetro de la sección de 185 cm. y $\rho_l = 0.012$.

9.3.3 Diseño por estado límite de supervivencia

Inicialmente, se propuso el refuerzo de confinamiento con base a las recomendaciones del AASHTO (ecuaciones 2.3 y 2.4).

De esta manera se obtuvo una cuantía volumétrica transversal (ρ_s) de 0.857 %. Se propuso un calibre del espiral del número 5, con separación vertical a cada 53 mm.

Con el valor de ρ_s , se procedió a calcular la capacidad de desplazamiento inelástico último, con apoyo de la ecuación 6.29. Así, para una carga axial de 25% de Agf'_c y $H/D = 4.86$, se obtuvo una capacidad de distorsión de 3.32 %, y en consecuencia un desplazamiento lateral inelástico de 29.88 cm.

Posteriormente, se calculó la demanda de desplazamiento inelástico. En primer instancia se obtuvo la ductilidad de desplazamiento, cuyo valor fue $\mu = 5.98$. Con el valor de la ductilidad se determinó el amortiguamiento equivalente (ξ_{EQ}) y el periodo equivalente (T_{EQ}), usando las ecuaciones 7.23 y 7.24, respectivamente. Los valores obtenidos fueron, $\xi_{EQ} = 0.58$ y $T_{EQ} = 3.03$ s.

Con los parámetros dinámicos anteriores se entró al espectro de desplazamiento correspondiente, obteniendo un desplazamiento inelástico $\Delta_i = 31.10$ cm, mientras que al hacer el ajuste de dicho valor, de acuerdo a la ecuación 7.47, se obtiene una demanda de desplazamiento inelástico $\Delta_d = 34.40$ cm.

Al comparar la capacidad de deformación última de la columna con la demandada, se observa que la primera es inferior a la segunda. Por lo que se procedió a incrementar la cantidad de refuerzo de

confinamiento para satisfacer la demanda de desplazamiento. Para ello, se hicieron un par de iteraciones como se muestra en la tabla 9.5.

Tabla 9.5 Resumen de iteraciones para obtener el refuerzo de confinamiento final

No. de iteración	ρ_s	μ_Δ	ξ_E (%)	T_1 (s)	Δ_c (cm)	Δ_d (cm)	$\frac{\Delta_c}{\Delta_d}$
1(D. Prelim.)	0.00857	5.98	0.58	3.03	29.88	34.40	0.87
2	0.00982	6.88	0.59	3.25	34.40	34.51	0.99
3	0.01	7.00	0.60	3.28	35.00	34.18	1.02

Finalmente, se encontró que el valor de ρ_s necesario para satisfacer la demanda de desplazamiento inelástico es, 0.01. Para este caso particular, se encontró que el valor propuesto con las recomendaciones del AASHTO, resultó ser cercano al que necesita la columna para resistir las demandas de desplazamiento inelástica inducidas por el sismo de diseño.

9.3.4 Diseño final

En la figura 9.6 se muestra el diseño final de la columna. Para cubrir la cuantía de refuerzo longitudinal de 0.012, se colocaron 28 barras del número 12. Mientas que para cubrir la cuantía volumétrica transversal de 0.01, se propuso un calibre del espiral del número 5, con separación vertical a cada 50 mm.

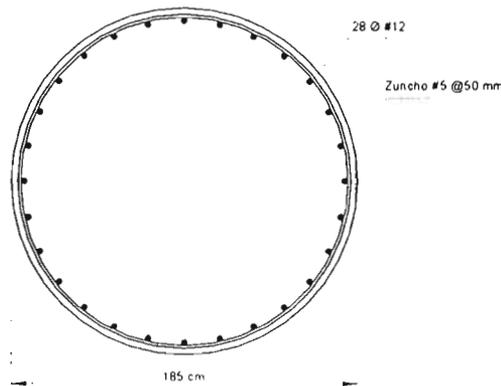


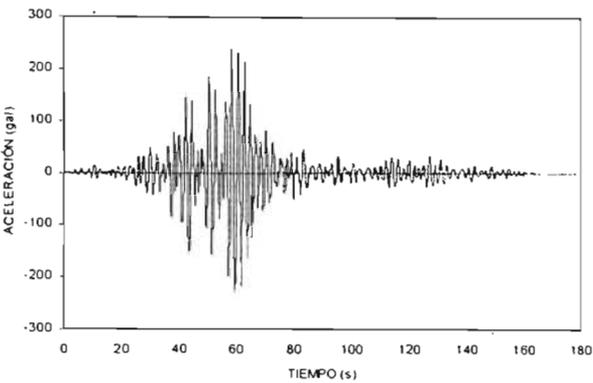
Figura 9.6 Armado de la columna

9.3.5 Análisis no lineal

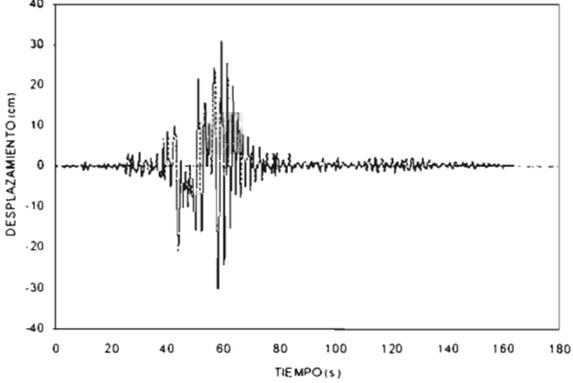
Para la columna diseñada se hizo un análisis no lineal paso a paso, con el acelerograma de la estación SCT, sismo 19-septiembre-85, incrementado 50 por ciento sus aceleraciones (figura 9.7).

En la figura 9.7 se muestra la respuesta no lineal de la columna, para la cual se obtuvo una demanda de desplazamiento máximo de 31.00 cm; dicho valor es menor al predicho con el método aproximado que se empleó en el procedimiento de diseño, con el cual se obtuvo 34.18cm. Como se podrá ver, para este caso el diseño quedó del lado conservador, y la capacidad de desplazamiento de la columna es 13 % mayor a la demandada. Al igual que en el ejemplo 1, estas diferencias se atribuyen en gran

medida al error que presenta el método aproximado para estimar las demandas de desplazamiento inelástico.



