



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**REVISIÓN DE DIFERENTES MÉTODOS
DE DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES DE CONCRETO
REFORZADO BASADO EN DESPLAZAMIENTO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL - ESTRUCTURAS

P R E S E N T A:

JUAN CARLOS DÍAZ BARRIGA RIVERA

TUTOR:

DR. DARÍO RIVERA VARGAS



2011

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. MELI PIRALLA ROBERTO

Secretario: DR. LÓPEZ BÁTIZ OSCAR

Vocal: DR. RIVERA VARGAS DARÍO

1er. Suplente: M.I. GARCÍA DOMÍNGUEZ OCTAVIO

2do. Suplente: M.I. RODRÍGUEZ VEGA MIGUEL ÁNGEL

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

México D.F.

TUTOR DE TESIS

DR. RIVERA VARGAS DARÍO

FIRMA

Quiero dedicar este trabajo:

*A mi pequeña hija, Karlita,
quien ha sido mi principal motivación para llevar a cabo cada
uno de mis logros personales y profesionales, incluyendo este trabajo.*

*A Lizbeth,
por todo su apoyo y cariño durante todos estos años,
y sobre todo, por su paciencia durante la realización de este trabajo.*

*A mi mamá Irene,
por el gran ejemplo que me ha dado siempre de esfuerzo, lucha
y valor para enfrentar la vida en cualquier situación, principalmente en las más difíciles.*

I. Introducción	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Planteamiento del problema	5
1.3 Objetivos y alcance	5
1.4 Organización de la investigación.....	6
II. Revisión de aspectos básicos del diseño basado en desplazamiento	7
2.1 Diseño sísmico basado en desempeño.....	7
2.2 Diseño sísmico basado en desplazamiento	10
2.3 Procedimientos para evaluar la capacidad y demanda de una estructura	12
2.3.1. Capacidad de desplazamiento lateral.....	12
2.3.1.1. Capacidad de deformación de fluencia.....	12
2.3.1.2. Capacidad de deformación última	14
2.3.2. Demanda de desplazamiento lateral	15
2.3.2.1. Métodos basados en linealización equivalente	16
2.3.2.2. Métodos basados en factores de modificación de desplazamiento elástico.....	19
2.3.2.3. Métodos basados en factores de reducción de resistencia	19
2.4 Diseño por desplazamiento contra diseño por resistencia	22
2.4.1. Interdependencia de rigidez y resistencia	24
2.4.2. Cálculo del periodo	25
2.4.3. Capacidad de ductilidad y factores de reducción de resistencia.....	26
2.4.4. Ductilidad de sistemas estructurales.....	27
2.4.5. Relación entre resistencia y demanda de ductilidad	28
2.4.6. Estructuras con distribuciones de carga dual.....	29
2.4.7. Relación entre demanda de desplazamiento elástico e inelástico.....	30
III. Métodos basados en desplazamiento	32
3.1 Organización de los procedimientos de diseño	32
3.1.1. Papel del desplazamiento en el proceso de diseño	32
3.1.1.1. Basados en el cálculo de la deformación (DCB).....	32
3.1.1.2. Basados en la especificación de la deformación iterativa (IDSB).....	32
3.1.1.3. Basados en la especificación de la deformación directa (DDSB)	33
3.1.2. Tipo de análisis usado en el proceso de diseño	33
3.1.2.1. Espectro de respuesta basado en la rigidez inicial.....	33
3.1.2.2. Espectro de respuesta basado en la rigidez secante	33
3.1.2.3. Basados en análisis de historia del tiempo	33
3.2 Panagiotakos y Fardis (1999)	34
3.3 Browning (2001)	35

3.4	Aschheim y Black (2000).....	37
3.5	Chopra y Goel (2001).....	38
3.6	Freeman (1998).....	39
3.7	SEAOC (1999).....	41
3.8	Priestley y Kowalsky (2000).....	42
3.9	Kappos y Manafpour (2001).....	42
3.10	Rivera (2005-a).....	44
3.11	Comparación de los métodos basados en desplazamiento.....	46
3.12	Viabilidad de los métodos para ser considerados en el diseño sísmico de puentes.....	48
IV. Evaluación de los métodos basados en desplazamiento.....		50
4.1	Programa de análisis no lineal.....	50
4.2	Criterios de análisis no lineal.....	51
4.2.1.	Análisis por valores característicos.....	51
4.2.2.	Análisis estático (sin variación de carga).....	51
4.2.3.	Análisis pushover estático.....	51
4.2.4.	Análisis pushover estático adaptado.....	52
4.2.5.	Análisis de historia del tiempo estático.....	52
4.2.6.	Análisis dinámico de historia del tiempo.....	52
4.2.7.	Análisis dinámico incremental.....	52
4.3	Prototipos de columnas de puentes.....	53
4.3.1.	Propiedades mecánicas de los materiales y geometría de los prototipos.....	54
4.3.2.	Consideraciones generales para la modelación.....	54
4.3.3.	Características de los acelerogramas empleados en la modelación.....	55
4.4	Valoración de la bondad de los métodos.....	56
4.5	Comparación con el diseño basado en resistencia.....	60
4.6	Comparativa de costos.....	64
V. Conclusiones.....		66
Referencias.....		68
Anexos.....		74
I.	Espectros de desplazamiento inelástico y de desplazamiento para el estado límite de servicio.....	75
II.	Diseños de columnas obtenidos con los diferentes métodos estudiados.....	78
III.	Respuesta no lineal en el dominio del tiempo de las columnas diseñadas.....	85
IV.	Cuantificación y costo de las columnas diseñadas.....	95

RESUMEN

En este trabajo se presenta el análisis de diferentes métodos de diseño sísmico basado en desplazamiento, que se han desarrollado para su aplicación a puentes de concreto reforzado, en particular para el diseño de sus columnas, a fin de evaluar cuál de estos métodos tiene criterios más confiables y simples que puedan ser incorporados a la práctica del diseño. Se hace una comparación de estos métodos con los basados en resistencia y se demuestra que con los primeros se obtiene de manera más transparente, una sección más pequeña con menos cuantía de refuerzo longitudinal y un apropiado confinamiento transversal que con los basados en resistencia. Se concluye, que para obtener el detallado de las secciones de las columnas para satisfacer el desempeño deseado, depende de los criterios que ofrecen para evaluar la capacidad y la demanda sísmica, que son clave para obtener una mejor predicción del desempeño, por lo que se debe buscar un equilibrio entre la precisión y la simplicidad de estos criterios para su implementación en reglamentos nacionales.

ABSTRACT

The analysis of different methods of displacement-based seismic design is shown, which have been developed for application to reinforced concrete bridges, in particular for the design of its columns, to assess which of these methods has criteria more reliable and simpler that can be incorporated into the design practice. It is carried out a comparison of these methods with those force-based and it is found that the former gets more transparent, a smaller section with less longitudinal reinforcement ratio and proper transverse confinement with those force-based. It is conclude that to obtain the detailed sections of the columns to meet the desired performance, depends on the criteria offered to assess the seismic capacity and demand, which are key to a better prediction of performance, so that must seek a balance between accuracy and simplicity of these approaches for its implementation in national codes.

I. Introducción

1.1. Antecedentes

Sismos devastadores que han ocurrido de manera reciente en el mundo como los de Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995), Chi Chi Taiwán (1999), Chile (2010), entre otros; han causado el colapso de, o daño severo a, un número considerable de puentes cuyas columnas de concreto reforzado fueron diseñadas con reglamentos anteriores a los años 70's los cuales contemplaban un comportamiento elástico. Este comportamiento dio lugar a la discusión sobre la filosofía de diseño sísmico y en la actividad de investigación sobre el diseño sísmico de puentes nuevos, así como la evaluación y reforzamiento de puentes existentes, que se inició a raíz del terremoto de 1971 en San Fernando.

Recientemente, varios autores (Kowalsky, 1995; Priestley y Calvi, 1996), han trabajado y optado por el diseño sísmico basado en el control de desplazamientos, en el que se relacionan los desplazamientos con el nivel de daño esperado, como una alternativa más racional de plantear el problema del diseño sismorresistente, que el convencional basado en resistencia. La mayoría de estos procedimientos parten de la selección de un desplazamiento objetivo último que depende del estado límite para el que se está diseñando, y de la capacidad de deformación que pueda ser garantizada por un detallado adecuado de la estructura.

En el trabajo de Domínguez (2007), se observó que para el diseño de columnas en zonas de baja sismicidad, de acuerdo al criterio de diseño sísmico basado en desplazamiento, se recomienda que sean marcos y columnas aisladas con un comportamiento parcialmente dúctil, no mayores a dos, ya que resultaría antieconómico tratar de proporcionar mayor ductilidad a la columna, la cual no es requerida en comparación con la requerida en zonas de alta sismicidad. Lo anterior demuestra que el diseño sísmico basado en desplazamiento brinda un apoyo en la toma de decisiones para seleccionar el tipo de estructuración más adecuado, lo cual conlleva a diseños más racionales.

Dado que México es un país que cuenta con un elevado potencial sísmico, el diseño adecuado de las estructuras, como los puentes urbanos, es de vital importancia, y más si se toma en consideración que son estructuras fundamentales en las actividades diarias de los ciudadanos. A diferencia de otros países como los citados anteriormente, a la fecha, las estructuras de puentes en el país, en particular las que se encuentran en la ciudad de México, han tenido un comportamiento razonable sin registrarse colapsos parciales o totales debidos a la ocurrencia de sismos de gran magnitud, como el sismo de 1985.

En la actualidad no existe un reglamento oficial para el diseño sísmico y construcción de puentes urbanos en el país, ya que solamente el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad en su edición de 1993 (CFE, 1993), sólo aborda algunos criterios de diseño de puentes carreteros. En la última edición de este manual (CFE, 2008), no solamente se pretende estudiar la respuesta lineal del puente, sino también la respuesta no lineal del mismo.

De igual forma la Secretaría de Comunicaciones y Transportes a través del Instituto Mexicano del Transporte, ha elaborado una Norma para el diseño y construcción de puentes en el país (SCT, 2001), sin embargo, estas normas también están elaboradas para puentes carreteros.

Pese a lo anterior, al no existir un reglamento oficial, los ingenieros de la práctica, han optado por apoyarse en reglamentos de otros países como los de Estados Unidos (AASHTO, 2004; ATC,

1996). Estos reglamentos dan sus recomendaciones para proveer a las columnas del refuerzo necesario, para que éstas desarrollen un comportamiento dúctil durante un evento sísmico de gran intensidad. Sin embargo, éstas disposiciones conllevan, en la mayoría de las veces, a obtener diseños muy conservadores, al proporcionar 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 (Rivera, 2005-a).

El buen desempeño de los puentes ante un evento sísmico de gran magnitud, depende esencialmente del diseño sísmico adecuado de sus columnas, ya que a través de ellas se busca disipar energía y así evitar daños severos en estas estructuras e inclusive el colapso de las mismas.

De acuerdo a Priestley et al. (1996), la falla de columnas de puentes colapsados puede resultar de un número de deficiencias relacionadas a las consecuencias de la filosofía del diseño elástico. En seguida se comentan de manera breve las más comunes de estas.

Fallas por resistencia a flexión y ductilidad. Hasta los años 70's los ingenieros de la práctica generalmente no eran conscientes de la necesidad de aumentar la capacidad de ductilidad en regiones de articulación plástica potenciales. En realidad, el concepto de articulación plástica era irrelevante para el método de diseño elástico que se utilizaba. Se pueden identificar cuatro deficiencias particulares.

1. *Resistencia a flexión inadecuada.* Comúnmente se utilizaban niveles bajos de fuerza lateral sísmica para caracterizar la acción sísmica. Por ejemplo, en California, era común que el diseño para fuerzas laterales equivaliera a un 6% del peso gravitacional, aunque ahora se aprecia que los niveles de respuesta elástica pueden exceder el 100% del peso gravitacional.
2. *Resistencia a flexión de la columna poco confiable.* El refuerzo longitudinal de la columna comúnmente se traslapaba inmediatamente sobre la cimentación, con una inadecuada longitud de adherencia para desarrollar la resistencia de las barras. La figura 1.1 muestra el daño en la base de la columna, atribuible a la poca longitud de adherencia y a la poca resistencia cortante, el cual ocurrió en el sismo de Loma Prieta en 1989.



Figura 1.1 Falla en la unión del traslape en la base de la columna, sismo de Loma Prieta 1989

3. *Ductilidad de flexión inadecuada.* A pesar de que la resistencia a flexión de columnas de puentes de concreto reforzado existentes es mayor de lo previsto, esta resistencia frecuentemente es mucho menor que la requerida por la respuesta elástica para las intensidades de sismo esperadas. La consecuencia es que para sobrevivir a un sismo intenso, las estructuras deben poseer ductilidad.
4. *Terminación prematura del refuerzo longitudinal de la columna.* Durante el sismo de Kobe en Japón (1995), un número importante de columnas de puentes desarrollaron fallas por flexo-cortante debido a que la longitud de anclaje del refuerzo longitudinal terminaba a la mitad de la altura de la columna. La falla de las 18 columnas en el tramo colapsado del puente Hanshin se inició también por la terminación prematura de una tercera parte del refuerzo longitudinal a partir del 20% de la altura de la columna, medido desde su base (Kawashima, 2000; Priestley, Seible y MacRae, 1995). Esto obligó a que la articulación plástica se formara en la base, donde el refuerzo de confinamiento era escaso. Esta falla se muestra en la figura 1.2.



Figura 1.2 Falla a flexión en la base de las columnas del puente Hanshin, sismo de Kobe en 1995

Fallas por resistencia a flexión y ductilidad. Los mecanismos de cortante interactúan en una manera compleja. Si el refuerzo transversal del mecanismo de armadura fluye, las grietas diagonales se incrementan rápidamente, reduciendo la capacidad de las columnas a cortante y presentándose una falla frágil en ellas.

Las columnas cortas son particularmente susceptibles a fallar por cortante como consecuencia de la alta relación cortante/momento y a que la resistencia a flexión es conservadora en columnas viejas. De acuerdo a Priestley et al. (1996), en el sismo de Northridge (1994) fue común encontrar el refuerzo transversal de columnas de puentes viejos con estribos del #4 espaciados verticalmente a cada 30 cm, independientemente del tamaño de la columna o fuerza cortante, lo que llevó a la sospecha de que el diseño por cortante no fue considerado esencial.

Fallas por cortante en columnas de concreto reforzado ocurrieron en los sismos de San Fernando (1971), Northridge (1994), Chi Chi Taiwán (1999) y Chile (2010), como se ilustra en las figuras 1.3, 1.4 y 1.5.



1.3 (a) Sismo de San Fernando en 1971



1.3 (b) Sismo de Chi Chi Taiwán en 1999

Figura 1.3 Fallas por cortante



Figura 1.4 Fallas por cortante, sismo de Northridge en 1994



Figura 1.5 Fallas por cortante, sismo de Chile en 2010

1.2. Planteamiento del problema

A raíz de los sismos que han dado lugar al colapso de puentes, se ha observado que el mecanismo principal de falla se concentra en las columnas, en consecuencia, estas son fundamentales en el comportamiento global de la estructura de los puentes, además de que a través de ellas se busca disipar energía mediante un comportamiento inelástico controlado; por lo cual es menester prestarle atención a dichos elementos estructurales en su diseño. Es claro que en México no se ha estudiado con profundidad el problema del diseño sísmico de puentes, al no haber una normatividad oficial y vigente y que los pocos reglamentos que lo han intentado no presentan un criterio que permita garantizar distintos niveles de desempeño. Estos reglamentos recomiendan niveles de confinamiento que no obedecen a la demanda de deformación lateral inelástica, lo que conlleva muchas veces a tener secciones sobrediseñadas en cuanto a sección transversal, refuerzo longitudinal y refuerzo transversal, lo cual no garantiza un comportamiento dúctil de las columnas y que eleva el costo de construcción de estas estructuras.

1.3. Objetivos y alcances

Tomando en cuenta que el diseño basado en desplazamiento ofrece una alternativa para obtener diseños racionales y confiables, además de que el daño estructural puede ser controlado más eficientemente, el objetivo principal de este trabajo consiste en analizar diferentes métodos de diseño sísmico basado en desplazamiento, que se han desarrollado para su aplicación a puentes de concreto reforzado, en particular para el diseño de sus columnas de apoyo, a fin de estudiar sus ventajas y desventajas para garantizar su funcionalidad y seguridad ante sismos de diferentes intensidades, además de evaluar cuál de estos métodos tiene criterios más confiables y simples que puedan ser incorporados a la práctica de diseño.

Los alcances y las limitaciones del presente trabajo se describen a continuación:

- Debido a que la mayoría de los trabajos sobre columnas se enfocan al estudio de secciones circulares y rectangulares, en este trabajo se puso mayor énfasis al análisis de dichas secciones, tomando en cuenta que es posible aplicar los procedimientos de diseño sísmico a otras secciones menos comunes en el diseño y construcción de puentes.
- En este trabajo no se consideraron los efectos de interacción suelo-estructura debido a que la investigación se limitó a revisar los aspectos fundamentales de los métodos de diseño sísmico basado en desplazamiento.
- Se contempla un mecanismo de falla del puente, en donde, la superestructura es rígida respecto a la de las columnas, por lo que la disipación de energía solamente se presenta en estas últimas, lo cual es congruente con las nuevas tendencias de diseño sísmico en puentes.
- Este trabajo se limitó a estudiar columnas sometidas a cargas laterales cíclicas en una sola dirección, la transversal, debido a que es la dirección de análisis más desfavorable. Para la otra dirección (longitudinal), se deberá revisar que la capacidad de desplazamiento de las columnas satisfaga la demanda del sismo.

- Para evaluar las demandas de desplazamiento se utilizaron para los métodos de diseño sísmico basado en desplazamiento, las historias de aceleración de los sismos del 19 septiembre de 1985 registrado por la estación SCT y del 17 de enero de 1994 ocurrido en Northridge, por considerar sismos extraordinarios que son contemplados en los reglamentos de sus respectivos países (México y E.U.A.), el primero con un contenido mayor de frecuencias y el segundo con un contenido menor de frecuencias; además de que para la verificación de los métodos de diseño se requiere el registro sísmico.
- Para los diseños basados en resistencia se utilizó el espectro para la zona III-b de las NTC-Sismo (2004) del RCDF (2004), el cual corresponde al espectro de mayor coeficiente sísmico, por lo cual está más cercano de reproducir las características del sismo del 19 de septiembre de 1985 registrado por la estación SCT.

1.4. Organización de la investigación

El presente trabajo se encuentra dividido en cinco capítulos, cuya organización y contenido de los mismos se describe de manera breve a continuación.

En el capítulo dos de este trabajo, se presenta una visión general del diseño sísmico basado en desempeño así como los aspectos básicos del diseño sísmico basado en desplazamiento. También se hace una descripción de los criterios para evaluar la capacidad y demanda de desplazamiento lateral de columnas de puentes de concreto reforzado de acuerdo a diversos autores. Se da una visión general sobre esta filosofía de diseño, así como sus ventajas respecto al método tradicional de diseño, es decir, por resistencia. En este capítulo se describe en qué consiste el actual diseño sísmico basado en resistencia y se identifican algunos de los problemas asociados con esta filosofía de diseño.

La intención del capítulo tres, es la de revisar los procedimientos existentes sobre diseño sísmico basado en desplazamiento, a partir de trabajos realizados por autores que se han interesado en investigar sobre el tema, tales como: Priestley et al. (2000), Aschheim y Black (2000), Freeman, (1998), Chopra y Goel (2001), Rivera (2005-a), entre otros. Se resumen las principales características de los nueve métodos bajo estudio y se describen los niveles de desempeño que se pueden revisar, así como los criterios para evaluar la capacidad de deformación de las columnas de concreto reforzado y las demandas sísmicas de deformación inelástica sobre el puente.