Excitación en la base de la columna



Respuesta no lineal de la columna

Figura 9.7 Respuesta de la columna ante la excitación en su base

CAPÍTULO X

CONCLUSIONES

En esta investigación se desarrollaron criterios para el diseño sísmico de columnas de puentes de concreto reforzado. Se llevó a cabo una serie de estudios que permitieron comprender el problema y plantear una solución del mismo con ciertas limitaciones. Las conclusiones derivadas de este trabajo se describen a continuación.

Con objeto de tener los antecedentes necesarios para comprender el problema del diseño sísmico de columnas de puentes de concreto reforzado, se revisaron los daños que han sufrido los puentes durante la ocurrencia de grandes eventos sísmicos, además de analizar los criterios de diseño sísmico de columnas de puentes. Las conclusiones obtenidas al respecto son las siguientes:

- Las lecciones aprendidas a partir de los daños observados en puentes de concreto reforzado durante la ocurrencia de sismos de gran intensidad, hicieron ver que la manera más factible de mejorar su desempeño sísmico radica en que las columnas admitan cierto nivel de daño que no conlleve al colapso de la estructura, mientras que en la superestructura no se debe aceptar daño: por lo que ésta debe mantener un comportamiento elástico.
- Por lo anterior, los reglamentos existentes para el diseño sísmico de puentes hacen recomendaciones para proveer a las columnas del refuerzo necesario para que éstas desarrollen un comportamiento dúctil durante un evento sísmico extraordinario. Sin embargo, estas disposiciones conllevan en ocasiones a obtener diseños excesivamente conservadores, al pretender proporcionarles siempre el máximo confinamiento a las columnas, independientemente del nivel de carga axial actuante y de la demanda de desplazamiento exigida por el sismo de diseño. Por esta razón, en esta investigación se vio la conveniencia de desarrollar expresiones que permitan relacionar directamente el confinamiento con la demanda de desplazamiento lateral y la carga axial, para llegar a cantidades de refuerzo más convenientes a cada caso.

En la ciudad de México no se han reportado daños en columnas de puentes producidos por sismos, además la respuesta sísmica de puentes ubicados en la zona de suelo blando de la ciudad de México ha sido poco estudiada. Para comprender un poco más el desempeño sísmico de estas estructuras desplantadas en esta ciudad, se tuvo la oportunidad de analizar un puente urbano instrumentado. Este análisis permitió reconocer algunas implicaciones en el análisis y diseño de columnas de puentes urbanos, tal como se comentan a continuación:

- Para efectos de analizar la respuesta de este tipo de puentes que se apoyan en un suelo altamente compresible, y en particular para evaluar las sollicitaciones sísmicas sobre las columnas, se considera conveniente emplear un modelo de un grado de libertad con la consideración de la flexibilidad del terreno, para lo cual se pueden emplear las recomendaciones de las NTC-sismo (2004) para evaluar los efectos de interacción suelo-estructura; los periodos obtenidos mediante dicha modelación son similares a los que realmente se presentan. Sin embargo, para el caso de puentes urbanos con estructuraciones que presenten irregularidades en planta (plantas curvas, fuerte esviajamiento, etc.) y en elevación (diferentes alturas de las columnas), parece recomendable realizar el análisis sísmico de la estructura mediante un modelo tridimensional más elaborado, además de considerar los efectos de interacción suelo-estructura. También, para el caso de llevar a cabo análisis específicos, como el movimiento relativo de los tableros de la superestructura para analizar el posible golpeteo de éstas, es imprescindible considerar la discontinuidad de la cubierta a partir de la incrustación en el modelo de los apoyos fijo y móvil, debido a que éstos influyen en la respuesta de la superestructura, tal como se observó en la interpretación de los registros.
- En las implicaciones de diseño fue importante reconocer que puentes como el estudiado, desplantado en suelo blando, se encuentran en condiciones de peligro sísmico relativamente bajo, por lo que tienden a ser sobre diseñados por este concepto y puede esperarse que las columnas no sean sometidas a demandas importantes de comportamiento inelástico, aún para los sismos más intensos que se pueden presentar. Esta situación obedece esencialmente a que, por su estructuración, caracterizada por lo robusto de sus columnas y una relativamente baja altura, se tienen periodos fundamentales de vibración muy por debajo del periodo fundamental del suelo donde se apoya, e incluso de la segunda forma modal de vibración del terreno. Esto no necesariamente es cierto para puentes de mayor altura y estructuración más compleja, como algunos de los que se han construido recientemente.
- Lo anterior muestra que, según el caso, se puede llegar a tener columnas sobre-diseñadas o sub-diseñadas. Esto, aunado con la reflexión que se hizo sobre los criterios de diseño sísmico de columnas de puentes existentes, motivó el interés por desarrollar un procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes que permita obtener diseños más racionales y confiables.

Entrando específicamente al estudio del comportamiento sísmico de columnas de puentes de concreto reforzado, se revisaron diversos estudios sobre ensayos de columnas sometidas a carga axial constante y carga lateral alternada. Con esta información se construyó una base de datos de columnas en cantilever que fallan por flexión. Las conclusiones obtenidas de este estudio fueron las siguientes:

- De acuerdo con la evidencia experimental, existen diferentes parámetros que influyen en el comportamiento sísmico de las columnas de concreto reforzado, y más específicamente en la capacidad para resistir grandes demandas de desplazamiento inelástico. Dentro de estos parámetros destacan la relación de aspecto, el recubrimiento, el refuerzo longitudinal, el refuerzo transversal, la magnitud de la carga axial a compresión y la historia de carga lateral.

- Los trabajos experimentales hacen ver que para definir la falla de las columnas de concreto reforzado se pueden adoptar tres criterios de falla; estos son: pandeo del refuerzo longitudinal, fractura por tensión del refuerzo longitudinal y ruptura del estribo. Para cada uno de ellos se dispone de propuestas analíticas para predecir su falla, mismas que fueron analizadas en esta investigación para elegir la más conveniente, como más adelante se comenta dentro de este capítulo.
- El análisis de la base de datos permitió ver la dificultad de establecer un valor único de distorsión para definir la falla de las columnas, bajo cualquiera de los tres criterios de falla, ya que al variar los parámetros anteriormente mencionados, se ocasiona una diferencia importante en el valor de la distorsión para un mismo nivel de daño. De igual forma, se intentó establecer una relación entre la distorsión de falla y los parámetros que repercuten en su desempeño sísmico, sin embargo dicha relación no se pudo definir claramente a partir de la información experimental, por lo que se vio la opción de complementarla con resultados analíticos; no obstante, la base de datos experimentales sirvió para calibrar una metodología para evaluar de manera analítica la respuesta de columnas de puentes de concreto reforzado como se menciona en el siguiente apartado.

Para establecer una relación clara entre la distorsión que da lugar a un nivel de daño y los parámetros que repercuten en su desempeño, se planteó una metodología para llevar a cabo simulaciones numéricas, es decir, reproducir analíticamente ensayos de columnas sometidas a carga axial y carga alternada, para de esta forma obtener una base de datos amplia y completa, y con ello determinar expresiones para evaluar la capacidad de deformación en función de diversos parámetros. Las conclusiones derivadas de las simulaciones numéricas fueron las siguientes:

- Se empleó la teoría de fibras para llevar a cabo las simulaciones numéricas, al revisar que dicha teoría permite reproducir adecuadamente la envolvente de la respuesta histerética de una columna sometida a carga axial y carga lateral alternada; además permite analizar de manera más simple el desempeño de las columnas en términos de las deformaciones de los materiales, lo que a su vez permite relacionar de manera directa el desplazamiento lateral de la columna con el nivel de daño de la misma. No obstante, esta teoría tiene limitaciones en cuanto a reproducir adecuadamente la disipación de energía histerética y la deformación por cortante; variables que no fueron consideradas en esta investigación.
- Para definir la falla de las columnas se seleccionó como criterio de falla el correspondiente a la ruptura del refuerzo transversal, el cual se puede predecir a partir de la deformación del concreto confinado que da lugar a dicha falla, tal como se propone en la ecuación de Mander *et al.* (1988). Este criterio mostró ser más fácil de emplear y el que mejor predice la falla de la columna en comparación con los otros criterios de falla.
- Con la metodología planteada, se puede estimar el desplazamiento lateral que da lugar a la fluencia de la columna, la cual se relaciona con la deformación de fluencia del refuerzo longitudinal; también se puede evaluar el desplazamiento lateral que propicia la falla de columna, la cual se relaciona con la deformación del concreto confinado que da lugar a la ruptura del estribo.

Con base en las simulaciones numéricas realizadas, se procedió a desarrollar expresiones para evaluar de manera aproximada y simple, las capacidades de desplazamiento lateral a la fluencia y última, que pueden experimentar columnas en cantilever, en función del tamaño y refuerzo de la sección; esto para secciones circulares y rectangulares. Adicionalmente, se dedujeron expresiones para evaluar el momento de inercia agrietado, cuando ocurre la fluencia del refuerzo. Los resultados obtenidos mostraron lo siguiente:

- Respecto a la capacidad de desplazamiento lateral a la fluencia, la investigación reveló que la carga axial no influye. Sin embargo, dentro de los factores que afectan, se observó que no solamente es el tamaño y tipo de la sección, sino también del refuerzo longitudinal, el cual es relevante para cuantías entre 0.0048 y 0.025. Para tener una idea de la distorsión que pueden alcanzar estas columnas, se puede decir que la máxima distorsión no supera 0.8 %, tomando en cuenta la máxima cuantía de refuerzo longitudinal y una relación de aspecto de seis.
- En lo que concierne al cálculo del momento de inercia agrietado (I_{cr}) para columnas de sección rectangular y circular, se encontró que para bajas cuantías de refuerzo longitudinal, el momento de inercia agrietado puede llegar a ser un 30 % del momento de inercia de la sección bruta, aunque este valor crece gradualmente con el incremento de la carga axial, alcanzando valores del orden del 50 %, cuando la columna está sometida a una carga axial del 30 % de la resistencia a compresión de la sección bruta. Para cuantías de refuerzo longitudinal más grandes, el momento de inercia agrietado llega a alcanzar valores del 80 % del de la sección bruta; además el incremento de la carga axial no da lugar a un aumento importante del momento de inercia agrietado.
- En la capacidad de desplazamiento último, se encontró que el refuerzo de confinamiento es fundamental en el incremento de la capacidad de desplazamiento: dentro del refuerzo de confinamiento en columnas de sección rectangular, no solamente es importante la cantidad, si no también el arreglo del refuerzo en la sección, el cual repercute en la efectividad del confinamiento; de ahí que en las ecuaciones para calcular la capacidad de desplazamiento se haya incluido un parámetro que se bautizó como confinamiento efectivo (λ_c), el cual contempla estos factores. La capacidad de desplazamiento último se ve limitada para niveles de carga axial superiores a 15 %, así como para columnas con relación de aspecto superiores a seis (que es cuando influyen los efectos de segundo orden), pese a incrementar el refuerzo de confinamiento.
- Con las expresiones para calcular la capacidad de desplazamiento último se pueden comentar algunos valores de distorsión última que pueden desarrollar columnas de puentes en cantilever. Para una columna de sección rectangular, un posible esquema típico de refuerzo de confinamiento puede llevar a un valor de confinamiento efectivo (λ_c) de 0.005; este valor representa un arreglo, en donde, los requisitos de separación de las barras restringidas y no restringidas, son ligeramente superiores a las máximas permitidas por las NTC-Concreto (2004). Una columna con este valor de confinamiento efectivo, con relación de aspecto de 6, y sometida a una carga axial del 15 % de la resistencia a compresión del concreto (que puede considerarse del orden de las que son demandadas en puentes), puede desarrollar distorsiones últimas de hasta 3.8 %. Para el caso de una columna de sección circular, con similar relación de aspecto, sometida al mismo nivel de carga axial y considerando una cuantía de refuerzo transversal de 0.7% (similar a la analizada en la sección rectangular), puede alcanzar una distorsión última de 5.7 %.