Finalmente, en el capítulo cuatro se evalúa la bondad de los métodos basados en desplazamiento mediante el programa de análisis no lineal SeismoStruct (2010). Se proponen varios prototipos de columnas de puentes de dos tipos, en voladizo y en marco, los cuales se analizan con el programa antes mencionado mediante análisis no lineales dinámicos a fin de verificar si el refuerzo longitudinal y transversal obtenido con los métodos basados en desplazamiento satisface la demanda de desplazamiento lateral. Finalmente se comparan los diseños basados en desplazamiento contra los basados en resistencia a fin de optimizar el diseño de columnas de puentes.

En el último capítulo se comentan las principales conclusiones derivadas del presente trabajo, así como las recomendaciones para la aplicación del diseño sísmico basado en desplazamiento en puentes construidos en México.

II. Revisión de aspectos básicos del diseño basado en desplazamiento

2.1. Diseño sísmico basado en desempeño

Históricamente, las estructuras han sido diseñadas y construidas de acuerdo a los reglamentos de construcción basados en resistencia cuyo principal objetivo ha sido minimizar el potencial de pérdidas humanas en un sismo importante. La filosofía principal de estos reglamentos, es que las estructuras sean diseñadas para sufrir cierto daño debido a un sismo severo y a través de los elementos estructurales dañados, se disipe la energía suficiente del sismo para prevenir el colapso de las mismas (FEMA-349, 2000).

De acuerdo a la Federal Emergency Management Agency (FEMA-445, 2006), el diseño basado en desempeño como un proceso formal se originó en respuesta al problema de diseño sísmico en los 90's, después de los sismos de Loma Prieta en 1989 y Northridge en 1994, en donde los reglamentos de construcción basados en resistencia aplicables para el diseño de nuevas estructuras no podrían serlo para la evaluación de estructuras existentes. Los ingenieros estructurales se dieron cuenta que las estructuras diseñadas con los estándares mínimos de estos reglamentos de construcción, de protección de seguridad de vida, podrían sufrir grandes y costosos daños en respuesta a los sismos moderados inducidos por el movimiento del suelo. En algunos casos, las operaciones podrían ser suspendidas por meses mientras eran atendidas las reparaciones, provocando grandes pérdidas económicas a la sociedad.

El proceso de Diseño Basado en Desempeño evalúa de manera explícita como se desempeña una estructura, dado el riesgo sísmico que puede experimentar, considerando las incertidumbres inherentes en la cuantificación del riesgo sísmico en la evaluación de la respuesta sísmica de la estructura.

En el Diseño Basado en Desempeño, se identifica y evalúa la capacidad de desempeño de una estructura como parte integral del proceso de diseño y guía muchas de las decisiones de diseño que se deben tomar. La figura 2.1 muestra un diagrama de flujo que presenta los pasos clave en el proceso de diseño por desempeño. Es un proceso iterativo que inicia con la selección de objetivos de desempeño, seguido del desarrollo de un diseño preliminar, una evaluación para decidir si reúne o no los objetivos de desempeño, y finalmente se diseña y se evalúa de nuevo, si se requiere, hasta que el nivel de desempeño deseado se alcance.

El diseño sísmico basado en desempeño emplea el concepto de objetivos. Un objetivo de desempeño es la especificación de un nivel aceptable de daño para una estructura si experimenta un sismo de una severidad dada. Una estructura puede ser diseñada para desempeñarse de un modo que reúna los objetivos de economía y seguridad de los inversionistas. En la figura 2.2, el desempeño se muestra en el eje horizontal (con el incremento de daño hacia la derecha) y la severidad del sismo (en términos de la frecuencia) se muestra en el eje vertical. Cada cuadro representa un objetivo de desempeño: un estado de desempeño en una intensidad de sismo dada. Las líneas diagonales representan el criterio de diseño con el que se clasifique a la estructura.

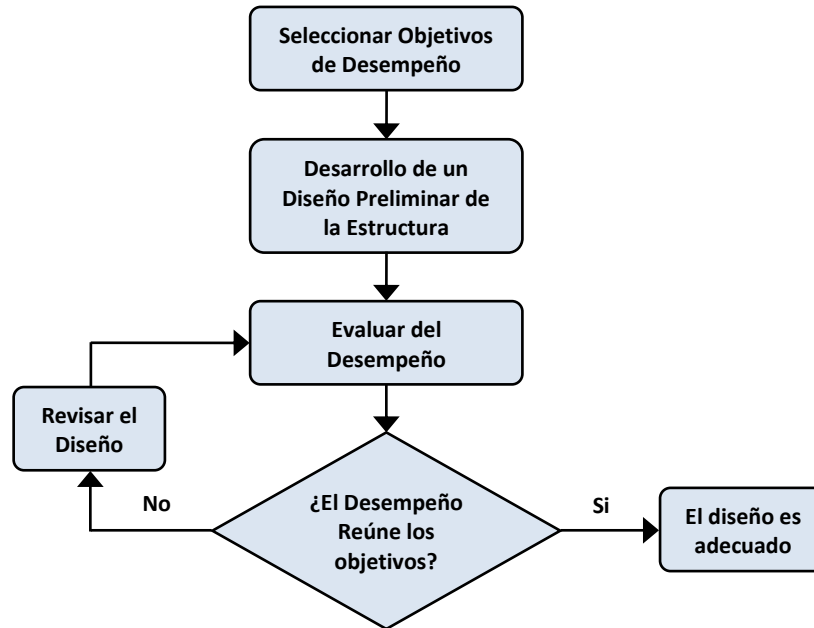


Figura 2.1 Diagrama de flujo del Diseño Sísmico Basado en Desempeño

El uso explícito de objetivos de desempeño se introdujo en los 90's en documentos como el FEMA 273 (FEMA-273, 1997), ATC 40 (ATC, 1996), y Vision 2000 (SEAOC, 1996). El concepto de que ciertas estructuras deben ser diseñadas para proporcionar un desempeño superior fue introducido en el UBC (Uniform Building Code) en 1976, el cual requirió fuerzas de diseño mayores para hospitales y otras instalaciones que son necesarias para ofrecer atención de manera inmediata en caso de desastre debido a un sismo severo. Este concepto fue desarrollado mas allá en documentos como Vision 2000 (SEAOC, 1996), el cual presentó una matriz de diferentes niveles de desempeño y niveles de riesgo, figura 2.2, y la cual sugirió niveles de objetivos de desempeño apropiados para estructuras típicas (objetivo básico), estructuras esenciales y estructuras críticas seguras.

Esta primera generación de procedimientos introdujo el concepto de desempeño en términos de niveles de desempeño: Cercano al colapso, Seguridad de vida, Ocupación inmediata y Operación completa. También introdujo el concepto de desempeño relacionado al daño de ambos componentes estructurales y no estructurales. Los objetivos de desempeño fueron desarrollados por vincular uno de estos niveles de desempeño a un nivel específico de riesgo sísmico.

Para satisfacer los diversos objetivos de desempeño, las características más importantes de la estructura, como su rigidez, amortiguamiento, resistencia y capacidad de deformación se deben definir explícitamente en función de cada uno de los niveles de desempeño. En las normas emitidas por la SEAOC (1996), se define el comportamiento de las estructuras ordinarias para los cuatro niveles de desempeño como:

Operación completa: El daño esperado generalmente es ligero. La respuesta estructural corresponde al punto de fluencia, o al estado límite de fluencia. El mecanismo de fluencia del sistema puede ser substancialmente desarrollado pero la capacidad de desplazamiento inelástico de la estructura no se utiliza. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.

Ocupación inmediata: El daño en elementos estructurales se espera que sea menor a moderado. Se esperan algunas reparaciones. En general se requieren algunas reparaciones menores en elementos no-estructurales.

Seguridad de Vida: El daño es moderado a importante en elementos estructurales; se esperan reparaciones extensas. Los elementos no-estructurales pueden sufrir daños extensos.

Cercano al Colapso: El sistema presenta graves daños con reducción de rigidez y resistencia, y el margen de seguridad contra colapso se reduce significativamente.



Los criterios por desempeño han proporcionado importantes progresos en el diseño sísmico, tales como: el uso de los desplazamientos como mejores indicadores de desempeño, tener una idea de la condición en que va a quedar una estructura después de sismos que ocurren con frecuencias dadas, tener conocimiento de que satisfacer el estado límite de colapso no lleva a satisfacer todos los demás y el señalamiento de las limitaciones del uso del factor de importancia.

Para las aplicaciones en la práctica de la ingeniería, los niveles de desempeño mencionados anteriormente necesitan expresarse en términos de indicadores cuantitativos de la relación entre la amplitud probable de la respuesta estructural y la correspondiente capacidad del sistema para evitar la ocurrencia de cada modo de falla. Los más simples de estos indicadores son los desplazamientos relativos (Qi y Moehle, 1991) y las distorsiones laterales.

A fin de reconocer en forma explícita el nivel de comportamiento no lineal, estos indicadores se sustituyen por las demandas de ductilidad, tanto globales como locales. Las primeras se asocian con la relación entre la fuerza cortante en la base del sistema y el desplazamiento relativo de su extremo superior con respecto a dicha base. Para marcos de edificios, las segundas pueden referirse a las relaciones entre momento y curvatura en las secciones críticas de miembros sujetos a flexión o a las relaciones entre fuerza cortante y desplazamiento relativo de entrepiso.

2.2. Diseño sísmico basado en desplazamiento

Desde principios de los 90's ha sido reconocido por Moehle (1992) y Priestley (1993) que las metodologías actuales de diseño sismorresistente de estructuras basados en fuerzas y resistencias no están de acuerdo con el desempeño sísmico observado en estructuras reales de concreto reforzado, y que sería mucho mejor usar metodologías de diseño basadas directamente en desplazamientos y deformaciones y/o otros índices de desempeño válidos.

De acuerdo a la posición anterior, en los últimos años, varios investigadores han trabajado en un diseño sísmico basado en el desempeño de las estructuras teniendo como principal objetivo su incorporación en los reglamentos de construcción. Se considera que ésta es una manera más racional de plantear el problema del diseño sismorresistente. En el diseño por desempeño se busca controlar los niveles de daño que una estructura podría sufrir, cuando se 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 los cuales el daño estructural puede ser controlado eficientemente mejor que con límites de resistencia (Calvi y Kingsley, 1995).

El procedimiento para el diseño basado en desplazamiento para sistemas de un grado de libertad (S1GL) ó sistemas en los que es posible reducir a un S1GL equivalentes, como aquellos propuestos por Priestley (1993), Kowalsky et al. (1995), Priestley (2000) y Kowalsky (2002), inicia de un desplazamiento de diseño objetivo, basado en una capacidad de deformación garantizada por un apropiado detallado de la estructura. Asumiendo que los valores razonables para los desplazamientos de fluencia puedan ser estimados de la geometría de los elementos, las demandas de ductilidad de desplazamiento pueden ser calculados directamente del desplazamiento objetivo máximo. Empezando con estas ductilidades y con un conjunto de espectros de desplazamiento de respuesta, el periodo efectivo de un S1GL visco-elástico se determina en el desplazamiento máximo, considerando una relación de amortiguamiento equivalente el cual representa las características inherentes de amortiguamiento viscoso de la estructura y que se requiere para considerar la energía disipada por el sistema a través del comportamiento histerético no lineal. El resultado final de este proceso es la resistencia de fluencia requerida, determinada del desplazamiento máximo y la rigidez secante correspondiente al periodo efectivo.

Un método alternativo para el diseño basado en desplazamiento de estructuras se basa en el uso de procedimientos de análisis estáticos no lineales (análisis pushover) para incluir, en una forma simple, las características más importantes que influyen en el desempeño (Freeman, 1978), (Fajfar, 1999).

Uno de los métodos usados extensamente para el diseño basado en desplazamiento de puentes es aquel en el que la estructura original es substituida por una estructura equivalente visco-elástica lineal, Kowalsky (2002). El método de la estructura substituta es un procedimiento donde un sistema inelástico es modelado como un sistema elástico equivalente. El sistema elástico equivalente es conocido como la estructuras substituta y tiene propiedades de rigidez efectiva, k_{eff} , amortiguamiento efectivo, ζ , y periodo efectivo, T_{eff} . La figura 2.3 representa una aproximación bilineal para la respuesta estructural fuerza-desplazamiento de un S1GL.

La rigidez efectiva, k_{eff} , es la rigidez secante para el máximo desplazamiento, Δ_u . El amortiguamiento efectivo, ζ , está relacionado con la energía histerética absorbida. Ya que las propiedades de la estructura substituta son elásticas, se puede utilizar un conjunto de espectros de respuesta para el diseño. Por lo tanto, el método de la estructura substituta permite a un sistema inelástico ser diseñado y analizado usando un espectro de respuesta elástico y aunque no lo reproduce con exactitud, es una simplificación aceptada para la aplicación de los métodos basados en desplazamiento.

El concepto de introducir el amortiguamiento viscoso equivalente para representar la disipación de energía de un sistema fue representado por primera vez por Jacobsen (1960). Sin embargo, la primera aplicación conocida a la ingeniería sísmica de esta idea para substituir un S1GL histerético sujeto a la acción de un sismo por uno visco-elástico fue investigado por Rosenblueth y Herrera (1964).

Para la evaluación de estructuras reales, Gulkan y Sozen (1974) introdujeron formalmente el concepto de la estructura substituta para S1GL, a raíz de un estudio en el que los planteamientos analíticos fueron validados experimentalmente. Posteriormente, Shibata y Sozen (1976) extendieron esta formulación a SMGL para proponer una aproximación para definir el amortiguamiento de la estructura completa como un promedio pesado de los amortiguamientos de la estructura.

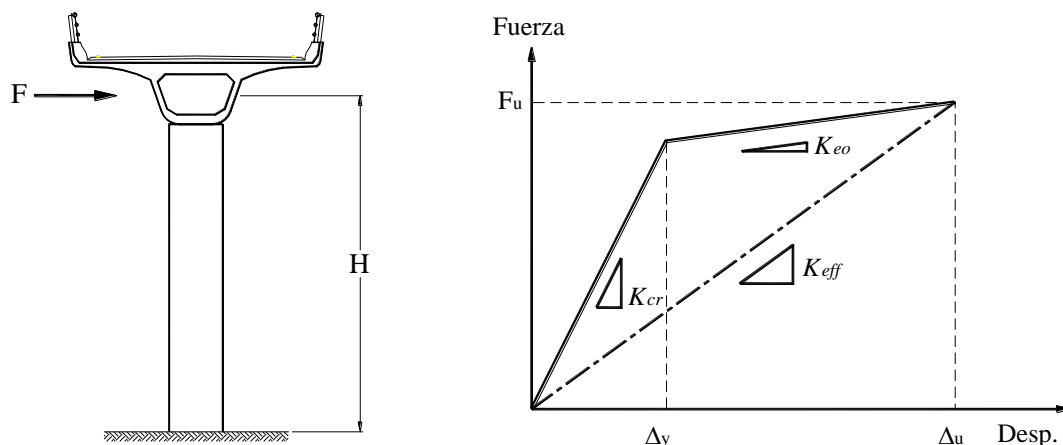


Figura 2.3 Método de la estructura substituta para la respuesta sísmica de un puente

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.

La mayoría de los procedimientos de diseño propuestos hasta el momento se basan en la revisión de un sólo nivel de desempeño, que usualmente es el de supervivencia. Rivera y Meli (2004) han propuesto un procedimiento de diseño en el que se revisan 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.

2.3. Procedimientos para evaluar la capacidad y demanda de desplazamiento lateral

Debido a que en el diseño basado en desplazamiento se busca establecer el tamaño y detallado conveniente de la sección del elemento estructural, buscando con ello proveerlo de la capacidad de deformación necesaria para satisfacer la demanda de desplazamiento sísmico asociada a un nivel de desempeño, resulta importante revisar los criterios disponibles en la literatura en torno a la evaluación de la capacidad de desplazamiento lateral de columnas de concreto reforzado, así como de la estimación de la demanda sísmica, en términos de desplazamiento de S1GL. En lo que sigue se hace una descripción de dichos criterios.

2.3.1. Capacidad de desplazamiento lateral

De acuerdo con la evidencia experimental, existen diferentes parámetros que repercuten en el comportamiento sísmico de las columnas de concreto reforzado, lo que se traduce en una buena o mala 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 (Rivera, 2005-a).

2.3.1.1. Capacidad de deformación de fluencia

Para el 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, como parámetros fundamentales para evaluar dicha capacidad de acuerdo a varios trabajos que se describirán más adelante.

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); de todas ellas, las más difundidas por ser simples de aplicar, son las debidas a Priestley (2000).

Panagiotakos y Fardis (2001)

En la investigación de Panagiotakos y Fardis (2001), se propone una expresión para determinar la capacidad de distorsión de fluencia en miembros de concreto reforzado. La expresión es la siguiente:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_s}{3} + 0.0025 + a_{sl} \frac{0.25 \varepsilon_y d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f'_c}} \quad (2.1)$$

donde, θ_y , es la capacidad de distorsión de fluencia; ϕ_y , es la curvatura de fluencia; L_s , es el claro de cortante; a_{sl} es un coeficiente que toma en cuenta el deslizamiento del acero longitudinal, es 1.0 sí se presenta el efecto y 0 sí no se presenta.

Priestley y Kowalsky (2000)

Priestley (2000), partiendo de análisis de curvas momento-curvatura, con una idealización bilineal, (figura 2.4), establece que la curvatura 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:

$$h_c \phi_y = 2.12 \varepsilon_y \quad (2.2)$$

sección circular:

$$D \phi_y = 2.45 \varepsilon_y \quad (2.3)$$

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

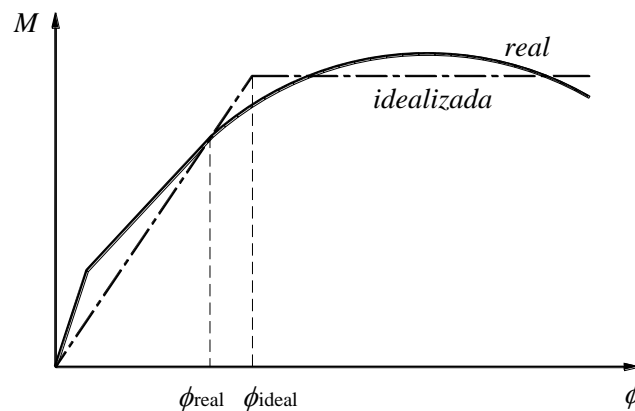


Figura 2.4 Curvas M- ϕ , real e ideal

Rivera (2005)

Como parte de un trabajo de Rivera (2005a), se desarrollaron expresiones para predecir de manera aproximada la capacidad de desplazamiento lateral de columnas de concreto reforzado, cuando ocurre la fluencia del refuerzo longitudinal.

A diferencia de las ecuaciones propuestas por Priestley (2000), las propuestas por Rivera (2005-a), toman en cuenta la altura de la sección y la cuantía de refuerzo longitudinal como se muestra en las siguientes expresiones:

sección rectangular:

$$\phi_y = 3.75 \frac{\varepsilon_y}{h_c} (0.30 + 10.52 \rho_l - 125 \rho_l^2) \quad (2.4)$$

sección circular:

$$\phi_y = 3.75 \frac{\varepsilon_y}{D} (0.34 + 11.22 \rho_l - 145.80 \rho_l^2) \quad (2.5)$$

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

2.3.1.2. Capacidad de deformación última

Se han propuesto expresiones para evaluar la capacidad de deformación última, como se describe en los trabajos de Razvi y Saatcioglu (1999), Panagiotakos y Fardis (2001), Sozen (2003), y Rivera (2005-a).