En el diseño sísmico es muy importante tener una buena estimación de los desplazamientos laterales, particularmente cuando se busca controlar el nivel de daño en la estructura. Por lo anterior, en esta investigación se analizaron diferentes métodos aproximados para calcular demandas de

desplazamiento inelástico de estructuras desplantadas en suelos blandos: para ello se utilizaron cuatro registros sísmicos medidos en la zona blanda de la ciudad de México, con esto se buscó establecer qué método hace una mejor estimación de estas demandas. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

- Para el caso de los métodos basados en linealización equivalente, los que más se aproximan al desplazamiento exacto, con ciertas limitaciones, son el de Rosenbluth y Herrera (1964), y Kowalsky (1994). En el primero de ellos se observó que para todos los sismos analizados, se obtiene muy buena predicción para periodos comprendidos entre 0.1 s y 1.5 s. Por el contrario, el segundo método sobreestima la demanda de desplazamiento, con valores máximos que no sobrepasan 2.5 veces el valor exacto, para periodos inferiores a 1.50 s. En ambos métodos la demanda se puede subestimar hasta en un 50 % con respecto a la exacta, para periodos superiores a 1.5 s.
- Al revisar los métodos basados en factores de modificación, los que tienen mejor correlación con los desplazamientos exactos, son los correspondientes a Santa Ana (1996), Ordaz y Pérez (1998), y Terán y Arroyo (2002). En estos métodos, a diferencia de los basados en linealización equivalente, fue difícil observar una tendencia clara de comportamiento en las curvas, de sismo a sismo, por lo que no se puede establecer una generalización. Sin embargo, se puede decir que en dichos métodos se tiene menor margen de error en la estimación de las demandas con respecto a los métodos basados en linealización equivalente: no obstante, para periodos entre 1 s y 1.5 s, que pueden ser representativos para puentes, los métodos mencionados pueden llegar a subestimar la demanda de desplazamientos hasta en un 50 por ciento del desplazamiento exacto; para otros casos se puede sobre estimar hasta tres veces.
- Lo anterior dio lugar a proponer un método que se basa en el de Rosenbluth y Herrera (1964), que como ya se comentó da buenos resultados para periodos de vibración inferiores a 1.5 s, independientemente del nivel de ductilidad; con objeto de mejorar el cálculo de las demandas de desplazamiento para estructuras con periodos de vibración superiores a este valor, se propuso hacer una modificación a dicho método como se describió en este trabajo, con lo cual se obtiene un menor margen de error con respecto a los otros métodos.

Con base en los estudios anteriores se desarrolló un procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes de concreto reforzado, limitado a columnas de sección circular y rectangular en cantilever; los aspectos esenciales de este procedimiento se comentan a continuación.

- En este procedimiento se implementó un enfoque explícito y confiable en el cual, a diferencia del tradicional que se basa en el control de la resistencia, se realiza un diseño basado en desplazamiento para revisar dos estados límites: servicio y supervivencia.
- Los estados límites de diseño en columnas de puentes se definen de la siguiente manera. El estado límite de servicio se cumple cuando la respuesta de la columna no sobrepasa el desplazamiento lateral de fluencia; con ello se garantiza que el ancho de grieta residual no sea superior a 0.2 mm, valor con el que se busca satisfacer los requerimientos en cuanto a la apariencia de la estructura, protección del refuerzo contra la corrosión y la facilidad de reparación. El estado límite de supervivencia se cumple cuando la columna tiene la capacidad de deformación necesaria para resistir las demandas de deformación impuestas por un sismo de gran intensidad; se acepta daño severo, pero sin colapso para cuidar la integridad de los usuarios.

- A diferencia de otros procedimientos basados en desplazamientos, en éste se implementaron herramientas necesarias para revisar de manera racional el cumplimiento de los dos estados límites de diseño. Así, se desarrollaron expresiones que permiten evaluar de manera aproximada y simple, las capacidades de desplazamiento lateral a la fluencia y última; tomando en consideración los principales parámetros que repercuten en la capacidad de desplazamiento lateral. De igual forma se incorporó un método aproximado para calcular demandas de desplazamiento lateral, el cual es una modificación del método de linealización equivalente de Rosenblueth y Herrera, para tener una mejor estimación de las demandas de desplazamiento en suelos blandos de la ciudad de México.
- El procedimiento de diseño propuesto en esta investigación difiere sustancialmente de la práctica común que se basa en el diseño por resistencia, en la que en el diseño por estado límite de servicio se define la rigidez lateral mediante el tamaño adecuado de la sección transversal, mientras que en el diseño por estado límite de supervivencia se define la resistencia, mediante el refuerzo longitudinal y transversal. En el procedimiento propuesto, en el diseño por estado límite de servicio se define tanto la rigidez como la resistencia del elemento, mientras que en el diseño por estado límite de supervivencia se define la capacidad máxima de deformación mediante la determinación del refuerzo de confinamiento.

En la parte final de la investigación se realizaron algunos ejemplos de aplicación para ilustrar el procedimiento de diseño, al mismo tiempo de validar la bondad de dicho procedimiento con base en un análisis no lineal paso a paso. De la realización de este trabajo se pueden comentar los aspectos siguientes:

- El desarrollo de algunos ejemplos de aplicación permitió ver que el procedimiento de diseño suele ser un poco elaborado dadas las iteraciones que se tienen que hacer para la estimación apropiada de las dimensiones y refuerzo de la sección, pero que da lugar a diseños más racionales que si se emplearan las recomendaciones de reglamentos como el AASHTO (que toman en cuenta la sismicidad del lugar de origen de dicho reglamento), además de que estos diseños llevan a desarrollar capacidades de deformación que cubren las demandadas por el sismo de diseño.
- Lo anterior se corroboró con base en análisis no lineales paso a paso, al obtener el desplazamiento máximo de la columna bajo una excitación en su base, para compararlo con el suministro de la capacidad de desplazamiento última obtenida a raíz del diseño de la columna. Al comparar dichos desplazamientos para los casos analizados, se observaron ligeras diferencias que se atribuyen al error que se obtiene en la estimación de las demandas de desplazamiento con el método propuesto; sin embargo, este error al no ser muy grande, se puede cubrir del lado conservador con la aplicación de los factores de seguridad que establecen los reglamentos.

Se reconoce que todavía falta afinar diversos aspectos de los criterios de diseño sísmico de columnas propuestos en esta investigación, por lo que se requieren hacer estudios adicionales que contribuyan a consolidar dichos criterios. A continuación se comentan algunos posibles estudios a futuro.

- Se requiere establecer reglas prácticas que den lugar a definir de manera preliminar las dimensiones de la sección, refuerzo longitudinal y refuerzo de confinamiento, con el fin de reducir el número de iteraciones dentro del proceso de diseño. En particular, para el estado límite de supervivencia se cree conveniente establecer un criterio que permita al diseñador proponer un confinamiento inicial, pensando en definir tres niveles de confinamiento: mínimo, moderado y

alto, para que de esa forma se tenga una referencia y se elija el que satisfaga la demanda de desplazamiento inelástico; esto también daría lugar a simplificar las recomendaciones en cuanto al detallado de la sección.

- En las ecuaciones para evaluar la capacidad de desplazamiento lateral es necesario mejorar su aproximación para el caso de considerar relaciones de aspecto en los que los efectos de segundo orden son relevantes, y poder tener una ecuación general que, aparte de contemplar los parámetros estudiados en esta investigación, también contemple estos efectos. Además, se necesitan estudiar columnas con diferente sección geométrica como las oblongas y huecas.
- Como parte de la evaluación de las demandas sísmicas, se requiere desarrollar espectros de diseño para puentes asociados a los estados límites de servicio y supervivencia, para el caso de puentes ubicados en la zona metropolitana de la ciudad de México.
- En lo que concierne al método propuesto para calcular las demandas de desplazamiento inelástico de estructuras desplantadas en suelos blandos, se requiere calibrarlo con más registros sísmicos, y de obtener resultados favorables, explicar por qué se obtiene una mejor estimación de estas demandas que con los métodos basados en factores de modificación. Además falta complementar este estudio con el análisis de estructuras apoyadas en suelos firmes.
- Falta estudiar más a detalle la fatiga de bajo ciclaje en columnas de puentes con diferente estructuración, con el objeto de obtener procedimientos más razonables y simples que tomen en cuenta este fenómeno en su diseño sísmico.
- El enfoque de diseño sísmico que se desarrolló en esta investigación se aplica a columnas en cantilever, partiendo de la suposición que se trata de puentes discontinuos en la que sus columnas se pueden analizar por separado, por lo que pueden ser concebidas como sistemas de un grado de libertad. Falta extrapolar dicho enfoque para el caso de analizar puentes continuos en los que se contemplan sistemas de varios grados de libertad.

REFERENCIAS

-
- (1) *AASHTO (1994)*, "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications". First Edition. American Association of state Highway and Transportation Officials. USA.
 - (2) *AASHTO (1996)*, "Standard specifications for highway bridges". 16th Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials.
 - (3) *ACI Committee 224 (1990)*, "Control of cracking in concrete structures (ACI 224R-90)". American Concrete Institute, Farmington Hills. MI.
 - (4) *ACI-318 (2002)*, "Building code requirements for reinforced concrete". American Concrete Institute.
 - (5) *Aguilar G. y Alcocer S. (1997)*, "La instrumentación de la subestructura y la superestructura del puente vehicular Impulsora", Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver.
 - (6) *AII-Architecture Institute of Japan (1991)*, "AII Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures". Tokyo. Japan.
 - (7) *Alcocer S. y López O. (1995)*, "El Sismo de Kobe de 1995". Informe Especial. Revista Ingeniería Civil, No. 316.
 - (8) *Ang G. (1981)*, "Ductility of reinforced concrete bridge piers under seismic loading". Christchurch. N. Z.. University of Canterbury, Department of Civil Engineering.
 - (9) *Antonίου S. y Pinho R. (2004)*, "Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure", Journal of Earthquake Engineering. Vol. 8. No. 5.

- (10) *Aschheim M. A. y Black E. F. (2000)*, "Yield point spectra for seismic design and rehabilitation", *Earthquake Spectra*, 16, 317-336.
- (11) *ATC (1996)*, "Improved seismic design criteria for California Bridges: Provisional recommendations", Report No. ATC-32, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- (12) *Atalay M. B., Penzien J. (1975)*. "The seismic behavior of critical regions of reinforced concrete components as influenced by moment. Shear and Axial Force. Report No. EERC 75-19. Berkeley, Calif.: Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- (13) *Avelar C. y Ayala G. (2002)*, "Determinación de espectros de diseño de utilidad en el diseño sísmico basado en desempeño", VII SMIS, Cuernavaca, Morelos.
- (14) *Avilés J. (1999)*, "Interacción suelo-estructura: conceptos de diseño", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 61.
- (15) *Avilés J., Suárez M. y Sánchez F. (2002)*, "Effects of wave passage on the relevant dynamic properties of structures with flexible foundation". *Earthquake Engineering Structural Dynamic*, 31.
- (16) *Ávila E. y Terán A. (2000)*. "Efecto de la historia de disipación de energía en el desempeño estructural", *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Gto.
- (17) *Bayrak O. y Sheikh S. (1996)*, "Confinement steel requirements for high strength concrete columns", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico.
- (18) *Bertero R. (2004)*, "Ingeniería sísmica basada en el desempeño de las construcciones", *Revista Ingeniería Estructural*, Asociación de Ingenieros Estructurales, Año 12, No. 29, Buenos Aires, Argentina.
- (19) *Blanco J. E., Murià D. y Escobar J. A. (2004)*, "Modelo para el análisis de miembros estructurales compuestos con deslizamiento relativo", *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, Vol. 20, 2.
- (20) *Brachman I., Browning J. y Matamoros A. (2004)*, "Drift-Dependent Confinement Requirements for Reinforced Concrete Columns Under Cyclic Loading", *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 5, 669-677.
- (21) *Bendat J. S. Y Piersol A. G. (1989)*, "Random data. Analysis and measurement procedure". Wiley Interscience, New York.
- (22) *Bojórquez E. y Ruiz S. (2003)*, "Influencia de la fatiga de bajo ciclaje en los factores de reducción por ductilidad para distintas zonas del Valle de México", *Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, León, Gto.
- (23) *Caltrans (1993)*. "Bridge Design Specifications Manual". California Department of Transportation, Division of Structures, Sacramento, California.
- (24) *Calvi G. y Kingsley G. (1995)*, "Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.24, 1247-1266.