Panagiotakos y Fardis (2001)

En este trabajo también se proponen expresiones para determinar la capacidad de deformación última en términos de la distorsión, como se muestra en la ecuación (2.6).

$$\theta_u(\%) = \alpha_{st} \alpha_{cyc} \left(1 + \frac{a_{sl}}{2.3}\right) \left(1 - \frac{a_{wall}}{3}\right) (0.2^v) \left[\frac{\max\left(0.01, \frac{\rho' f'_y}{f'_c}\right)}{\max\left(0.01, \frac{\rho f_y}{f'_c}\right)} f'_c \right] \left(\frac{L_s}{h}\right)^{0.45} 1.1 \left(100 \alpha_{\rho_{sx}} \frac{f_{yh}}{f'_c}\right) (1.3^{\rho_d}) \quad (2.6)$$

donde, θ_u es la distorsión última; L_s es el claro de cortante; h es el peralte de la sección transversal; ρ y ρ' son las cuantías de refuerzo longitudinal a tensión y compresión, respectivamente; f_y y f'_y son el esfuerzo de fluencia del acero a tensión y compresión, respectivamente; f'_c es la resistencia a compresión del concreto; v es el nivel de carga axial $N/A_g f'_c$; a_{sl} es un coeficiente que toma en cuenta el deslizamiento del acero longitudinal, es 1.0 sí se presenta el efecto y 0 sí no se presenta; ρ_{sx} es la cuantía de acero transversal paralela a la dirección x de la carga; f_{yh} es el esfuerzo de fluencia del acero transversal; ρ_d es la cuantía de acero de refuerzo diagonal; a_{wall} es un coeficiente que es igual a 1 para muros de cortante y 0 para vigas o columnas; α_{st} es un coeficiente que depende del tipo de acero: igual a 1.5 para aceros rolados en caliente, 1.25 para aceros con tratamiento térmico y 0.8 para aceros trabajados en frío; α_{cyc} es un coeficiente que depende del tipo de carga lateral, igual a 1.0 para carga monótonica y a 0.6 para carga cíclica.

Kowalsky, et al. (1995)

El estudio realizado por Kowalsky, et al. (1995), se basa en el método de la estructura substituta, de acuerdo a este trabajo el refuerzo transversal debe ser diseñado para satisfacer los requerimientos por confinamiento y resistencia a cortante. Los requerimientos de confinamiento se obtienen de la ductilidad de desplazamiento requerida μ_Δ , a partir de ésta se obtiene la ductilidad de curvatura, μ_ϕ , que junto con la curvatura de fluencia, ϕ_y , se obtiene la curvatura última, ϕ_u ; la cual se afecta por la profundidad del eje neutro, c_u , para obtener la deformación máxima en la fibra extrema en compresión, ε_{cu} .

Finalmente, la relación entre la cuantía de acero transversal y la deformación máxima en la fibra extrema en compresión se basa en el método de “balance de energía” de Mander et al. (1988), simplificada por Chai et al. (1992), cuya expresión está dada por:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{sm}}{f'_{cc}} \quad (2.7)$$

La expresión anterior se puede escribir en términos de la deformación última como:

$$\rho_s = 0.74(\varepsilon_{cu} - 0.004) \frac{f'_{cc}}{f_{yh} \varepsilon_{sm}} \quad (2.8)$$

donde, f'_{cc} es la resistencia a compresión del concreto, de acuerdo al método de Mander et al. (1988); f_{yh} y ε_{sm} son el esfuerzo de fluencia y la deformación última del acero de refuerzo transversal, respectivamente.

Rivera (2005)

En el trabajo de Rivera (2005-a), se observó que la mayoría de los trabajos que existen para evaluar la capacidad de deformación última, 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, a parte de manejar una sola relación de aspecto.

En el trabajo de Rivera (2005-a), se desarrollaron expresiones 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, y una gama de relaciones de aspecto, y las características de detallado del refuerzo transversal.

Para columnas de sección rectangular y circular se propone la siguiente expresión:

$$\gamma(\%) = \frac{\Delta_u}{H} = \beta_0 + \lambda_e \frac{f_{yt}}{14f'_c} \left(\beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f'_c} \right) + \beta_3 \left(\frac{P}{A_g f'_c} \right) \quad (2.9)$$

donde, $\gamma(\%)$ es la capacidad de distorsión última; Δ_u representa la capacidad lateral de desplazamiento 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; λ_e es el confinamiento efectivo, $k_e \rho_s$ para sección rectangular, y ρ_{st} para sección circular; y f_{yt} es el esfuerzo de fluencia nominal para el refuerzo transversal.

Las constantes β_0 , β_1 , β_2 y β_3 , se evalúan en función de la carga axial a la que está sometida la columna y de su relación de aspecto, como se indica en el trabajo de Rivera (2005-a).

2.3.2. Demanda de desplazamiento lateral

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 general, los métodos aproximados pueden ser clasificados en tres grupos: métodos basados en linealización equivalente, métodos basados en factores de modificación de desplazamiento y métodos basados en factores de reducción de resistencia (Rivera, 2005-b).

2.3.2.1. 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, con relación a las del sistema elástico original.

La ecuación de movimiento de un SIGL con comportamiento histerético inelástico bajo una excitación sísmica está dada por:

$$\ddot{x} + 2\xi_0\omega_0\dot{x} + \frac{F(x)}{m} = -\ddot{x}_g \quad (2.10)$$

donde, x es el desplazamiento lateral relativo de la masa al suelo; \ddot{x}_g es la aceleración del suelo; y m , ξ_0 y $F(x)$ son la masa, el amortiguamiento y la fuerza restitutiva del sistema. La frecuencia circular de vibración, ω_0 , está dada por:

$$\omega_0^2 = \sqrt{\frac{k_0}{m}} = \frac{2\pi}{T} \quad (2.11)$$

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

En los métodos de linealización equivalente la máxima respuesta del sistema, cuya solución exacta se calcula con la ecuación (2.10), se obtiene de manera aproximada con la máxima respuesta de un sistema lineal equivalente cuya respuesta x_{eq} se calcula con la siguiente ecuación:

$$\ddot{x}_{eq} + 2\xi_{eq}\omega_{eq}\dot{x}_{eq} + \omega_{eq}^2x_{eq} = -\ddot{x}_g \quad (2.12)$$

donde, ξ_{eq} y ω_{eq} son el amortiguamiento viscoso y la frecuencia circular de vibración del sistema lineal equivalente, las cuales son más alta y más baja que los originales del sistema, respectivamente.

Los métodos que se analizaron en el estudio de Miranda y Ruíz (2002) fueron los de Rosenblueth y Herrera (1964), Gülkan y Sozen (1974), Iwan (1980), y Kowalsky (1994). En un estudio hecho por Rivera (2005 b), además de los anteriores, se analizaron los de Newmark y Rosenblueth (1971), y Pérez y Ordaz (1991). Cabe aclarar que estos métodos fueron planteados para suelos blandos.

Rosenblueth y Herrera (1964)

Este método es considerado como el primer método de linealización equivalente en proponer la rigidez secante k_s en la deformación última, para evaluar el periodo equivalente T_{eq} .

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

$$\frac{T_{eq}}{T} = \sqrt{\frac{k_0}{k_s}} = \sqrt{\frac{\mu}{1 - \alpha - \alpha\mu}} \quad (2.13)$$

donde, μ es la ductilidad de desplazamiento definida como la relación entre el máximo valor absoluto de la respuesta y el desplazamiento de fluencia. De manera similar, el amortiguamiento viscoso en el sistema elástico lineal equivalente está dado por:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{2}{\pi} \left[\frac{(1 - \alpha)(\mu - 1)}{\mu - \alpha\mu + \alpha\mu^2} \right] \quad (2.14)$$

para sistemas elastoplásticos ($\alpha = 0$) las ecuaciones (2.13) y (2.14) se reducen a:

$$\frac{T_{eq}}{T} = \sqrt{\frac{k_0}{k_s}} = \sqrt{\mu} \quad (2.15)$$

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{2}{\pi} (1 - \mu) \quad (2.16)$$

Gülkan y Sozen (1974)

Usando el modelo hysterético de Takeda (1970) y los resultados experimentales obtenidos de mesa vibradora de marcos de concreto reforzado, Gülkan y Sozen desarrollaron la siguiente ecuación empírica para calcular el amortiguamiento equivalente:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (2.17)$$

Iwan (1980)

Empleando un modelo hysterético derivado de una combinación de elementos elásticos y elementos de deslizamiento de Coulomb con resultados de análisis paso a paso y usando 12 registros sísmicos, Iwan derivó ecuaciones empíricas para estimar el periodo equivalente y la relación de amortiguamiento equivalente como sigue:

$$\frac{T_{eq}}{T} = 1 + 0.121(\mu - 1)^{0.939} \quad (2.18)$$

$$\xi_{eq} = \xi_0 + 0.0587(1 - \mu)^{0.371} \quad (2.19)$$

Kowalsky (1994)

Recientemente, Kowalsky empleó la rigidez secante asociada a la deformación máxima para definir el periodo equivalente junto con el modelo hysterético de Takeda (1970) para derivar una ecuación para el amortiguamiento viscoso equivalente. Para un factor de rigidez de descarga de 0.5 y para una rigidez inicial de post fluencia α , el amortiguamiento equivalente está dado por:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1 - \alpha}{\sqrt{\mu}} - \alpha\sqrt{\mu} \right) \quad (2.20)$$

Para sistemas con rigidez post fluencia igual a cero, la ecuación (2.20) se reduce a:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (2.21)$$

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 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:

$$T_{eq} = \frac{T}{\mu} \left[\frac{1}{3} + \frac{2}{3} \mu^{3/2} \right] \quad (2.22)$$

Mientras que el amortiguamiento equivalente se calcula con:

$$\xi_{eq} = \frac{\xi_0}{\mu} \left[\frac{1}{3} + \frac{2}{3} \mu^{3/2} \right] + \frac{1}{\pi\mu} [\mu - 1 - \ln \mu] \quad (2.23)$$

Pérez y Ordaz (1991)

Con base en una serie de calibraciones de las ecuaciones (2.22) y (2.23) 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 (2.23) por la siguiente expresión:

$$\xi_{eq} = \frac{\xi_0}{\mu} \left[\frac{1}{3} + \frac{2}{3} \mu^{3/2} \right] + \frac{4}{\pi\mu} [\mu - 1 - \ln \mu] \quad (2.24)$$

2.3.2.2. Métodos basados en factores de modificación de desplazamiento elástico

En los métodos basados en factores de modificación del desplazamiento elástico, el desplazamiento inelástico máximo, Δ_i , se estima como el producto del máximo desplazamiento de un sistema elástico lineal de 1 GDL, Δ_e , y del factor de amplificación de desplazamiento, C_μ , 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 esperada, μ , y en algunos casos, del desplazamiento máximo del terreno, $D_{m\acute{a}x}$. Lo anterior se expresa de la siguiente forma:

$$\Delta_i = C_\mu(T, T_g, \mu, D_{m\acute{a}x})\Delta_e \quad (2.25)$$

Algunos de los métodos revisados en un estudio hecho por Rivera (2005 b), son: Santa Ana (1996), Ruiz y Miranda (2004).

Santa Ana (1996)

En este estudio se dedujo una ecuación base para calcular los desplazamientos inelásticos, la cual está dada por:

$$C_\mu = \frac{\Delta_i}{\Delta_e} = 1 + a \left(\frac{T_g}{T} \right) - b \left(\frac{T_g}{T} \right) \exp \left[-c \left(\ln \frac{T}{T_g} - d \right)^2 \right] \quad (2.26)$$

Para la ecuación anterior 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.

Ruiz y Miranda (2004)

Se propone una ecuación no lineal para estimar el cociente de desplazamiento inelástico promedio \tilde{C}_μ , que es función del cociente T/T_g , del nivel de ductilidad, μ , y de los parámetros θ ; dicha ecuación está dada por:

$$\tilde{C}_\mu = 1 + (\mu - 1) \left[\theta_1 + \theta_2 \left(\frac{T}{T_g} \right)^{-4.2} \right] + \theta_3 (\mu - 1)^{0.5} \left(\frac{T_g}{T} \right) \exp \left[\left(2.3 - \frac{32}{\mu} \right) \left(\ln \left\{ \frac{T}{T_g} \right\} - 0.1 \right)^2 \right] - 0.08 \left(\frac{T_g}{T} \right) (\mu - 1) \exp \left[-70 \left(\ln \left(\frac{T}{T_g} - 0.67 \right) \right)^2 \right] \quad (2.27)$$

2.3.2.3. Métodos basados en factores de reducción de resistencia

También se han desarrollado otros procedimientos para asegurar un control de las deformaciones inelásticas de las estructuras, los cuales son por medio de factores de reducción de resistencia. Con este enfoque se estima la resistencia lateral necesaria para limitar las demandas de ductilidad a partir de espectros elásticos lineales.

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

$$R_\mu = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_i)} \quad (2.28)$$

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 del terreno.

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:

$$\Delta_i = \Delta_e \frac{\mu}{R_\mu} \quad (2.29)$$

Algunos de los métodos son: Miranda (1993), Miranda et al. (1996), Santa Ana (1996), Ordaz y Pérez (1998), y Arroyo y Terán (2002); los cuales se revisan con mayor detalle en un trabajo de Rivera (2005-b).

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 parámetros, con base en un análisis de regresión. En estas ecuaciones se tomaron en consideración los factores que afectan a R_μ como la ductilidad μ , el periodo de vibración del sistema T y el periodo de vibración del suelo T_g . Dichas ecuaciones están dadas por:

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \geq 1 \quad (2.30)$$

$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp \left[-3 \left(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right] \quad (2.31)$$

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 (2.30) para evaluar R_μ ; por otra parte se derivó la siguiente expresión para calcular ϕ :

$$\phi = 1 + \frac{1}{1.8 \left(\frac{T}{T_g}\right)} - 3.48 \exp \left[-2.17 \left(\frac{T}{T_g} - 0.95\right) - \exp \left(-2.17 \left(\frac{T}{T_g} - 0.95\right) \right) \right] \quad (2.32)$$

Santa Ana, FR (1996)

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

$$\phi = 1 + a \left(\frac{T_g}{T}\right) - b \left(\frac{T_g}{T}\right) \exp \left[-c \left(\ln \frac{T}{T_g} - d \right)^2 \right] \quad (2.33)$$

para dicha ecuación se ajustaron coeficientes para diferentes demandas de ductilidad, con base en 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 el estudio de Santa Ana (1996).

Ordaz y Pérez (1998)

En este estudio 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 del espectro de desplazamiento elástico, del desplazamiento máximo del terreno D_{max} , y de la demanda de ductilidad. Esta ecuación es de carácter más general, al ser aplicable para suelos blandos y suelos firmes, además de ser muy práctica para su aplicación. La ecuación está dada por:

$$R_{\mu}(T) = 1 + \left(\frac{D(T)}{D_{max}}\right)^{\beta(\mu)} (\mu - 1) \quad (2.34)$$

$$\beta(\mu) = 0.388(\mu - 1)^{0.173} \quad (2.35)$$

donde, $D(T)$ es la demanda de desplazamiento elástico para una estructura de periodo T .

Arroyo y Terán (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 de los periodos de la estructura (T) y del terreno (T_g), de su demanda máxima de ductilidad (μ) y de su coeficiente equivalente de amortiguamiento (ξ), tal como se ilustra en las siguientes ecuaciones:

$$R_{\mu\xi} = \frac{\left(\frac{T}{T_g}\right)^{\theta}}{0.175 + \left|\frac{T}{T_g} - 1\right|} (0.92\mu\xi^{0.17} + \xi - 0.6) + 1 \quad (2.36)$$

$$\theta = \frac{\mu^4}{2.5 + \mu^4} \quad (2.37)$$

2.4. Diseño por desplazamiento contra diseño por resistencia

Actualmente, el diseño sísmico en la mayoría de los reglamentos del mundo se rige por los principios de diseño basados en fuerza. En el diseño basado en fuerza, las fuerzas elásticas se estiman a través de periodos iniciales elásticos de la estructura y con base en un espectro de aceleración de diseño para un 5% de amortiguamiento. Los niveles de fuerza de diseño se reducen al dividirse por un factor de reducción de fuerza especificado en el reglamento, reflejando una capacidad de ductilidad.

Los desplazamientos se evalúan al final del proceso del diseño, basándose en las relaciones asumidas entre desplazamientos elásticos e inelásticos. Si se encuentra que los desplazamientos exceden la distorsión del reglamento, o los límites de deformación del material, entonces la rigidez de la estructura se ajustará, y se estiman nuevamente las demandas de fuerzas laterales.

Aunque el diseño basado en fuerza se considera uno de los mejores procedimientos de diseño sísmico usados en años recientes, hay muchos problemas con el procedimiento. Para examinar estos problemas, es necesario revisar de manera breve el procedimiento de diseño basado en fuerza, como se aplica en la actualidad en los reglamentos modernos de diseño sísmico. De acuerdo al trabajo de Priestley *et al* (2007), la secuencia de operaciones requeridas en el diseño sísmico basado en fuerza se resume en la figura 2.5.

1. La geometría estructural implica la estimación de los tamaños de los elementos. En muchos casos la geometría se establece sin las consideraciones sísmicas.
2. Se estiman las rigideces de los elementos, basándose en estimaciones preliminares del tamaño del elemento.
3. Basándose en las rigideces asumidas de los elementos, se calcula el periodo fundamental de la estructura o los periodos (análisis dinámico multi-modal).
4. El cortante basal de diseño $V_{Base,E}$, para la estructura correspondiente a la respuesta elástica sin tomar en cuenta la ductilidad, está dada por una ecuación de la forma:

$$V_{Base,E} = C_T I (g m_e) \quad (2.38)$$

donde, C_T es el coeficiente sísmico que depende de la intensidad del sismo, de la condición del suelo y del periodo T ; I es un factor de importancia que refleja los diferentes niveles de riesgo aceptable para diferentes funciones de la estructura; m_e es la masa efectiva; y g es la aceleración de la gravedad.

5. Se selecciona el factor de reducción de fuerza apropiado R_μ , correspondiente a la capacidad de ductilidad evaluada del sistema estructural y al material.