- (25) *Castellanos I. (2004)*, "Efectos de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de un puente vehicular en la ciudad de México", Tesis de Maestría, Coordinación del Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM.
- (26) *CEF State-of-the-Art Report (1996)*, "RC Frames Under Earthquake Loading". Thomas Telford Services Ltd., London.
- (27) *CFE (1993)*, "Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo". Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas.
- (28) *Chai Y., Priestley M. y Seible F. (1991)*, "Seismic Retrofit of Circular Bridge Columns for Enhanced Flexural Performance", ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 5, September/October.
- (29) *Chai Y., Romstad K. M. y Bird S. M. (1992)*, "Energy-based linear damage model for high-intensity seismic loading". ASCE Journal of Structural Engineering, 121.
- (30) *Chen M. C. y Penzien J. (1975)*, "Analytical investigations of seismic response of short, single or múltiple-span highway bridges". Report No. UCB/EERC 75-4. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.
- (31) *Chopra A. K. (1995)*, "Dynamics of structures". Prentice Hall, USA.
- (32) *Comité Euro-International du Béton (1978)*. "CEB-FIB Model Code for Concrete Structures". 3a. edición, Wexham Springs, Slough, Inglaterra, Cement and Concrete Association.
- (33) *Commission of the European Communities (1994)*, "Eurocode 8 –Structures in seismic regions design, Part 2 – Bridges". Draft report, March, 1994.
- (34) *Cusson D. y Paultre P. (1995)*, "Stress-Strain model for confined high-strength concrete". Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 3.
- (35) *EI-Bahy A., Kunnath S., Stone W. y Taylor A. (1999)*. "Cumulative seismic damage of circular bridge columns: Benchmark and low-cycle fatigue test". ACI Structural Journal, V. 96, No. 4.
- (36) *Estrada J. L. (2004)*. "Desplazamientos relativos en pilas de puentes urbanos". Tesis de Maestría, Coordinación del Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM.
- (37) *Fabela Gallegos et al (2002)*. "Alteración de la rigidez y de la frecuencia de vibración debida a corrosión en vigas de concreto reforzado". Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puebla, Puebla.
- (38) *Fajfar P. (1992)*. "Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21.
- (39) *FEMA 273 (1997)*, "NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings".
- (40) *Freeman S. A. (1998)*, "The capacity spectrum method as a tool for seismic design". Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris.

- (41) *Gómez R. y Galindo A. (1997)*. "Lineas Vitales". Capitulo 7 del libro El Macrosismo de Manzanillo de 1995, Compilado por A. Tena. Editado por la Universidad de Colima, el gobierno del Estado de Colima y la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Colima, México.
- (42) *Gómez R., Murià D., Escobar J. A. y Sánchez R. (2001)*, "Detección experimental y analítica de cambios estructurales de un puente atirantado". Revista Internacional Informática Tecnológica. Vol. 12, No. 1, enero-febrero 2001.
- (43) *Gulkan P. y Sozen M. (1974)*. "Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquakes motions", ACI Journal , 71.
- (44) *Higashi Y., Ohkubo M. y Ohtsuka M. (1977)*, "Influences of loading excursions on restoring force characteristic and failure modes of reinforced concrete columns". Sixth World Conference on Earthquake Engineering, Meerut, India.
- (45) *Hose Y. D., Seible F. y Priestley M. J. N. (1997)*, "Strategic relocation of plastic hinges in bridge columns". Structural Systems Research Project. 97/05. University of California, San Diego. La Jolla.
- (46) *Iwan (1980)*. "Estimating inelastic response spectra from elastic spectra". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 8.
- (47) *Iwasaki T., Kawashima K. et al. (1985)*, "Experimental investigation on hysteretic behaviour of reinforced concrete columns. Proceedings of the second joint U.S.- Japan Workshop on Performance and Strengthening of Bridge Structures and Research Needs. San Francisco, Calif.
- (48) *Iwasaki T., Kawashima K. et al. (1985)*, "Experimental investigation on hysteretic behaviour of reinforced concrete columns. Proceedings of the second joint U.S.- Japan Workshop on Performance and Strengthening of Bridge Structures and Research Needs. San Francisco, Calif.
- (49) *Iwasaki T. (1996)*, "Perspectives of Seismic Design Criteria for Highway Bridges in Japan", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico.
- (50) *Izzuddin B. A. (1991)*. "Nonlinear dynamic analysis of framed structures". PhD. Thesis. Imperial College, London.
- (51) *Izzuddin B. (2001)*, "Part III-a. Introduction to geometric non linearity". course about Assessment and Retrofitting of Reinforced Concrete Structures. ROSE School, Pavia. Italia.
- (52) *Kappos y Konstantinidis (1999)*, "Statistical analysis of confined high strength concrete". Materials and Structures. Vol. 32. pp. 734-748.
- (53) *Kasai K., Maison B. F. y Patel D. (1990)*, "An Earthquake Analysis for Building Subjected to a Type of Pounding". Proceedings of the Fourth National Conference on Earthquake Engineering. EERI, Palm Springs.
- (54) *Kawashima K. (1996)*. "Impact of Hanshin/Awaji. Japan. Earthquake on Seismic Design and Seismic Strengthening of Highway Bridges". Department of Civil Engineering. Tokyo Institute of technology, Japan.

- (55) *Kawashima K. (2000)*, "Seismic Design and Retrofit of Bridges". Twelve World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- (56) *Kawashima K. (2002)*, "Seismic design, response, modification. and retrofit of bridges". Department of Civil Engineering, Tokyo Institute of Technology.
- (57) *Kim I., Lim H., Juhn G. y Kim J. (2000)*, "Cyclic Loading Test of Small Scale Bridge Pier Models Without Seismic Detailing", Twelve World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- (58) *Kowalsky M. J. (1994)*, "Displacement based design – A methodology for seismic design applied to RC bridge columns", Master's thesis, University of California at San Diego, La Jolla, California.
- (59) *Kowalsky M. J., Priestley M. J. N. y Seible F. (1996)*, "Shear and flexure behavior of lightweight concrete bridge columns in seismic regions", American Concrete Institute. ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 1.
- (60) *Kowalsky M. J. (2001)*, "A displacement-based approach for the seismic design of continuous concrete bridges". Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 31. 719-747.
- (61) *Kunnath S., El-Bahy A., Taylor A. y Stone W. (1997)*, "Cumulative seismic damage of reinforced concrete bridge piers". Technical Report NCEER-97-0006. National Center for Earthquake.
- (62) *Légeron F. y Paultre P. (2003)*, "Uniaxial confinement model for Normal-and high-strength concrete columns". Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 2.
- (63) *Lehman D. y Moehle J. (2000)*, "Seismic Performance of Well-Confined Concrete Bridge Columns", Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER 1998/01.
- (64) *Madas P. y Elnashai A. S. (1992)*, "A new passive confinement model for transient análisis of reinforced concrete structures". Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 21.
- (65) *Mander J. B., Priestley M. J. N. y Park R. (1988)*. "Observed stress strain behavior of confined concrete". Journal of Structural Engineering, ASCE. Vol. 114, No. 8. pp. 1827-1849.
- (66) *Martinelli L. (1998)*. "Modellazione di pile di ponti in C. A. a travata soggetti ad eccitazione sismica". Tesi di Dottorato. Dipartimento di Ingegneria Strutturale Politecnico di Milano.
- (67) *Martínez R. y Elnashai A. S. (1997)*. "Confined concrete model under cyclic load". Materials and Structures. Vol. 30, No. 197. pp. 139-147.
- (68) *Mehanny S. S. F., Kuramoto H. y Deierlein G. G. (2001)*, "Stiffness Modeling of Reinforced Concrete Beam-Columns for Frame Analysis". ACI Structural Journal, V. 98, No. 2.
- (69) *Meli R. y Reyes C. (2002)*. "Criterios de diseño sísmico por desempeño y su aplicación en el reglamento de construcciones para el Distrito Federal", VII SMIS, Cuernavaca, Morelos.
- (70) *Menegotto M. y Pinto P. E. (1973)*. "Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and nonelastic behavior of elements under

combined normal force and bending”, IABSE Symp. on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated loads. Final report, Lisbon.

- (71) *Mendenhall W. y Sincich T. (1995)*. “Statistics for engineering and the sciences”. Fourth Edition, Prentice Hall.
- (72) *Mendoza M. et al (1999)*. “Comportamiento de la cimentación del apoyo No. 6 del puente Impulsora, desde el inicio de su cimentación y después de dos años y medio de operación”. Informe elaborado por el Instituto de Ingeniería UNAM y el CENAPRED.
- (73) *Miranda E. (1991)*, “Seismic evaluation and upgrading of existing structures”. Ph. D. Thesis. University of California, Berkeley, California.
- (74) *Miranda E. (1993)*, “Site-dependent strength reduction factors”. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 12.
- (75) *Miranda E., Ordaz M., Alonso J. y Montoya C. (1996)*, “Evaluación simplificada del riesgo sísmico de edificios en la ciudad de México”. Reporte Interno 6514, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- (76) *Miranda E. (1999)*, “Conceptos básicos sobre interacción dinámica suelo-estructura”. Curso sobre diseño y construcción sismorresistente de estructuras, CENAPRED.
- (77) *Miranda E. y Ruiz J. (2002)*, “Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, 539-560.
- (78) *Mo Y. L. y Wang S. L. (2000)*, “Seismic Behavior of RC Columns with Various Tie Configurations”. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 10.
- (79) *Moehle J. P. (1992)*, “Displacement-based design of RC structures subjected to earthquakes”. Earthquake Spectra, Vol. 8, No. 3.
- (80) *Monti G. y Nuti C. (1992)*. “Nonlinear cyclic behavior of reinforcing bars including buckling”. Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 12.
- (81) *Nawy E. G. (1968)*, “Crack control in reinforced concrete structures”. Journal of the American Concrete Institute, Detroit.
- (82) *Neuenhofer A. y Filippou F. C. (1997)*, “Evaluation of nonlinear frame finite-element models”. Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 7.
- (83) *Newmark y Rosenblueth (1971)*. “Fundamentos de Ingeniería Sísmica”. Editorial Diana S. A., México, D. F.
- (84) *NTC-Sismo (2001)*. “Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo”, del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal, autorizada para su publicación.
- (85) *NTC-Concreto (2004)*, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal, autorizada para su publicación.