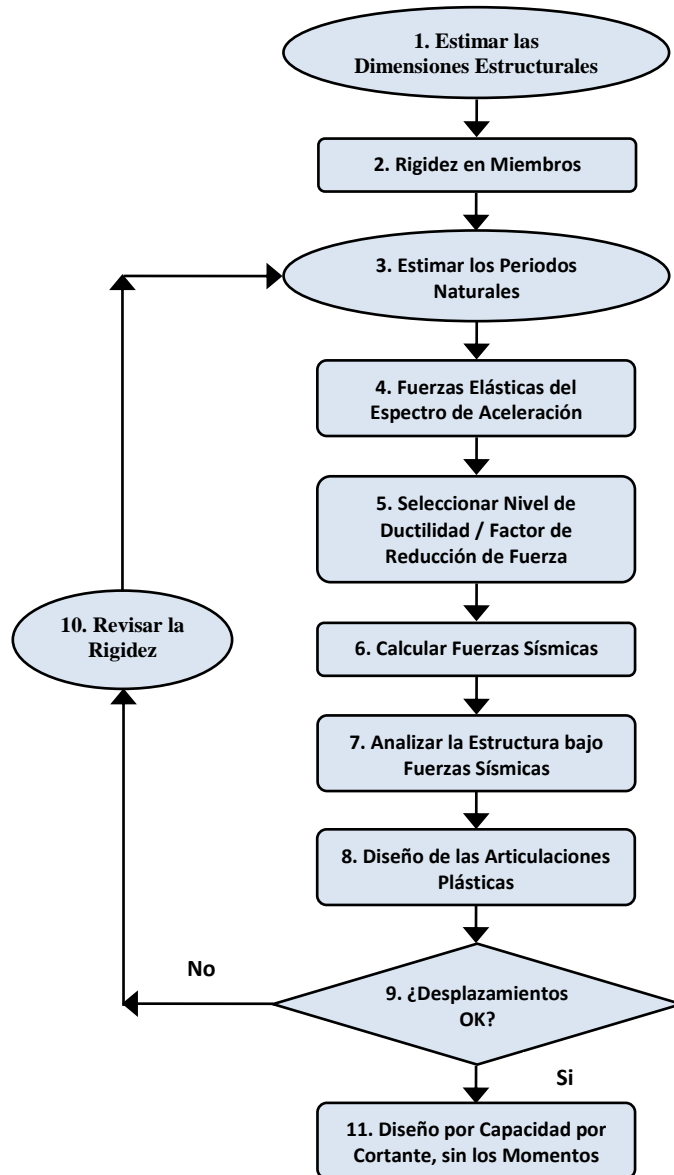


Figura 2.5 Secuencia de operaciones para el diseño sísmico basado en fuerza

6. La fuerza cortante basal de diseño se obtiene como:

$$V_{Base} = \frac{V_{Base,E}}{R_{\mu}} \quad (2.39)$$

La fuerza cortante basal se distribuye a las diferentes partes de la estructura para aplicar el vector de fuerzas sísmico. La fuerza sísmica total se distribuye entre los diferentes elementos resistentes de fuerza lateral en proporción a su rigidez elástica.

7. La estructura se analiza bajo el vector de fuerzas de diseño sísmico lateral y se determinan las capacidades de momento necesarias en las articulaciones plásticas. Los valores del diseño final dependerán de las rigideces de los elementos.
8. El diseño estructural de las secciones de los elementos en las zonas de articulación plástica se lleva a cabo y estiman los desplazamientos laterales bajo la acción sísmica.
9. Los desplazamientos se comparan con los límites de desplazamiento que se indican en los reglamentos de diseño sísmico.
10. Sí los desplazamientos calculados exceden de los límites indicados en los reglamentos, se rediseña la estructura. Normalmente se incrementan los tamaños de los elementos o se incrementa su rigidez.
11. Sí los desplazamientos son satisfactorios, el paso final del diseño es determinar la resistencia requerida de los miembros que no están sujetos a articulaciones plásticas, mediante el proceso conocido como diseño por capacidad.

2.4.1. Interdependencia de rigidez y resistencia

Un problema fundamental con el diseño basado en fuerza, es la selección de la rigidez apropiada de los elementos. Se deben suponer las dimensiones de las secciones antes de que las fuerzas de diseño sísmico se determinen. Estas fuerzas se distribuyen entre los elementos en proporción de su rigidez propuesta. Se observa claramente que si las dimensiones propuestas al inicio de los elementos se modifican, las fuerzas de diseño calculadas no serán válidas y se tendrán que recalcular, lo que en raras ocasiones se lleva a cabo.

En estructuras de concreto reforzado, es muy importante la forma en que se calcula la rigidez de los elementos de manera individual. La rigidez de un componente o elemento de una estructura se basa algunas veces en la rigidez de la sección gruesa, y algunas veces se basa en la rigidez reducida para representar la fluencia de agrietamiento. Una propuesta común es el 50% de la rigidez de la sección gruesa, aunque algunos reglamentos especifican rigideces que dependen del tipo de elemento o de la carga axial.

Independientemente de las suposiciones que se hagan, la rigidez de los elementos se asume tradicionalmente como independiente de la resistencia, para una sección dada. Para examinar esta suposición, considere la rigidez a flexión la cual puede ser estimada adecuadamente de la relación momento-curvatura de acuerdo con la ecuación de viga:

$$EI = \frac{M_N}{\phi_y} \quad (2.40)$$

donde, M_N es la capacidad a momento nominal, y ϕ_y es la curvatura de fluencia basada en la representación bilineal equivalente de la curva momento-curvatura. La suposición de que la rigidez de un elemento sea constante implica que la curvatura de fluencia sea directamente proporcional a la resistencia a flexión, como se muestra en la figura 2.6(a). Análisis detallados, y evidencias experimentales muestran que la suposición anterior es inválida, en dichos análisis se muestra que la rigidez es esencialmente proporcional a la resistencia, y la curvatura de fluencia es esencialmente independiente de la resistencia, para una sección dada, como se muestra en la figura 2.6(b).

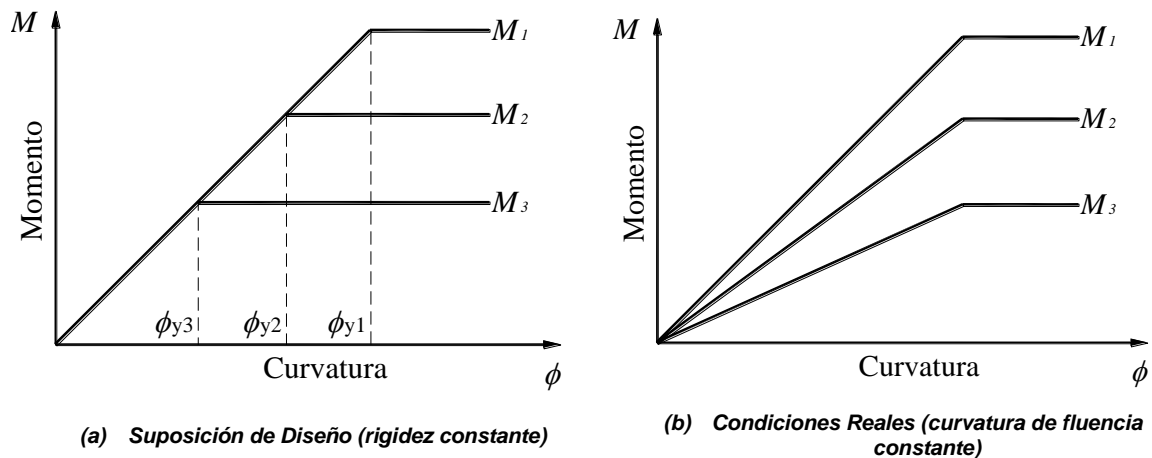


Figura 2.6 Influencia de resistencia en la relación momento curvatura

2.4.2. Cálculo del Periodo

Para una estructura representada como un S1GL, el periodo fundamental está dado por:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{K}} \quad (2.41)$$

donde, m_e es la masa sísmica efectiva (normalmente se toma como la masa total).

En algunos reglamentos el periodo fundamental se especifica en función de la altura, independiente de la rigidez del elemento, de la distribución de la masa, o de la geometría estructural. La forma más típica de esta ecuación está dada por:

$$T = C_1(H_n)^{0.75} \quad (2.42)$$

donde C_1 depende del sistema estructural, H_n es la altura de la estructura.

Como se puede observar, la gran variación en el cálculo de los periodos puede resultar como consecuencia de las diferentes suposiciones para estimar la rigidez de los elementos. Cuando ecuaciones dependen de la altura de la estructura, como ocurre en la mayoría de los reglamentos, las variaciones resultan mayores.

Generalmente se suele diseñar sin el conocimiento del periodo de vibración de la estructura, lo que lleva a utilizar el mayor coeficiente sísmico del espectro de aceleración y no el correspondiente al periodo de vibración aproximado del puente. Esta situación también contribuye a que los puentes puedan tener un margen de seguridad elevado con cantidades de material innecesarias.

2.4.3. Capacidad de ductilidad y factores de reducción de fuerza (“factor de comportamiento sísmico”)

La figura 2.7 representa las envolventes fuerza-desplazamiento sísmicas elasto-plástico idealizadas de tres estructuras de puentes simples de igual masa y rigidez elástica, pero de diferente resistencia. Como se discutió en la sección 2.4.1 (figura 2.6), la suposición de rigidez igual, pero diferente resistencia no es compatible con las propiedades de las secciones con dimensiones iguales, y se adopta aquí para facilitar la discusión. De acuerdo a la aproximación de “igual desplazamiento”, cada estructura estará sujeta al mismo desplazamiento máximo $\Delta_{m\acute{a}x}$.

La figura 2.7 permite introducir los conceptos de “factores de reducción de fuerza” y “ductilidad”, los cuales son herramientas fundamentales en el diseño sísmico actual. Para una estructura con respuesta elástica lineal para el sismo de diseño, la fuerza máxima desarrollada en el máximo desplazamiento es F_{el} . La estructura se etiqueta como 1. Las estructuras 2 y 3 son diseñadas para niveles de resistencia última reducida de F_{R2} y F_{R3} , donde las resistencias se relacionan al nivel de respuestas elástica por los factores de reducción de fuerza.

$$F_{R2} = \frac{F_{el}}{R_2} \qquad F_{R3} = \frac{F_{el}}{R_3} \qquad (2.43)$$

La “ductilidad” puede relacionar cualquier medida de deformación (desplazamiento, curvatura) y es la relación entre la deformación máxima y la de fluencia. En este contexto, la “máxima deformación” podría significar la máxima deformación esperada, en tal caso se usará el término de capacidad de ductilidad. En el caso de la figura 2.7, el desplazamiento lateral es la medida de la deformación, y los factores de ductilidad de desplazamiento para los dos sistemas inelásticos son:

$$F_{R2} = \frac{F_{el}}{R_2} \qquad F_{R3} = \frac{F_{el}}{R_3} \qquad (2.44)$$

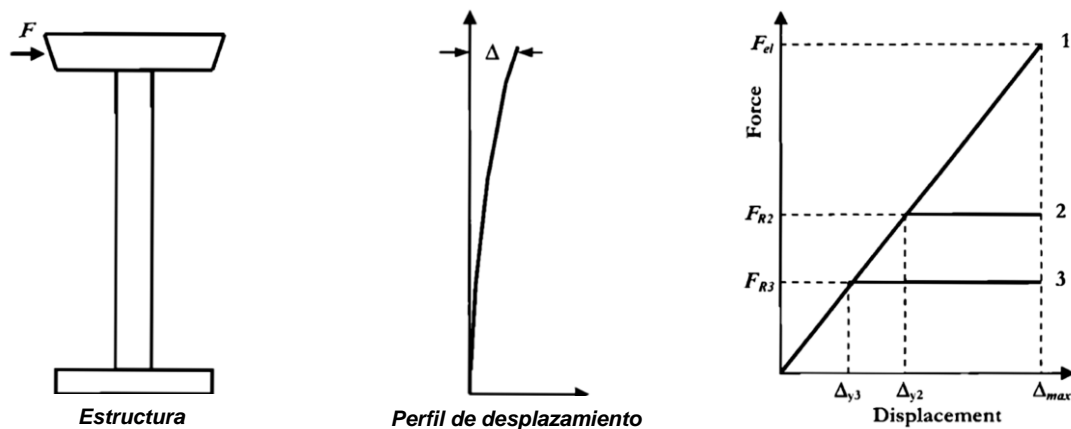


Figura 2.7 Respuesta sísmica fuerza-desplazamiento de sistemas elásticos e inelásticos

Por lo tanto, para la aproximación de “igual desplazamiento”, el factor de ductilidad de desplazamiento es igual al factor de reducción de fuerza.

Una importante conclusión que se puede hacer con base a la figura 2.7 es que, para sistemas inelásticos la resistencia es menos importante que el desplazamiento. Esto es obvio, dado que la resistencia F_{R2} y F_{R3} tienen poca influencia en el desplazamiento final $\Delta_{m\acute{a}x}$. Debería por lo tanto

parecer más lógico usar el desplazamiento como la base para el diseño. Para sistemas elásticos, es exactamente equivalente usar desplazamiento o fuerza como la cantidad de diseño fundamental. Esto se ilustra en la figura 2.8, donde el sismo de diseño, para un sitio de suelo firme se representa por ambos espectros aceleración (figura 2.8(a)) y desplazamiento (figura 2.8(b)).

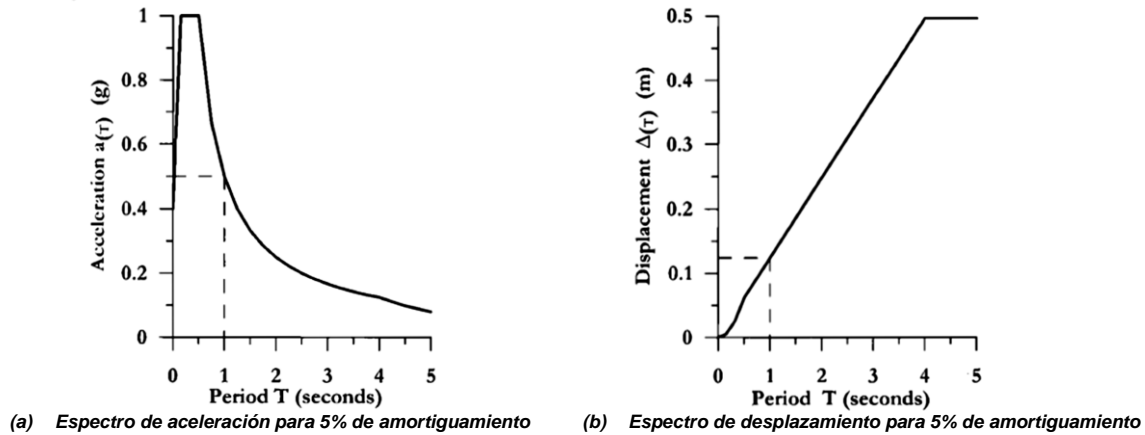


Figura 2.8 Espectro de aceleración y desplazamiento para suelo firme (0.4g)

En ambos casos el periodo elástico se debe calcular primero, pero se ha visto que trabajando el espectro de desplazamiento se requiere un paso menos de cálculo que trabajando del espectro de aceleración, dado que la masa no se requiere una vez que el periodo se ha calculado. Aunque ambos procedimientos son directamente equivalentes, se ha visto que usando la respuesta de desplazamiento en lugar de la respuesta de aceleración serían las bases más lógicas para el diseño de sistemas elásticos, así como el de sistemas inelásticos.

2.4.4. Ductilidad de sistemas estructurales

Un principio del diseño basado en fuerza, como se práctica actualmente, es que la capacidad de ductilidad es única, y por consiguiente las factores de reducción que se pueden asignar a los diferentes sistemas estructurales son únicos. Así los factores de reducción de fuerza de 6 y 4 tal vez se asignen a estructuras de marcos y muros de concreto reforzado, respectivamente, y a los puentes de concreto reforzado tal vez se les asigne un valor de 3. Los reglamentos proporcionan diferentes factores de reducción de fuerza para materiales y sistemas idénticos. Sin embargo, éstos no consideran cómo las demandas de ductilidad y las fuerzas se desarrollarán para el sistema estructural y no toman en cuenta que en muchas ocasiones la demanda de ductilidad es menor que la capacidad de ductilidad.

Un ejemplo de la influencia de la geometría estructural sobre la capacidad de desplazamiento se muestra en la figura 2.9, en la cual compara la capacidad de ductilidad de dos columnas de puentes con secciones transversales idénticas, cargas axiales y detallado de refuerzo, pero con diferente altura. Las dos columnas tienen la misma curvatura de fluencia ϕ_y , y la misma curvatura última ϕ_u y por consiguiente el mismo factor de ductilidad de curvatura $\mu_\phi = \phi_u/\phi_y$.

La capacidad de ductilidad de desplazamiento está dada por:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = 1 + 3 \frac{\phi_p L_p}{\phi_y H} \quad (2.45)$$

donde, H es la altura efectiva, $\Delta_y = \phi_y H^2 / 3$ es el desplazamiento de fluencia, $\Delta_p = \phi_p L_p H$ es el desplazamiento plástico, $\phi_p = \phi_u - \phi_y$ es la capacidad de curvatura plástica, y L_p es la longitud de articulación plástica.

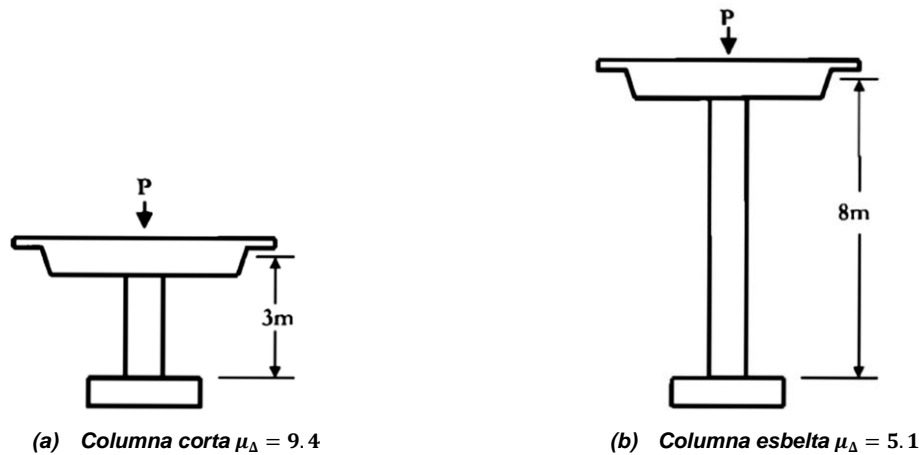


Figura 2.9 Influencia de la altura sobre la capacidad de ductilidad de desplazamiento de columnas circulares

De acuerdo a la ecuación (2.45), la columna corta de la figura 2.9(a) tiene una capacidad de ductilidad de desplazamiento de $\mu_{\Delta} = 9.4$, mientras para la columna esbelta de la figura 2.9(b) es de $\mu_{\Delta} = 5.1$. Es claro que el concepto de capacidad de ductilidad de desplazamiento uniforme, y por consiguiente de un factor de reducción de fuerza constante es inapropiado para esta simple estructura.

2.4.5. Relación entre resistencia y demanda de ductilidad

Una suposición común en el diseño basado en fuerza es que incrementando la resistencia de una estructura (mediante la reducción del factor de reducción de fuerza o “factor de comportamiento sísmico”) mejorará su seguridad. El argumento se presentó mediante la figura 2.7, de la cual la gráfica fuerza-deformación se muestra de nuevo en la figura 2.10. Usando la suposición común del diseño basado en fuerza de que la rigidez es independiente de la resistencia, para una sección dada, se ve que el incremento de resistencia S_1 a S_2 reduce la demanda de ductilidad, a partir de que el desplazamiento final permanece básicamente constante (se asume la aproximación de “desplazamiento igual”), mientras el desplazamiento de fluencia se incrementa. Se observó en la figura 2.6, que esta suposición no es válida; sin embargo, se seguirá suponiendo así, ya que es esencial para el argumento de que incrementando la resistencia se reduce el daño.

Se han identificado tres defectos en este razonamiento: 1) La rigidez no es independiente de la resistencia; 2) La aproximación “igual desplazamiento” no es válida; y 3) No es posible definir una capacidad de ductilidad única para un tipo estructural.