- (86) *Nilson A. y Winter G. (1997)*, "Diseño de estructuras de concreto", Ed. McGraw-Hill.
- (87) *NZS 3101-New Zealand Standard (1995)*, "Concrete Structures Standard: Part 2-Commentary on the design of concrete structures", New Zealand.
- (88) *Ordaz M. y Pérez L. E. (1998)*, "Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: a new approach", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, 889-901.
- (89) *Ordaz M. y Montoya C. (1999)*, "Programa DEGTRA2000", Instituto de Ingeniería. UNAM.
- (90) *Ortega M., Quaaas R. y Ortiz J. (1998)*, "Instrumentación de la estructura del puente vehicular La Impulsora", Área de Instrumentación Sísmica, Sistema Nacional de Protección Civil, CENAPRED.
- (91) *Padilla R. et al (2001)*, "Comportamiento dinámico de un puente sujeto a sismo", *Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Jalisco.
- (92) *Padilla D. A. (2005)*, "Propuesta de un índice de daño por sismo para edificaciones de concreto reforzado", Tesis de Maestría, Coordinación del Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM.
- (93) *Panagiotakos T. y Fardis M. (2001)*, "Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate", *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 2.
- (94) *Park R. y Paulay T. (1991)*, "Estructuras de concreto reforzado", Ed. Limusa Noriega.
- (95) *Paulay T. y Priestley M.J.N. (1992)*, "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley and Sons, Inc., New York.
- (96) *Pérez L. E. y Ordaz M. (1991)*, "Cálculo rápido de espectros de respuesta inelásticos", IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Vol. 1, Manzanillo, Colima.
- (97) *Petrangeli M., Pinto P. y Ciampi V. (1999)*, "Fiber element for cyclic bending and shear of RC structures . I : Theory", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 125, No. 9.
- (98) *Petrangeli M. (1999)*, "Fiber element for cyclic bending and shear of RC structures . II : Verification", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 125, No. 9.
- (99) *Priestley M. y Park R. (1987)*, "Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading", *ACI Structural Journal*, January-February.
- (100) *Priestley M., Seible F. y Calvi G. (1996)*, "Seismic Design and Retrofit of Bridges", John Wiley and Sons, Inc., USA.
- (101) *Priestley M., Kowalsky M., Nghanha Vu y McDaniel C. (1997)*, "Comparison of recent shear strength provisions for circular bridge columns", Department of applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego.
- (102) *Priestley M. J. N. (2000)*, "Performance based seismic design", 12 WCEE, Nueva Zelanda.

- (103) *Rahnama M. y Krawinkler H. (1993)*, "Effects of soft soil and hysteresis model on seismic demands", Report No. 108, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Dept. of Civil Engineering, Stanford University.
- (104) *Ramírez O. (1999)*, "Determinación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras de puentes". Tesis de Doctorado. Facultad de Ingeniería. UNAM.
- (105) *Razvi y Saatcioglu (1999)*, "Análisis and design of columns for confinement". Earthquake spectra, Vol. 15, No. 4.
- (106) *RCDF (1993)*, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
- (107) *Reyes C. (1999)*. "El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios". Tesis Doctoral. Facultad de Ingeniería. UNAM, México, D.F.
- (108) *Riobóo J. M. y Arce J. C. (1997)*. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Puentes Urbanos. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Comité de Normas para el diseño y construcción de puentes Urbanos.
- (109) *Robles F. (1970)*, "Manual de diseño de obras civiles". Sección H: Concreto reforzado. Comisión Federal de Electricidad, México, D.F.
- (110) *Rodríguez M. y Botero J. (1997)*. "Comportamiento de Barras de Refuerzo Sometidas a Cargas Monotónicas y Cíclicas Reversibles". Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Veracruz, Ver.
- (111) *Rodríguez M. y Botero J. C. (1996)*. "Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras considerando las propiedades mecánicas de acero de refuerzo producidos en México". Memorias del Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Zacatecas, Zacatecas.
- (112) *Román U., Gómez R. y Escobar J. A. (1999)*. "Revisión del Diseño Sísmico de Topes Laterales de Puentes". XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Morelia, Michoacán.
- (113) *Rosenblueth y Herrera (1964)*. "On a kind of hysteretic damping". Journal of Engineering Mechanics División ASCE. 90.
- (114) *Rosenblueth E. y Arciniega A. (1992)*. "Response Spectral Ratios". Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 21.
- (115) *Ruiz J. (1999)*, "Efecto de la degradación de rigidez en los factores de Reducción de resistencia de estructuras cimentadas en suelos blandos", Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia, Mich.
- (116) *Saatcioglu M. y Ozcebe G. (1989)*. "Response of reinforced concrete columns to simulated seismic loading". ACI Structural Journal. 86 (January-February).
- (117) *Saatcioglu M. y Baingo D. (1999)*. "Circular high-strength concrete columns under simulated seismic loading". Journal of Structural Engineering. March 1999.

- (118) *Saatcioglu M. y Grira M. (1999)*, "Confinement of reinforced concrete columns with welded reinforcement girds", American Concrete Institute, ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 1.
- (119) *Saatcioglu M. y Razvi S. R. (1992)*, "Strength and ductility of confined concrete", Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 6.
- (120) *Saatcioglu M. y Razvi S. R. (2002)*, "Displacement-based design of reinforced concrete columns for confinement", ACI Structural Journal, Vol. 99, No. 1, 3-11.
- (121) *Santa Ana P. (1996)*, "Demandas de desplazamiento inelástico en estructuras en la zona blanda de la ciudad de México", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- (122) *Scott B. D., Park R. y Priestley M. J. N. (1982)*, "Stress-Strain Behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates", ACI Journal, Proceedings Vol. 79, No. 1.
- (123) *SEISMOSTRUC (2002)*, "Computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures"
- (124) *Sheikh S. A. y Uzumeri S. M. (1980)*, "Strength and ductility of tied concrete columns", Journal Structure Division, ASCE, 106(5), 1079-1102.
- (125) *Sheikh, S. A., and Houry, S. S. (1993)*, "Confined Concrete Columns with Stubs", ACI Structural Journal 79, July.
- (126) *Sozen M. (2003)*, "From pragmatism to scholasticism in engineering", Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, León Gto.
- (127) *Spacone E., Filippou F. C. y Taucer F. F. (1996)*, "Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, 711-725.
- (128) *Spacone E., Filippou F. C. y Taucer F. F. (1996) 2*, "Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part II. Applications", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, 711-725.
- (129) *Standard Association of New Zealand (1982)*, "Code of Practice for Design of Concrete Structures, NSZ 3101 Part I: 1982", Wellington, New Zeland.
- (130) *Stone W. C. y Cheok G. S. (1989)*, "Inelastic behavior of full-scale bridge columns subjected to inelastic loading", Gaithersburg, Md.: National Institute of Standards and Technology.
- (131) *Stojadinovic B. y Thewalt C. (1995)*, "Upgrading bridge outrigger knee joint systems", UCB/EERC-95/03, Berkeley, Calif., Earthquake Engineering Research Center, University California.
- (132) *Sullivan T. J., Calvi G. M. y Priestley M. J. N. (2003)*, "The limitations and performances of different displacement based design methods", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 7, Imperial College Press, 201-241.