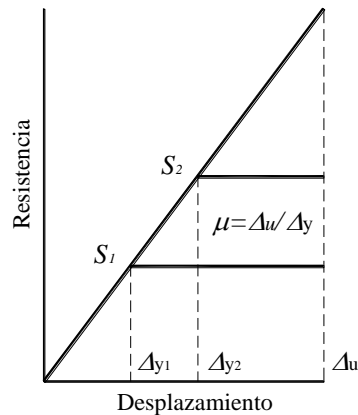


Figura 2.10 Resistencia vs Ductilidad

2.4.6. Estructuras con distribuciones de carga dual (elástica e inelástica)

Una deficiencia más seria del diseño basado en resistencia es evidente en estructuras en las que poseen más de una distribución de carga sísmica, una de las cuales permanece elástica mientras las otras permanecen inelásticas en el nivel del sismo de diseño. Un ejemplo común es el puente de la figura 2.11(a), cuando está sujeto a excitación sísmica transversal. La resistencia sísmica primaria está proporcionada por la flexión de las pilas, las cuales se diseñan para una respuesta inelástica. Sin embargo, si los estribos (apoyos), se restringen en la dirección transversal al desplazamiento lateral, la superestructura también desarrolla flexión. La filosofía de diseño actual requiere que la superestructura responda elásticamente. La consecuencia es que una porción de las fuerzas de inercia sísmicas desarrolladas en la losa se transmiten a la cimentación de las pilas mediante la flexión de la columna (distribución 1 de la figura 2.11(b)), y el resto se transmite como reacciones en los estribos (apoyos) mediante la flexión de la superestructura (distribución 2). Basándose en un análisis elástico la rigidez elástica relativa de las dos distribuciones de carga se indican mediante las dos líneas punteadas de la figura 2.11(b), lo que implica que la flexión de la columna (distribución 1) se lleva la mayor parte de la fuerza sísmica. Un factor de reducción de fuerza se aplica y se determinan las fuerzas de diseño.

La respuesta inelástica de la resistencia combinada de las columnas se muestra ahora mediante la línea sólida (distribución 3 en la figura 2.11(b)) y sobre la base del criterio de igual desplazamiento se supone que el desplazamiento máximo es $\Delta_{m\acute{a}x}$, el valor previsto mediante el análisis elástico. Si la superestructura se diseña para la fuerza desarrollada en la distribución 2 en el desplazamiento de fluencia de la columna, sería subdiseñada, así que las fuerzas en esta distribución, las cuales requieren estar en el rango elástico, continúan aumentando con el incremento del desplazamiento. Por lo tanto el momento a flexión en la superestructura, y las reacciones en los estribos A y E no se reducirán por la articulación de la columna, y no se recomienda utilizar algún factor de reducción de fuerza en su diseño.

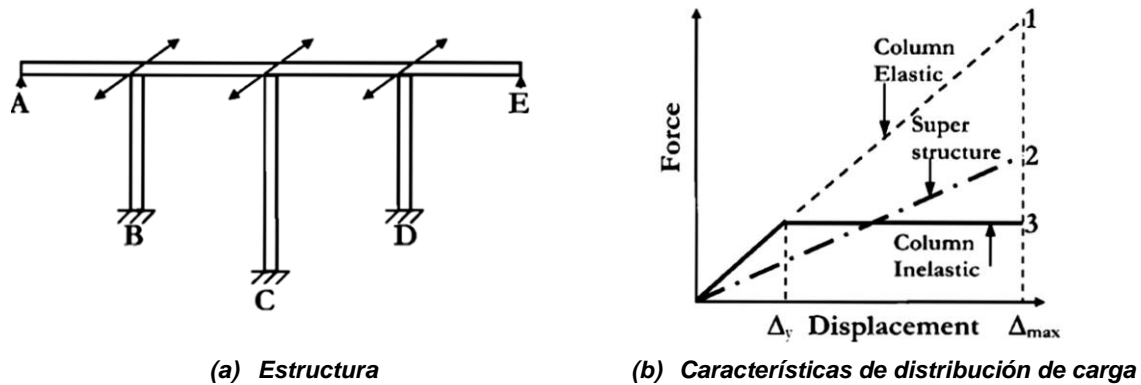


Figura 2.11 Puente con distribuciones de carga dual sobre la excitación transversal

También es probable que el desplazamiento en la respuesta máxima difiera, significativamente, del elástico inicial, así que el desplazamiento máximo, el amortiguamiento efectivo del sistema serán menores que los esperados, como el amortiguamiento efectivo está únicamente asociado con la distribución de carga 3, lo cual lleva a menos del 50% de la fuerza sísmica en la respuesta del máximo desplazamiento en dicho ejemplo, esto quizá cause un incremento en los desplazamientos. Por otro lado, la mayor resistencia asociada con el incremento de rigidez post-fluencia de la carga de distribución 2 quizá resulte en la demanda de desplazamiento reducida. Los métodos de análisis elásticos y de factores de reducción de fuerza no dan recomendaciones para estas consideraciones.

2.4.7. Relación entre demanda de desplazamiento elástico e inelástico

El diseño basado en fuerza requiere de suposiciones para determinar la respuesta de desplazamiento máximo, la suposición más común es la aproximación de “igual desplazamiento”, la cual establece que el desplazamiento del sistema inelástico es el mismo que el del sistema equivalente con la misma rigidez elástica, y resistencia ilimitada (figura 2.7). Por lo tanto, de acuerdo a la figura 2.8, el desplazamiento de diseño se estima como:

$$\Delta_{m\acute{a}x,d\acute{u}ctil} = \Delta_{m\acute{a}x,el\acute{a}stico} = \frac{T^2}{4\pi^2} a_{(T)}g \quad (2.46)$$

Como se puede observar el procedimiento de diseño basado en fuerza estima la respuesta de desplazamiento inelástico basándose en la respuesta de desplazamiento elástico. La relación que se ilustra para el sistema de muros en la figura 2.12 usa la regla de “igual desplazamiento”, por lo cual el desplazamiento inelástico se asume igual al desplazamiento elástico. Esta es la aproximación adoptada del Eurocódigo 8 (1998). En Estados Unidos se utiliza una relación diferente por lo que el desplazamiento inelástico se estima para que sea menor que el desplazamiento elástico, mientras en Japón ocurre lo contrario ya que a través del principio de “igualdad de energías” entre una respuesta elástica y una respuesta inelástica, el desplazamiento inelástico es mayor que el desplazamiento elástico. En realidad, la relación entre desplazamientos elásticos e inelásticos debe depender de las propiedades histeréticas de la estructura que se considere. Por ejemplo, sí se considera el comportamiento de dos marcos resistentes a momento con la misma resistencia, rigidez y masa, la única diferencia es que uno está formado con elementos de acero y el otro con elementos de concreto reforzado. Como el periodo inicial de las estructuras es el mismo, la regla de “igual-desplazamiento” predecirá el mismo desplazamiento para los dos sistemas. Sin embargo, se sabe que los marcos de acero disipan considerablemente más energía histerética que los marcos de

concreto y como tal, el desplazamiento inelástico del marco de concreto será menor que el del marco de acero. Esto demuestra que la relación entre desplazamiento elástico e inelástico debe considerar las propiedades histeréticas de la estructura.

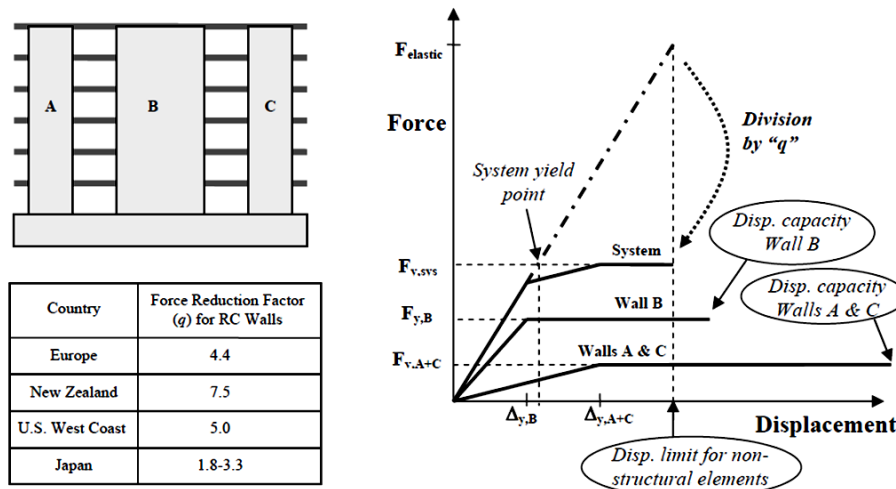


Figura 2.12 Respuesta de una estructura de concreto reforzado con muros de diferente longitud

Se ha visto que el diseño basado en resistencia no ofrece la transparencia suficiente para analizar de mejor manera la respuesta inelástica de los puentes, por lo que los parámetros representativos para llevar a cabo dicha respuesta se detallan de forma más explícita en un diseño basado en desplazamiento. La ventaja que se tiene con los métodos basados en desplazamiento respecto a los basados en resistencia, es que a partir del nivel de desempeño deseado del puente, se puede proporcionar el tamaño y refuerzo de la columna óptimos para satisfacer dicho nivel de desempeño. Tal vez la desventaja que exista con estos métodos es que se requieren de varias iteraciones para llegar a la solución final debido al refinamiento del proceso de diseño.

III. Métodos Basados en Desplazamiento

Una de las vertientes del diseño por desempeño es el basado en desplazamiento, que de acuerdo a Sullivan *et al.* (2003), en la literatura se han propuesto diversos métodos de diseño basado en desplazamiento con diferentes enfoques: diseño basado en desplazamiento directo (Priestley *et al.*, 2000), espectro del punto de fluencia (Aschheim y Black, 2000), espectro de capacidad (Freeman, 1998), espectro inelástico (Chopra y Goel, 2001), entre otros. En la tabla 3.1 se presenta una matriz de estos métodos con sus diferentes enfoques, en la cual se indica por un lado los procedimientos para estimar la deformación de la estructura (DCB, IDSB y DDSB) y por el otro los diversos criterios que utilizan estos métodos para evaluar la demanda sísmica (espectros de respuesta e integración directa).

3.1. Organización de los procedimientos de diseño

De acuerdo a Sullivan *et al.* (2003) y a la Fib (2003), existen varios criterios que pueden ser usados para organizar los diferentes procedimientos de diseño basados en desplazamiento. En el presente trabajo se destacan dos de ellos: 1) El papel que desempeña el desplazamiento en el proceso de diseño y 2) El tipo de análisis usado en el proceso de diseño. Dichos criterios se definen a continuación.

3.1.1. Papel del desplazamiento en el proceso de diseño

Los diferentes procedimientos de diseño se pueden agrupar dentro de una de las tres categorías básicas basadas en el papel que la deformación desempeña el proceso de diseño. Las tres categorías son descritas como: 1) Basado en el cálculo de la deformación (DCB, *Deformation-Calculation Based*), 2) Basado en la especificación de la deformación iterativa (IDSB, *Iterative Deformation-Specification Based*), y 3) Basado en la especificación de la deformación directa (DDSB, *Direct Deformation-Specification Based*).

3.1.1.1. Basados en el cálculo de la deformación (DCB)

Los métodos DCB involucran el cálculo del desplazamiento máximo esperado para un sistema estructural ya diseñado. El detallado se proporciona de manera que la capacidad de desplazamiento del sistema y sus componentes excedan el desplazamiento máximo calculado. Como resultado, no se intenta inducir un cambio en el sistema para alterar la demanda de desplazamiento máxima, sino más bien, la demanda se toma como una cantidad de diseño la cual se logra con el detallado adecuado.

3.1.1.2. Basados en la especificación de la deformación iterativa (IDSB)

Los métodos IDSB son similares a los métodos DCB en que ellos involucran el análisis de un sistema ya diseñado para evaluar el desplazamiento máximo esperado. Sin embargo, a diferencia de los métodos DCB, se obliga un límite para el desplazamiento máximo, y como resultado, los cambios son hechos al sistema estructural de tal forma que los desplazamientos del análisis se mantienen por debajo del límite especificado, y por ello la naturaleza iterativa del proceso.

3.1.1.3. Basados en la especificación de la deformación directa (DDSB)

Los métodos DDSB utilizan como un punto inicial un desplazamiento objetivo predefinido. El diseño de la estructura luego progresa de una manera directa con la que el resultado final es la resistencia requerida, y por lo tanto de la rigidez, para alcanzar el desplazamiento objetivo sobre el nivel de sismo de diseño. Estos procedimientos no son iterativos, y no requieren un diseño preliminar.

3.1.2. Tipo de análisis usado en el proceso de diseño

El segundo criterio usado para clasificar los métodos relaciona al tipo de análisis usado en el proceso de diseño. Los métodos han sido agrupados en tres categorías las cuales se definen a continuación:

3.1.2.1. Espectro de respuesta basado en la rigidez inicial

Los procedimientos basados en la rigidez inicial utilizan la rigidez elástica (o una variación de esta) acoplada con aproximaciones entre la respuesta elástica y la inelástica, como la aproximación de igual desplazamiento u otras relaciones $R - \mu - T$ para evaluar la máxima respuesta.

3.1.2.2. Espectro de respuesta basado en la rigidez secante

Los procedimientos basados en la rigidez inicial utilizan la rigidez secante para el nivel de la respuesta máxima y el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente para caracterizar la respuesta no lineal de los sistemas estructurales.

3.1.2.3. Basados en análisis de historia del tiempo

Los métodos de historia en el tiempo resuelven las ecuaciones de movimiento por integración directa para una historia del tiempo específica de un sismo para evaluar la máxima respuesta. El análisis puede ser elástico o inelástico. Los análisis se pueden basar en modelos de fibra donde los distintos materiales que comprende el sistema estructural asumen una respuesta no lineal.

Tabla 3.1 Métodos de Diseño Basado en Desplazamiento

	Basados en el Cálculo de la Deformación (DCB)	Basados en la Especificación de la Deformación Iterativa (IDSB)	Basados en la Especificación de la Deformación Directa (DDSB)
Espectro de Respuesta: Basado en la Rigidez Inicial	Moehle [1992] FEMA [1997] UBC ¹ [1997] Panagiotakos and Fardis [1999] Albanesi et al. [2000] Fajfar [2000]	Browning [2001]	SEAOC [1999] Aschheim and Black [2000] Chopra and Goel [2001]

	Basados en el Cálculo de la Deformación (DCB)	Basados en la Especificación de la Deformación Iterativa (IDSB)	Basados en la Especificación de la Deformación Directa (DDSB)
Espectro de Respuesta: Basado en la Rigidez Secante	<p>Freeman [1998]</p> <p>ATC [1996]</p> <p>Paret et al. [1996]</p> <p>Chopra and Goel [1999]</p>	Gulkan and Sozen [1974]	<p>Kowalsky [1995]</p> <p>SEAOC [1999]</p> <p>Priestley and Kowalsky [2000]</p>
Integración Directa: Basada en Análisis de Historia de Tiempo	Kappos and Manafpour [2000]	No Aplica	No Aplica

3.2. Panagiotakos y Fardis (1999)

Este método, por sus siglas en inglés ISDC (*Initial Stiffness Deformation Control*), se basa en el cálculo de la deformación usando la rigidez inicial con el espectro de respuesta. El procedimiento general se ilustra en el diagrama de flujo de la figura 3.1 y consta de los siguientes seis pasos:

1. Detallado del refuerzo longitudinal en regiones de articulación plástica para cargas no sísmicas y cargas sísmicas en el nivel de servicio.
2. Diseño por flexión. Este paso consiste en el proporcionamiento basado en el diseño por capacidad del refuerzo vertical de columnas, sobre la base que ya se proporcionó (en el paso 1) el refuerzo longitudinal.
3. Diseño por cortante. En este paso, todos los miembros son diseñados por cortante de acuerdo con los principios del diseño por capacidad.
4. Estimación de las deformaciones inelásticas máximas del elemento para un nivel de sismo de “seguridad de vida”.
5. Detallado del refuerzo para resistir las demandas de deformación inelástica. Este paso envuelve el detallado del refuerzo transversal en regiones de articulación plástica para las demandas de deformación inelástica evaluadas en el paso 4. Se observa también que se requieren cambios en el refuerzo longitudinal requerido.
6. Diseño de las uniones viga-columna.

El método permite la revisión de una ductilidad objetivo (igual a 1.0) para un sismo frecuente (equivalente a un sismo EQ-I según el código SEAOC) y se requiere que las rotaciones inelásticas permisibles no se excedan para un sismo muy raro (SEAOC EQ-IV).

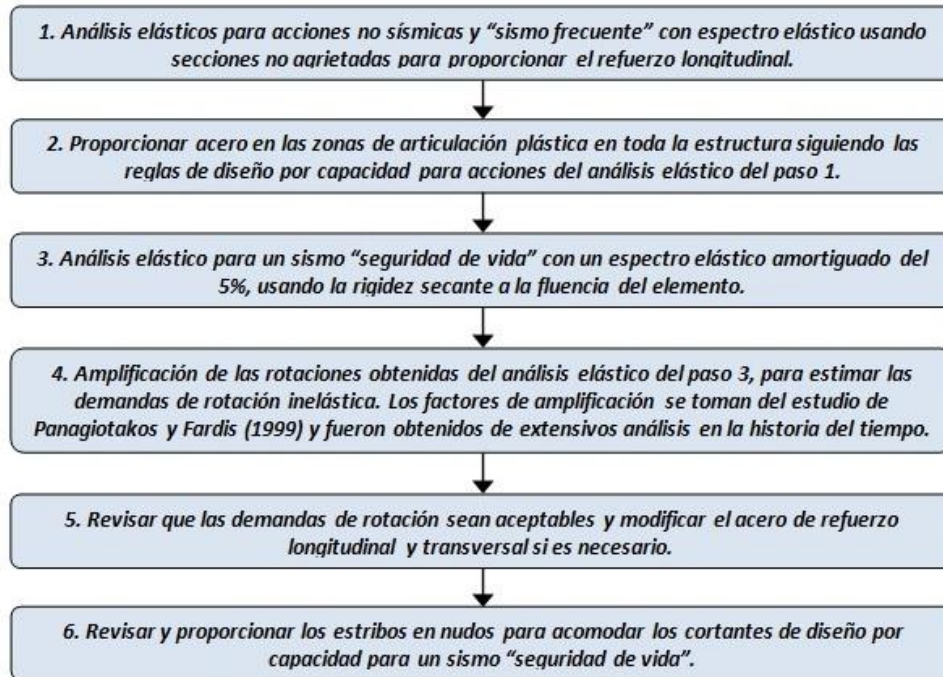


Figura 3.1 Diagrama de flujo del método de Panagiotakos y Fardis (1999)

3.3. Browning (2001)

El método propuesto por Browning (2001), ISIP (*Initial Stiffness Iterative Proportioning*), es un método propuesto para estructuras de concreto reforzado. Usando un espectro de respuesta de desplazamiento lineal que se define para un sitio en particular, la resistencia sísmica de una estructura se puede asegurar al satisfacer un simple criterio de periodo objetivo. El concepto fundamental del procedimiento es controlar la distorsión esperada en una estructura sujeta al movimiento fuerte del suelo. La distorsión es controlada al definir un periodo máximo calculado dependiendo de la sismicidad regional y el daño aceptable.

El método ISIP es relativamente rápido y simple de usar, aunque Browning (2001) manifiesta que sólo es aplicable a marcos de concreto reforzado regulares. Ni las demandas de rotación inelástica ni los límites de ductilidad se controlan en el proceso de diseño.

El diagrama de flujo del método de proporcionamiento se muestra en la figura 3.2 y comprende los siguientes seis pasos:

1. Selección del periodo objetivo máximo deseable usando una relación específica o supuesta entre la distorsión tolerable y el periodo de la estructura. En la ecuación 3.1, D_t representa la distorsión promedio objetivo, F_p representa el factor de participación del primer modo, y c representa la meseta del espectro de respuesta para un 5% de amortiguamiento.

$$T_t \leq \frac{D_t}{F_p c \sqrt{2}} \quad (3.1)$$

2. Selección preliminar de secciones basadas en los requisitos de diseño por cargas gravitacionales o en la experiencia.
3. Ajuste, si es necesario, del tamaño de las secciones dependiendo de la comparación de los periodos máximo requerido (T_t), y el calculado (T_i).
4. Comparación de la resistencia cortante basal (V_b), con respecto a una mínima aceptable (C_y).
5. Comparación de resistencias relativas de las columnas y vigas.
6. Selección del detallado estructural compatible con la máxima distorsión tolerable.

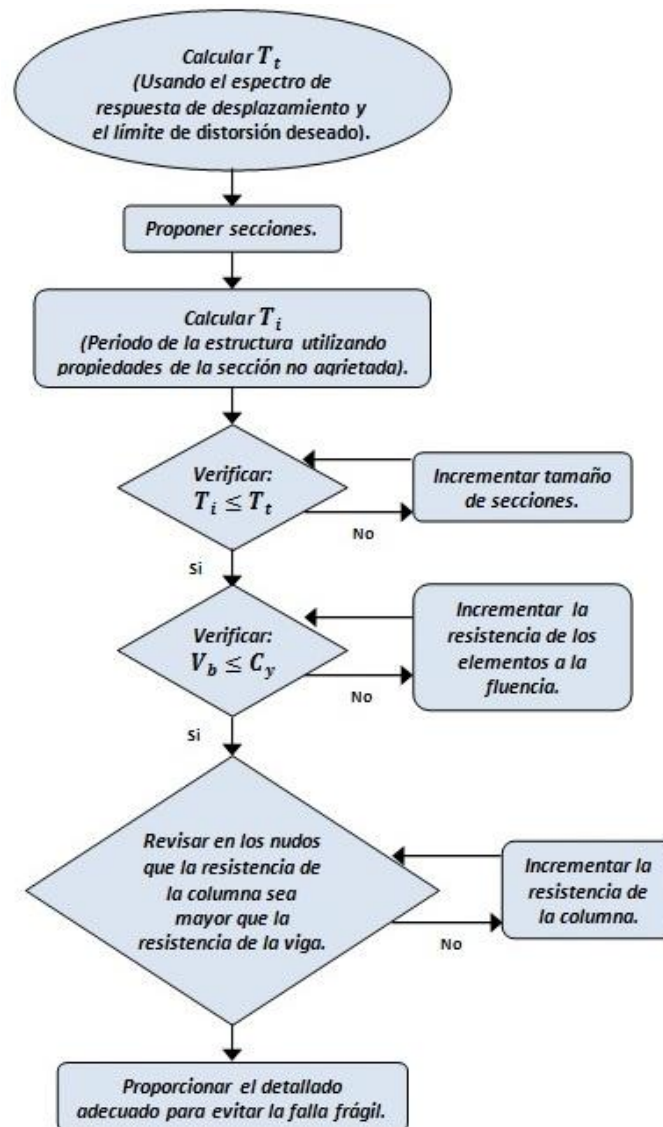


Figura 3.2 Diagrama de flujo del método de Browning (2001)

3.4. Aschheim y Black (2000)

El método del espectro del punto de fluencia presentado por Aschheim y Black (2000), YPS (*Yield Point Spectra for Seismic Design*), permite diseñar para un número de criterios de desempeño de manera relativamente rápida. Como se ilustra en la figura 3.3 y en el diagrama de flujo de la figura 3.4, el método involucra el desarrollo del espectro del punto de fluencia, el cual se utiliza para definir una región de diseño permisible considerando la distorsión objetivo y los valores de ductilidad.

El espectro del punto de fluencia grafica los puntos de fluencia para osciladores, teniendo la ductilidad de desplazamiento como una constante para un rango de periodos del oscilador, al considerar la resistencia de fluencia y el desplazamiento de fluencia sobre los ejes correspondientes a la ordenada y la abscisa, respectivamente. Aschheim y Black (2000) sugieren que las resistencias de fluencia correspondientes a ductilidades de desplazamiento especificadas, se pueden determinar de manera aproximada, del espectro elástico usando relaciones $R - \mu - T$ como las definidas por Miranda y Bertero (1994).

Las relaciones $R - \mu - T$ también pueden ser usadas para obtener los desplazamientos correspondientes a las ductilidades de desplazamiento especificadas. Sin embargo, los diseñadores deben notar que el espectro del punto de fluencia es una gráfica de los coeficientes de resistencia de fluencia inelástica contra el desplazamiento de fluencia. El método recomienda que los desplazamientos de fluencia se obtengan del periodo elástico de cada oscilador y la pseudo-aceleración inelástica usando la relación:

$$\Delta_y = S_a \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (3.2)$$

Para permitir el diseño para varios eventos de riesgo en un solo paso, las regiones de diseño permisibles para los diferentes sismos pueden ser graficados sobre los mismos ejes. Posteriormente, con el conocimiento del desplazamiento de fluencia de la estructura, la resistencia requerida para satisfacer toda la ductilidad y los límites de distorsión se pueden obtener de la gráfica en un solo paso de manera rápida.

Después de obtener el cortante basal de diseño, Aschheim sugiere que los métodos y software convencionales de diseño basados en resistencia se utilicen para proporcionar la fuerza lateral resistente del sistema.

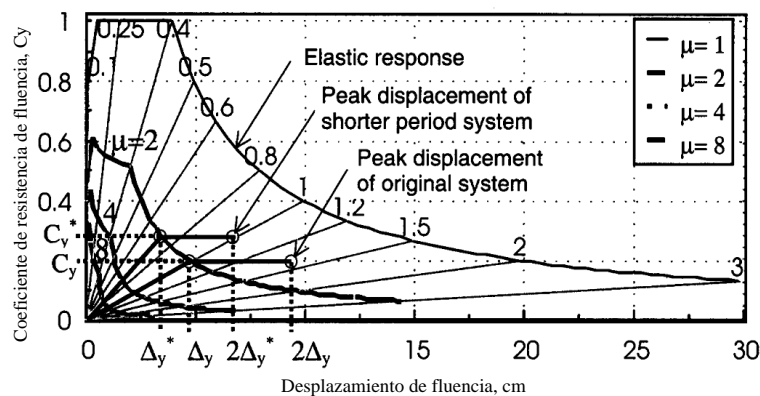


Figura 3.3 Espectro del punto de fluencia Ascheim (2000)

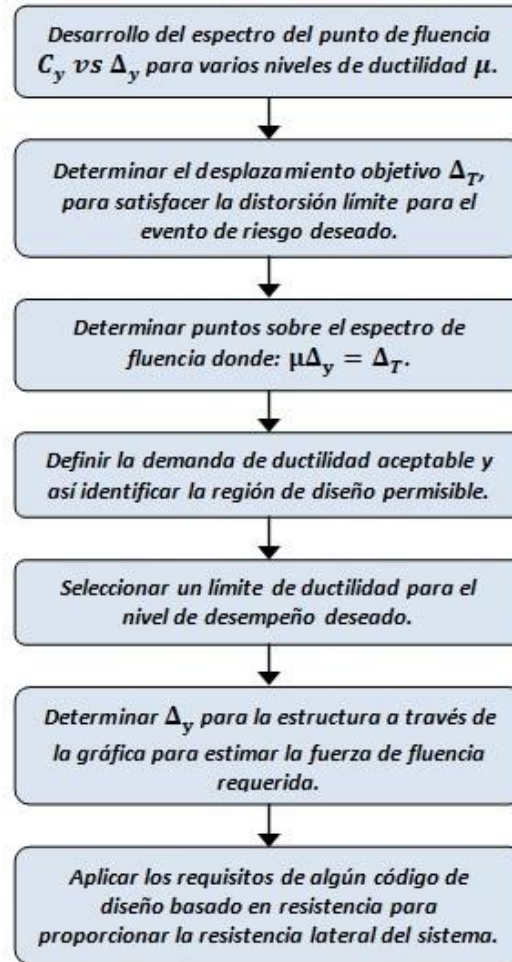


Figura 3.4 Diagrama de flujo del método de Asceim (2000)

3.5. Chopra y Goel (2001)

El método INSPEC (*Inelastic Spectra*), propuesto por Chopra y Goel (2001), utiliza los pasos iniciales del método presentado por Priestley y Calvi (1997) para determinar un desplazamiento objetivo y una ductilidad de diseño, como se muestra en el diagrama de flujo de la figura 3.5. El método posteriormente entra a un espectro de respuesta de desplazamiento inelástico, para obtener un periodo y una rigidez inicial.

Con el desplazamiento de fluencia y la rigidez inicial conocidos, la fuerza de fluencia se puede determinar. Este método diseña estructuras para un nivel de distorsión objetivo y una rotación plástica aceptable. La ductilidad de desplazamiento no se controla directamente en el proceso.

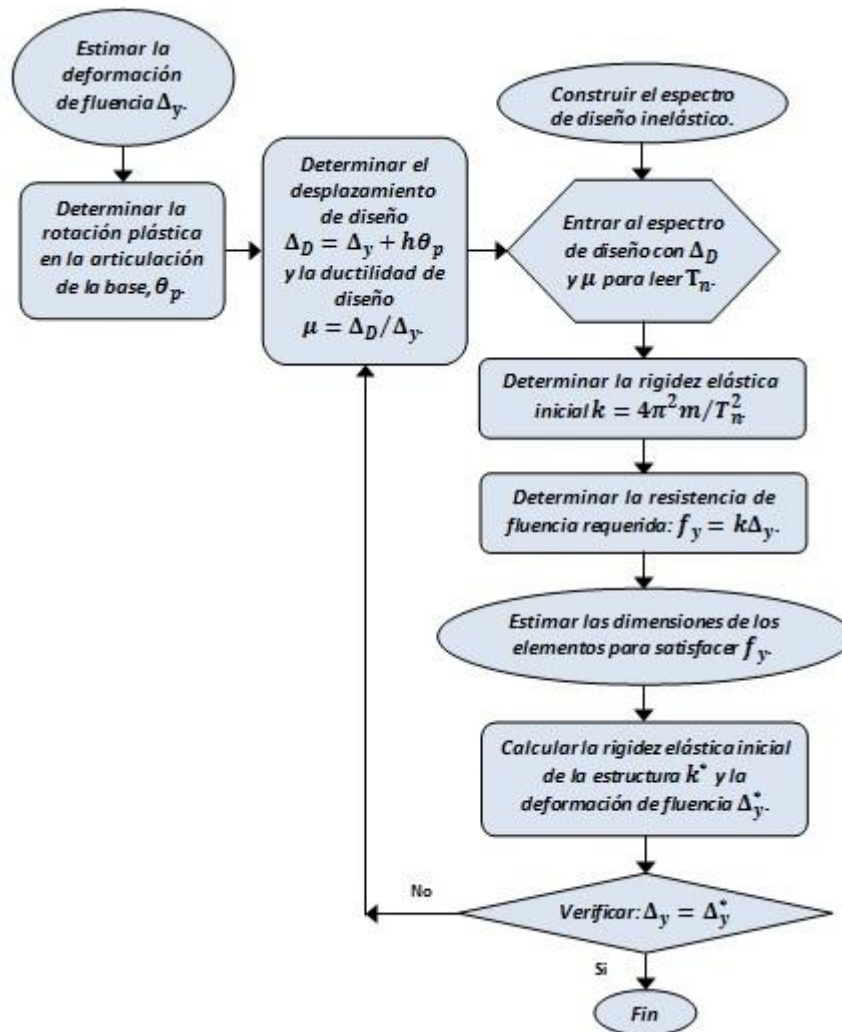


Figura 3.5 Diagrama de flujo del método de Chopra y Goel (2001)

3.6. Freeman (1998)

El método propuesto por Freeman (1998) se muestra en el diagrama de flujo de la figura 3.6(a). Este método se ubica como el mejor para evaluar el desempeño de estructuras cuyos tamaños de las secciones y resistencias se conocen. Lo anterior se debe a que el método requiere de un espectro de capacidad que se superpone sobre una serie de espectros de demanda para diferentes niveles de ductilidad/amortiguamiento como se muestra en la figura 3.6(b).

Freeman (1998) no recomienda un procedimiento particular para desarrollar el espectro de demanda para diferentes niveles de amortiguamiento. Para la relación entre ductilidad y amortiguamiento, Freeman (1998) utiliza en su estudio la siguiente relación:

$$\Delta_{(T,\xi)} = \Delta_{(T,5)} \left[\frac{7}{2 + \xi} \right]^{1/2} \quad (3.3)$$

El procedimiento se puede resumir como sigue:

1. **Curva de capacidad:** Estimar o calcular la curva de capacidad en términos de la capacidad de desplazamiento de la estructura, Δ_R , y el cortante basal, V . Este procedimiento se conoce como análisis pushover.
2. **Características dinámicas:** Estimar o calcular las características modales de vibración como periodos de vibración, formas modales, factores de participación y relaciones de masa modal efectiva.
3. **Espectro de capacidad:** Convertir la curva de capacidad V vs Δ_R a un espectro de capacidad S_a vs S_d usando las características dinámicas; donde, V es el cortante basal, Δ_R la capacidad de desplazamiento de la estructura, S_a y S_d son las demandas de pseudoaceleración y desplazamiento, respectivamente.
4. **Espectro de respuesta:** Obtener o calcular el espectro de respuesta para varios niveles de amortiguamiento y ductilidad, incluyendo el espectro con un amortiguamiento del 5%.
5. **Solución gráfica:** Graficar el espectro de capacidad y la familia de espectros de respuesta amortiguados sobre un formato aceleración-desplazamiento (ADRS). La intersección del espectro de capacidad con el espectro de respuesta amortiguado correspondiente, representa la estimación de las demandas sísmicas sobre la estructura.

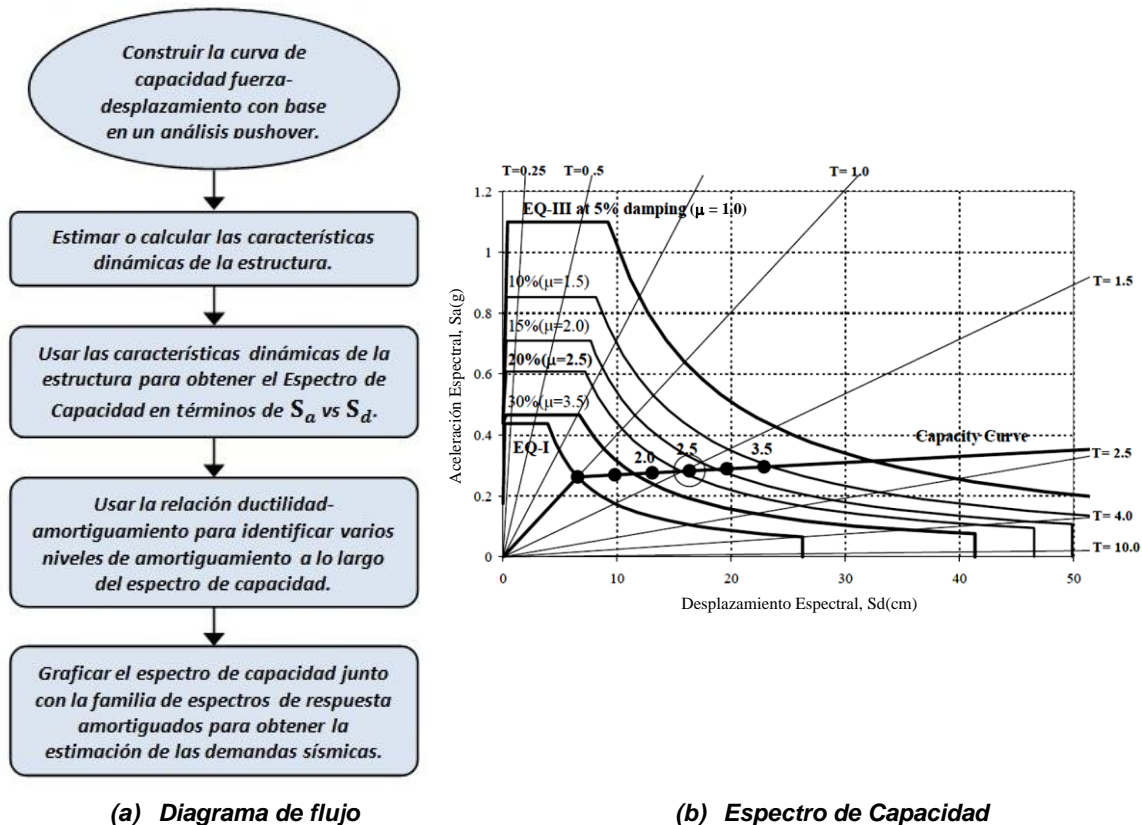


Figura 3.6 Método de Freeman (1998)

3.7. SEAOC (1999)

La aplicación del primero de los procedimientos de diseño basado en desplazamiento proporcionado en el libro azul del Structural Engineers Association of California (SEAOC, 1999) mostró que el procedimiento fue relativamente rápido y fácil de usar para obtener el cortante basal de diseño.

Como se muestra en el diagrama de flujo de la figura 3.7, el método diseña para valores de distorsión objetivo. Las demandas de ductilidad no se contralanan. Cuatro eventos de riesgo diferentes y límites de distorsión se consideran para el diseño dependiendo del objetivo de desempeño estructural.

Como parte del proceso de diseño, el desplazamiento objetivo se usa en el espectro asociado al valor de amortiguamiento recomendado. Se utiliza la relación del Eurocódigo (1998) entre amortiguamiento y ductilidad para convertir el desplazamiento objetivo a un valor consistente con un 5% del espectro de demanda, sin embargo, cualquier relación que se establezca se puede utilizar y el SEAOC (1999) hace referencia a la propuesta por Newmark (1971).

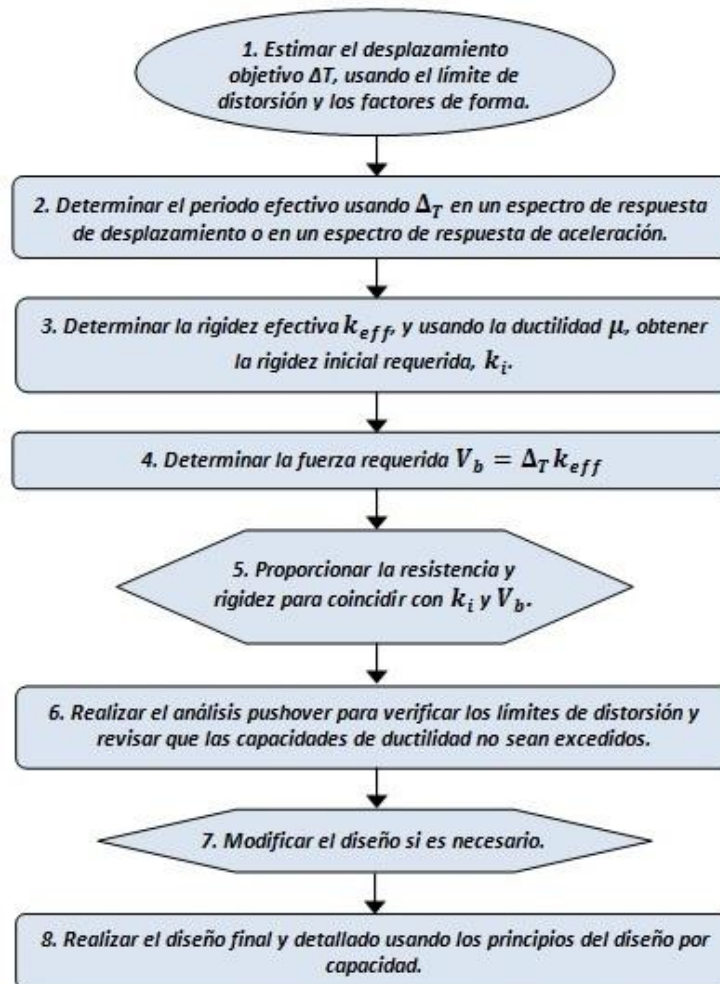


Figura 3.7 Diagrama de flujo del método del SEAOC (1999)

3.8. Priestley y Kowalsky (2000)

El método DDBD propuesto por Priestley y Kowalsky (2000) se muestra en la figura 3.8, es un método relativamente rápido que diseña una estructura para satisfacer un nivel de distorsión predefinido. El límite de distorsión del reglamento y la distorsión correspondiente a la capacidad de distorsión del sistema son considerados en el proceso de diseño. El método no controla directamente la demanda de ductilidad del sistema.

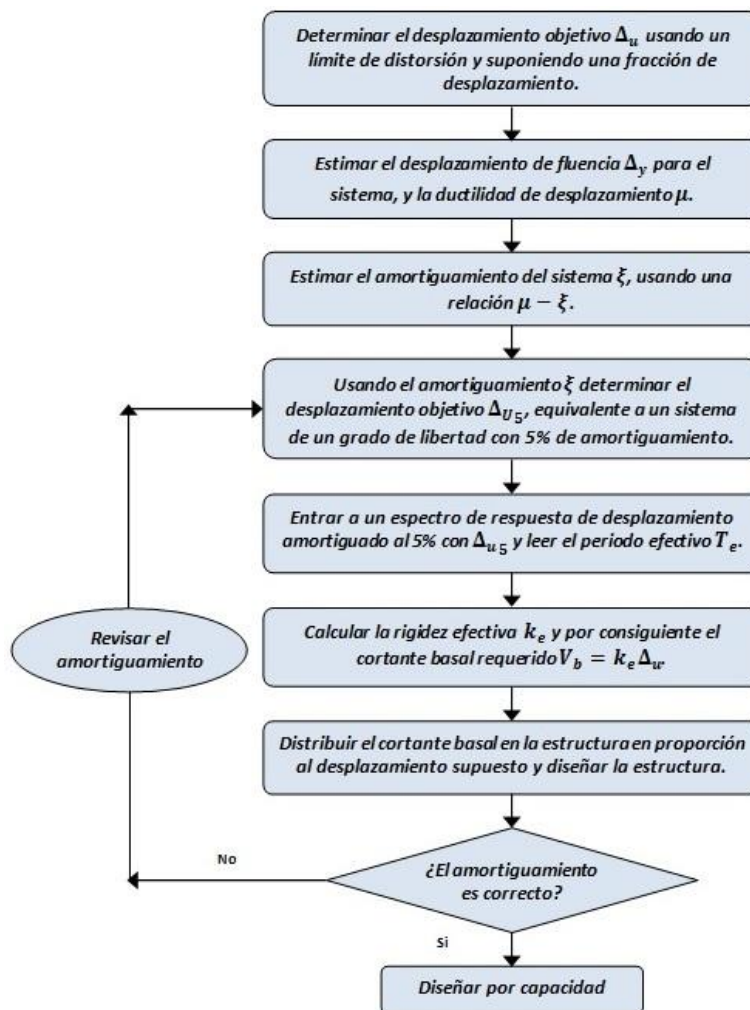


Figura 3.8 Diagrama de flujo del método de Priestley y Kowalsky (2000)

Priestley sugiere límites de deformación para dos estados de diseño o niveles de desempeño: serviciabilidad y control de daño. Estos dos estados límite de daño corresponden a los niveles de desempeño SP1 (EQ-I) y SP4 (EQ-VI) de acuerdo al libro azul del SEAOC (1999).

3.9. Kappos y Manafpour (2001)

De todos los procedimientos de diseño considerados en el estudio de Sullivan et al. (2003) el método T-HIST presentado por Kappos y Manafpour (2001) es el más complicado. El método,

como se ilustra en la figura 3.9, usa el diseño tradicional basado en fuerza para obtener un nivel de resistencia básica necesaria para una respuesta elástica para un sismo EQ-I. Se desarrolla un modelo detallado de la estructura en el que los elementos son capaces de mostrar un comportamiento inelástico. El modelo se sujeta después a dos análisis en la historia del tiempo diferentes para los niveles de riesgo correspondientes a EQ-II y EQ-IV, para los cuales los valores objetivos de distorsión son verificados y detallados para las rotaciones plásticas.

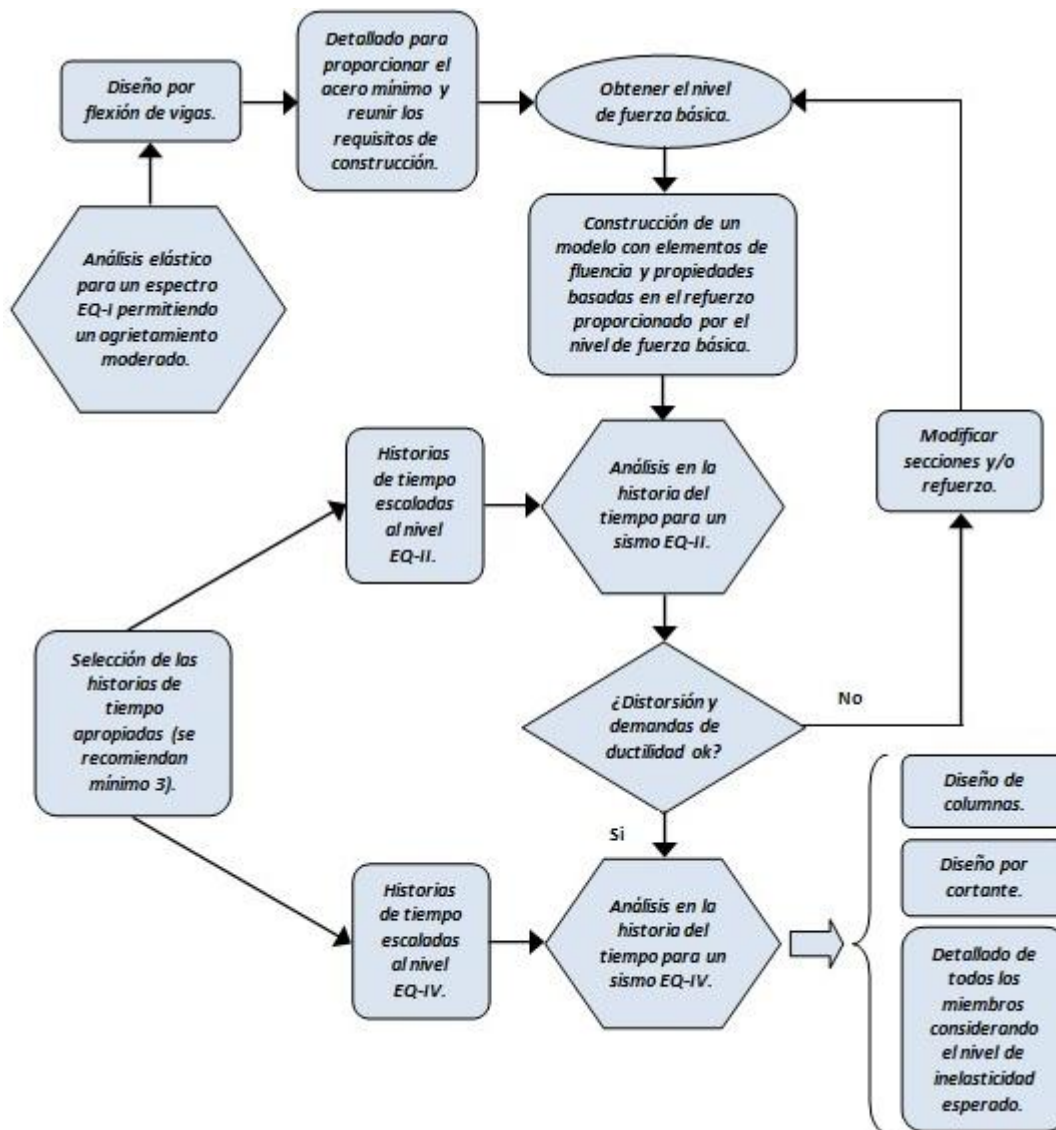


Figura 3.9 Diagrama de flujo del método de Kappos and Manafpour (2001)

El método no diseña para una distorsión objetivo para un sismo frecuente EQ-I. Sin embargo, para un sismo poco frecuente EQ-II el método revisa que los límites de distorsión para un estado límite de servicio no se excedan. Para un sismo raro EQ-IV el método no controla la ductilidad del sistema sino que detalla la estructura para proveer la suficiente capacidad de rotación inelástica.

En la primera parte del método, se recomienda que los elementos del sistema estructural se modelen con la rigidez estimada de suponer una cantidad moderada de agrietamiento.

3.10. Rivera (2005-a)

En el trabajo de Rivera (2005-a), se propone un procedimiento de diseño sísmico, basado en desplazamiento, de columnas de puentes de concreto reforzado, en el que se establece el cumplimiento de dos niveles de desempeño: servicio y supervivencia. La capacidad de desplazamiento de las columnas se calcula con expresiones empíricas en función de los parámetros siguientes: dimensiones de la sección, cuantía de refuerzo longitudinal, carga axial, refuerzo de confinamiento y esbeltez. Se determina primero el refuerzo longitudinal requerido para que no se exceda su deformación de fluencia bajo el sismo de servicio (figura 3.10); después se define el refuerzo de confinamiento necesario para que, ante el sismo de supervivencia, no se exceda el desplazamiento lateral de colapso (figura 3.11).

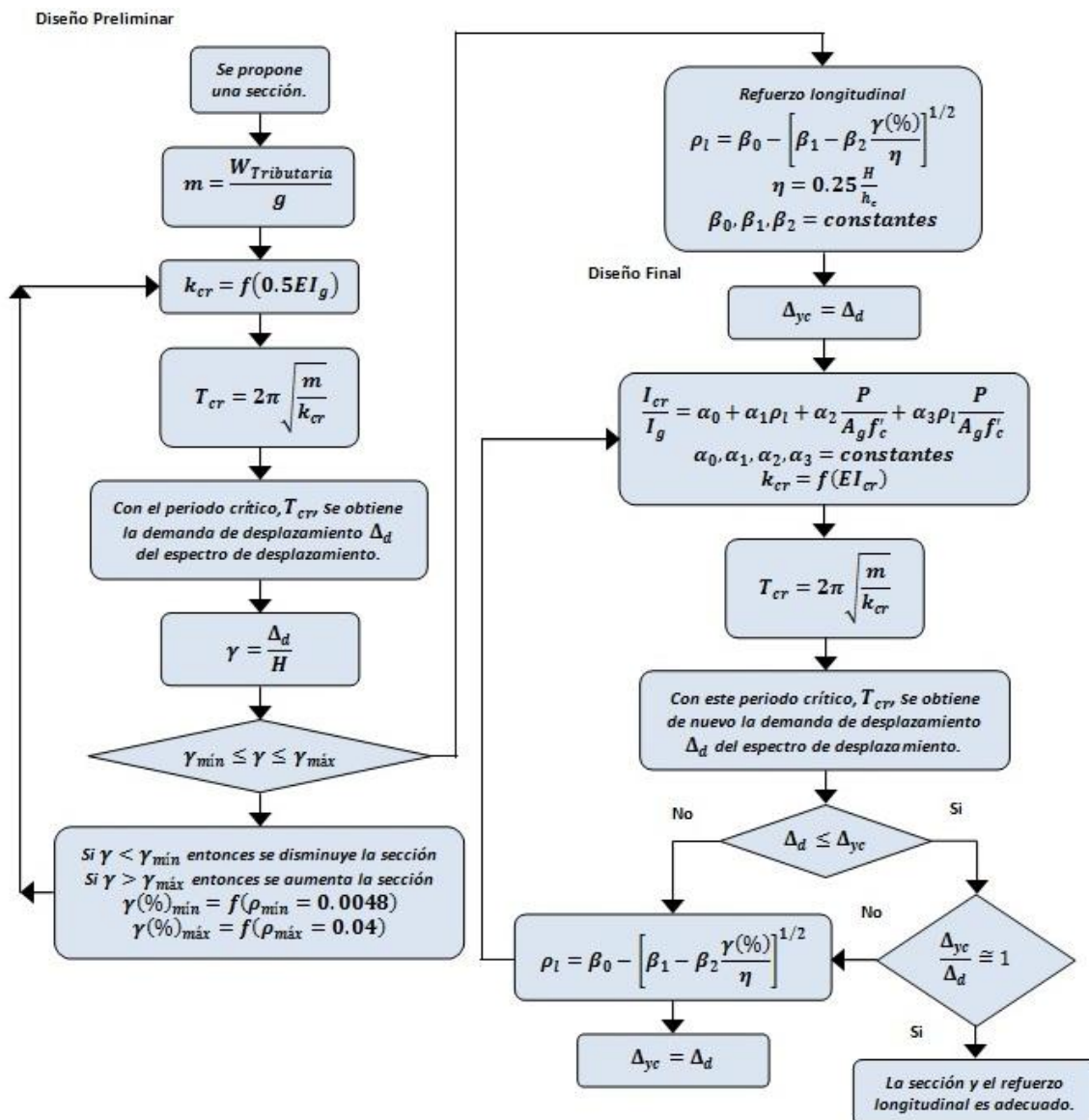


Figura 3.10 Procedimiento de Rivera (2005), estado límite de servicio

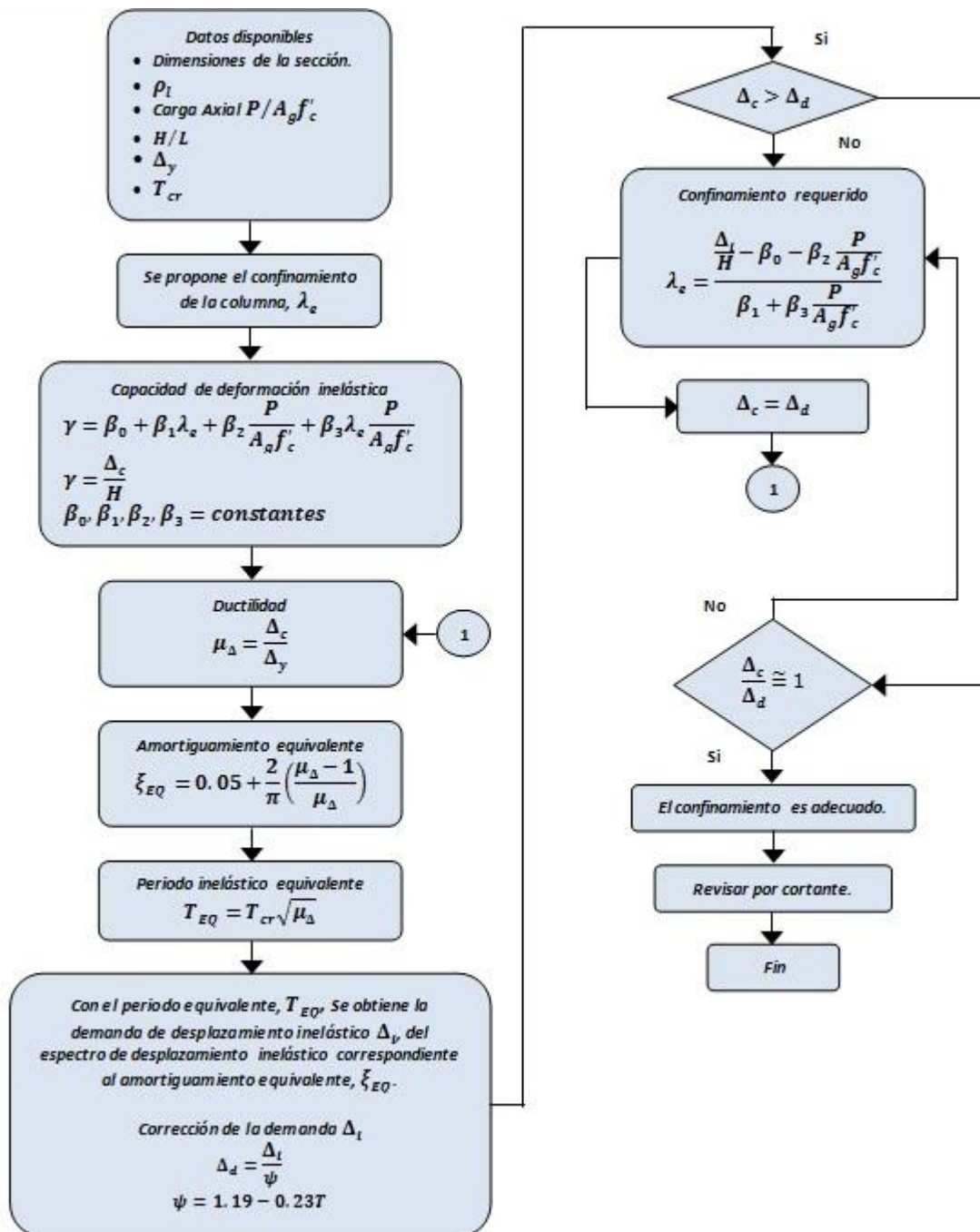


Figura 3.11 Procedimiento de Rivera (2005), estado límite de supervivencia

3.11. Comparación de los métodos basados en desplazamiento

En la tabla 3.2 se resumen las principales características de los nueve métodos descritos, en la cual se comparan los niveles de desempeño que se pueden revisar, así como los criterios para evaluar la capacidad de deformación de las columnas de concreto reforzado y las demandas sísmicas de deformación inelástica sobre el puente.

Tabla 3.2 Comparación de los métodos de diseño sísmico basado desplazamiento

Método de diseño	Niveles de desempeño que revisan	Criterios para evaluar la capacidad de deformación elástica	Criterios para evaluar la capacidad de deformación inelástica	Criterios para evaluar las demandas de deformación inelástica
Panagiotakos y Fardis (1999)	Servicio y Supervivencia	$\theta_y = \phi_y \frac{L_s}{3} + 0.0025 \frac{0.25 \varepsilon_y d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f'_c}} + a_{sl}$	$\theta_u (\%) = \alpha_{st} \alpha_{cyc} \left(1 + \frac{a_{sl}}{2.3} \right) \left(1 - \frac{a_{wall}}{2.3} \right) \left[\frac{\max \left(0, 0.1, \frac{\rho' f'_y}{f'_c} \right)}{\max \left(0, 0.1, \frac{\rho f_y}{f'_c} \right)} f'_c \right]^{-0.275} \left(\frac{L_s}{h} \right)^{0.45} 1.1 \left(\frac{100 \alpha_{ps} \frac{f_{yh}}{f'_c}}{f'_c} \right)^{(1.3^{100 \alpha_{ps}})}$	1. Basados en linealización equivalente
Browning (2001)	Supervivencia	$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{1 - k_{ry}} \frac{1}{d}$	$\theta_u = \frac{1}{6} \left(1 + 3 \frac{L_u}{L_c} \right) \frac{\varepsilon_y}{1 - k_{ry}} \frac{L_c}{d} + \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{k_{ru}} - \frac{\varepsilon_y}{1 - k_{ry}} \right) \frac{L_p}{d}$	1. Basados en factores de modificación de desplazamiento elástico
Aschheim y Black (2000)	Servicio y Supervivencia	$\Delta_y = \frac{\phi_y L^2}{3}$ <p>donde:</p> $\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{1 - k} \frac{1}{d}$	$\Delta_u = \mu \Delta_y$	1. Basados en factores de reducción de resistencia
Chopra y Goel (2001)	Supervivencia	$f_y = k u_y$	$u_m = u_y + h \theta_p$	1. Basados en factores de reducción de resistencia
Freeman (1998)	Servicio y Supervivencia	<p><i>Se obtiene de manera gráfica mediante la intersección del espectro de capacidad con el espectro de respuesta para el amortiguamiento correspondiente.</i></p>	<p><i>Se obtiene de manera gráfica mediante la intersección del espectro de capacidad con el espectro de respuesta para el amortiguamiento correspondiente.</i></p>	1. Basados en factores de reducción de resistencia
SEAOC Blue Book (1999)	Servicio y Supervivencia	$\Delta_y = \frac{k_i \Delta_T}{\mu}$	$\Delta_{inelastic} = \frac{\mu \Delta_{elastic}}{\sqrt{2\mu - 1}}$	1. Basados en linealización equivalente
Priestley y Kowalsky (2000)	Supervivencia	<p><i>Sección rectangular:</i></p> $h_c \phi_y = 2.12 \varepsilon_y$ <p><i>Sección circular:</i></p> $D \phi_y = 2.45 \varepsilon_y$	$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_y h \varepsilon_{sm}}{f'_c}$	1. Basados en linealización equivalente

Método de diseño	Niveles de desempeño que revisan	Criterios para evaluar la capacidad de deformación elástica	Criterios para evaluar la capacidad de deformación inelástica	Criterios para evaluar las demandas de deformación inelástica
Kappos y Manafpour (2001)	Servicio y Supervivencia	$\Delta_y = \frac{\phi_y L^2}{3}$ <p>donde:</p> $\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{1 - k d}$	$\theta_{pu} = (\varphi_u - \varphi_y) l_p$	1. Basados en factores de reducción de resistencia
Rivera (2005-a)	Servicio y Supervivencia	<p>Para sección rectangular:</p> $\phi_y = 3.75 \frac{\varepsilon_y}{h_c} (0.30 + 10.52 \rho_l - 125 \rho_l^2)$ <p>Para sección circular:</p> $\phi_y = 3.75 \frac{\varepsilon_y}{D} (0.34 + 11.22 \rho_l - 145.80 \rho_l^2)$	$\gamma(\%) = \beta_0 + \beta_1 \lambda_e + \beta_2 \left(\frac{P}{A_g f'_c} \right) + \beta_3 \left(\lambda_e \frac{P}{A_g f'_c} \right)$	<ol style="list-style-type: none"> Basados en linealización equivalente Basados en factores de modificación de desplazamiento elástico Basados en factores de reducción de resistencia

De la tabla 3.2 se puede observar que en los métodos propuestos por Browning (2001), Chopra y Goel (2001) y Priestley y Kowalsky (2000) sólo revisan un solo nivel de desempeño, el de supervivencia; a diferencia de los propuestos por Panagiotakos y Fardis (1999), Aschheim y Black (2000), Freeman (1998), SEAOC (1999), Kappos y Manafpour (2001) y Rivera (2005-a) que revisan dos niveles de desempeño, servicio y supervivencia.

Por otro lado, para evaluar la capacidad de deformación inelástica de las columnas, los nueve métodos ofrecen ecuaciones que hasta cierto punto son complicadas para ser usadas en la práctica de diseño, sobre todo la que propone Panagiotakos y Fardis (1999); además de que en otros casos se requiere de análisis específicos de la sección de la columna para poder aplicar la ecuación que se recomienda como en el método de Priestley y Kowalsky (2000); así como en otros es necesario llevar a cabo análisis más sofisticados como el análisis pushover, tal y como se propone en el método de Freeman (1998). Sin embargo, hay que señalar que con estos métodos de diseño se tiene una relación más directa entre el detallado y armado requerido para que las columnas desarrollen el desempeño esperado, siendo más explícita esta condición en los métodos de Panagiotakos y Fardis (1999), Browning (2001), Chopra y Goel (2001) y en el de Rivera (2005-a).

En lo que concierne a los criterios para estimar la demanda de deformación inelástica, los métodos de diseño de Panagiotakos y Fardis (1999), junto con el de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 1999) y el de Priestley y Kowalsky (2000), se limitan a usar el procedimiento basado en linealización equivalente, el cual suele ser un procedimiento muy elaborado lo que implica que se vuelva impráctica su aplicación; además de que estos métodos son obsoletos en comparación con los métodos simplificados para la predicción de las demandas de desplazamiento inelástico que se han venido desarrollando en los últimos años (Rivera, 2005-b). Por su parte el método de Rivera (2005 a) está estructurado para que se pueda emplear cualquiera de los criterios disponibles para predecir las demandas de desplazamiento inelástico, como son: linealización equivalente, factores de modificación de desplazamiento y factores de reducción de resistencia.

3.12. Viabilidad de los métodos para ser considerados en el diseño sísmico de puentes

De acuerdo a la tabla 3.1, se dispone de varios métodos de diseño basado en desplazamiento los cuales en su mayoría fueron pensados para edificios. No obstante, algunos de ellos han sido extrapolados a puentes, tal como lo han hecho Priestley y Kowalsky (2000), Chopra y Goel (2001), mientras que otros métodos han sido desarrollados exclusivamente para el diseño sísmico de columnas de puentes (Rivera, 2005-a).

Ahora bien, los métodos desarrollados para el diseño sísmico de edificios pueden ser utilizados para el caso de los puentes, si se hacen los ajustes pertinentes en aspectos muy particulares dentro del proceso de diseño como son: la evaluación de la demanda sísmica y la estimación de la capacidad de deformación del elemento.

Por lo que al reflexionar sobre la comparación de los métodos hecha en la sección anterior y con base a la tabla 3.2, se vio viable considerar en este trabajo para el diseño sísmico de puentes los métodos de Panagiotakos y Fardis (1999), Browning (2001), Chopra y Goel (2001), al considerar que el planteamiento para valorar la capacidad de deformación de la estructura está en función del armado y detallado de sus secciones, similar a los que se proponen en los trabajos de Priestley y Kowalsky (2000), y Rivera (2005-a), pero con diferentes expresiones matemáticas.

También, como se muestra en el estudio de Sullivan *et al.* (2003), se hizo una evaluación de manera general de los métodos mostrados en la tabla 3.2, considerando tres propiedades importantes: simplicidad, versatilidad y claridad. Dichas propiedades se definen a continuación:

- **Simplicidad.** Los métodos que se pueden aplicar de manera rápida y simple tienen más posibilidad de ser aceptados por los ingenieros de la práctica.
- **Versatilidad.** Los métodos deben ser capaces de diseñar una variedad de formas estructurales para un rango de niveles de desempeño, así como tener una diversidad de criterios para evaluar las demandas de deformación inelástica.
- **Claridad.** Los métodos deben proporcionar suficiente información para que el ingeniero de la práctica sea capaz de proceder sin hacer demasiadas suposiciones.

Aplicando a cada uno de los diferentes métodos basados en desplazamiento las cualidades anteriores, la evaluación de cada uno de ellos se presenta en la gráfica de la figura 3.12. Los valores de 1 a 5 se asignan a cada método para cada propiedad, donde:

- 1 = Muy pobre
- 2 = Pobre
- 3 = Aceptable
- 4 = Bueno
- 5 = Excelente

La propiedad que se tomó en primer lugar para la selección de los métodos que se emplearon en esta investigación, es la que involucra la simplicidad de los mismos, sobre todo porque se pretende que dichos métodos de diseño sísmico sean aplicados de manera fácil por los ingenieros de la práctica; aunque como ya se mencionó, dichos métodos ofrecen ecuaciones para evaluar la capacidad de deformación elástica e inelástica que son complicadas hasta cierto punto, pueden ser fáciles de entender por la mayoría de los ingenieros y se puede aprovechar el software que se tiene en la actualidad para programar dichas ecuaciones.

También se buscó que los métodos fueran versátiles y que evaluaran no solamente un nivel de desempeño, el de supervivencia, sino también el de servicio, con la finalidad de optimizar el diseño de las columnas. Dentro de la versatilidad, también se buscó que los métodos ofrecieran varios criterios para evaluar las demandas de deformación inelástica; como ya se indicó, solamente el método de Rivera (2005-a) permite emplear diversos criterios para predecir las demandas de desplazamiento inelástico.

Finalmente, la claridad que ofrecen estos métodos, fue otra de las propiedades que sirvieron para seleccionar los métodos que se aplicaron en esta investigación. Aunque la mayoría de estos métodos proporcionan la suficiente información para que el ingeniero de la práctica pueda desarrollarlos, como es el caso de Priestley y Kowalsky (2000), la mayoría de las veces el ingeniero no tiene del todo claro, muchos de los conceptos y términos que se emplean en dichos métodos. La interior no impide que puedan ser aplicados en la práctica ya que el ingeniero puede actualizar sus conocimientos.

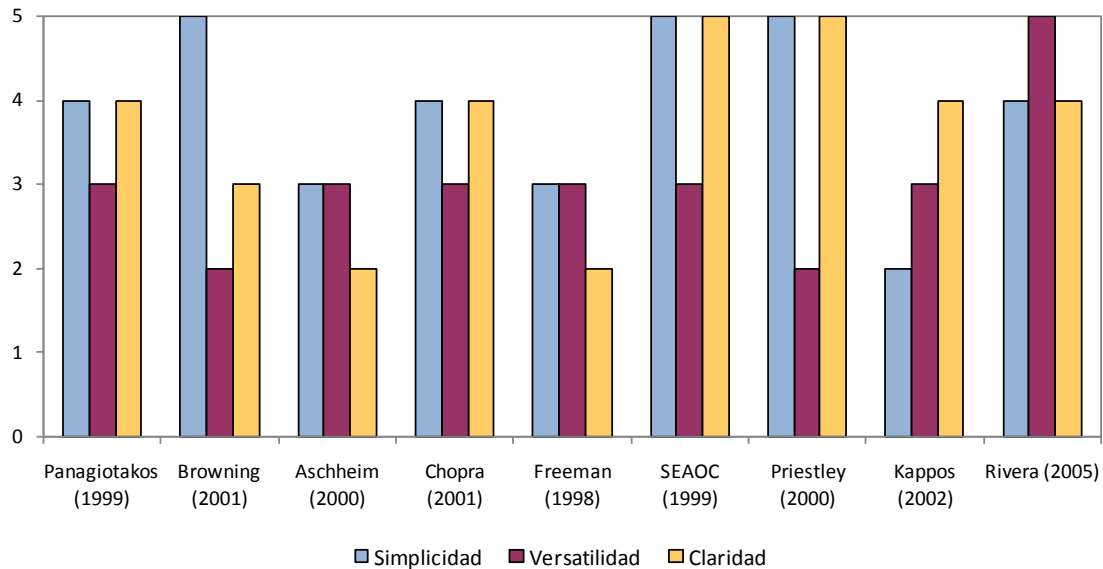


Figura 3.12 Evaluación de los métodos basados en desplazamiento

IV. Evaluación de los Métodos Basados en Desplazamiento

Con base en la reflexión que se hizo en el capítulo tres sobre la viabilidad de considerar para el diseño sísmico de columnas de puentes los métodos de Panagiotakos y Fardis (1999), Browning (2001), Chopra y Goel (2001), Priestley y Kowalsky (2000), y Rivera (2005-a); en este capítulo se evalúa la bondad de dichos métodos basados en desplazamiento mediante el programa de análisis no lineal SeismoStruct (2010). Se proponen varios prototipos de columnas de puentes de dos tipos, en voladizo y en marco, los cuales se analizan con el programa antes mencionado mediante análisis no lineales dinámicos a fin de verificar si el refuerzo longitudinal y transversal obtenido con los métodos basados en desplazamiento satisface la demanda de desplazamiento lateral. Finalmente se comparan los diseños basados en desplazamiento contra los basados en resistencia con objeto de hacer más racional el diseño de columnas de puentes.

4.1. Programa de análisis no lineal

SeismoStruct (2010) es un software que se basa en la teoría de fibras que permite predecir el comportamiento de desplazamiento de una gran variedad de estructuras espaciales bajo cargas estáticas o dinámicas, tomando en cuenta la no linealidad geométrica y la inelasticidad del material.

En el programa SeismoStruct (2010) se hace uso de modelos basados en fibras para representar el comportamiento de la sección transversal, donde cada fibra se asocia con una relación esfuerzo-deformación; el estado seccional esfuerzo-deformación de los elementos viga-columna se obtiene a través de la integración de la respuesta uniaxial no lineal esfuerzo-deformación de las fibras individuales en las que la sección se ha subdividido (figura 4.1). Además, estos modelos no requieren de un análisis previo momento-curvatura de los elementos; y no se necesita introducir alguna respuesta histerética del elemento.

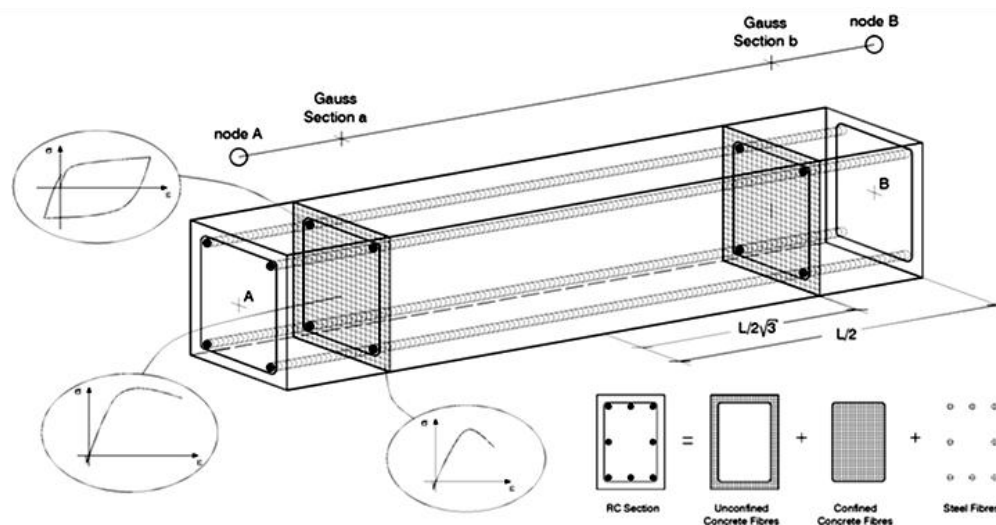


Figura 4.1 Modelación basada en fibras (SeismoStruct V.5.0.5)

En un estudio de Rivera y Meli (2004-a), se demostró que las limitaciones del programa SeismoStruct (2010) corresponden a aquellas de la teoría en que se basa, que son: el que no

considera las deformaciones por cortante de la sección transversal, por lo tanto solo son aplicables a elementos cuya falla sea predominantemente a flexión, así como el de no considerar el deslizamiento relativo entre el acero de refuerzo y el concreto que lo rodea, por lo que en la respuesta analítica tiende a existir una sobreestimación en la energía histerética disipada. Pese a lo anterior esta formulación tiende a reproducir bien la capacidad de resistencia y de deformación de elementos sometidos a flexocompresión, que son de interés para los objetivos de esta investigación.

4.2. Criterios de análisis no lineal

De acuerdo a Bazán y Meli (2010), se distinguen dos tipos de comportamiento no lineal en estructuras. El primero, denominado no linealidad geométrica, se presenta cuando la hipótesis de que las deformaciones son pequeñas es inadecuada y cuando menos algunas de las condiciones de equilibrio deben plantearse sobre la configuración desplazada de la estructura. La no linealidad se manifiesta en que los desplazamientos dependen de los elementos mecánicos en los miembros estructurales, los que a su vez son función de dichos desplazamientos.

La segunda manifestación importante de comportamiento inelástico es denominado no linealidad del material que tiene lugar cuando las curvas carga-deformación de los materiales que constituyen los miembros estructurales son sensiblemente no lineales, reflejando además estados de falla como agrietamientos y fluencias que causan cambios bruscos en dichas curvas.

A continuación se definen brevemente los diferentes criterios de análisis no lineal que son los más utilizados en la ingeniería estructural y que se encuentran disponibles en el programa SeismoStruct (2010).

4.2.1. Análisis por valores característicos

El análisis por valores característicos es un tipo de análisis estructural puramente elástico, dado que las propiedades del material se toman constantes durante todo el procedimiento de cálculo. Por lo tanto, una estimación del periodo de vibración correspondiente al agrietado, se puede obtener fácilmente mediante la aplicación de factores de reducción al momento de inercia de las secciones transversales de la viga y/o columna, como lo recomiendan Paulay and Priestley (1992), entre otros.

4.2.2. Análisis estático (sin variación de carga)

Este tipo de análisis es comúnmente utilizado para modelar cargas estáticas que son aplicadas permanentemente a la estructura (como el peso propio, los asentamientos en cimentación), normalmente lleva a una respuesta elástica de pre-fluencia.

4.2.3. Análisis pushover estático

El análisis pushover convencional (sin adaptar) se utiliza frecuentemente para estimar la capacidad horizontal de estructuras con una respuesta dinámica que no está afectada significativamente por los niveles de deformación incurridos, es decir, el patrón de carga horizontal, la cual tiene por objeto simular la respuesta dinámica, se puede asumir como constante.

4.2.4. Análisis pushover estático adaptado

El análisis pushover adaptado se emplea en la estimación de la capacidad horizontal de una estructura, teniendo plenamente en cuenta el efecto que la deformación de esta y el contenido de frecuencias de movimiento de entrada que tienen sobre sus características de respuesta dinámica. Se puede aplicar en la evaluación tanto de edificios (Antoniou et al. 2002; Antoniou y Pinho 2004a; Ferracuti et al. 2009), así como estructuras de puentes (Pinho et al. 2007; Casarotti y Pinho 2007; Pinho et al. 2009).

En el método pushover adaptado, la distribución de la carga lateral no se mantiene constante, sino que se actualiza continuamente durante el análisis, de acuerdo con las formas modales y factores de participación obtenidos mediante el análisis de valor característico llevado a cabo en cada paso del análisis. Este método es completamente multi-modal y toma en cuenta el debilitamiento de la estructura, el alargamiento del período, y la modificación de las fuerzas de inercia debidas a la amplificación espectral (a través de la introducción de un espectro específico de sitio).

4.2.5. Análisis de historia del tiempo estático

En el análisis de historia del tiempo estático, las cargas aplicadas (desplazamiento, fuerzas o una combinación de ambas) pueden variar independientemente en el dominio del pseudo-tiempo, de acuerdo a un patrón de carga descrita. La carga aplicada P_i , en una posición nodal i , está dada por:

$$P_i = \lambda_i(t)P_i^0 \quad (4.1)$$

donde, λ_i es un factor de carga dependiente del tiempo, y P_i^0 es la carga nominal.

Este tipo de análisis es comúnmente utilizado para modelar ensayos estáticos de estructuras bajo varios patrones de fuerza o desplazamiento (por ejemplo las cargas cíclicas).

4.2.6. Análisis dinámico de historia del tiempo

El análisis dinámico es comúnmente utilizado para predecir la respuesta inelástica no lineal de una estructura sujeta a una carga sísmica. La integración directa de las ecuaciones de movimiento se realiza mediante algún algoritmo de integración numérico (por ejemplo, Hilber *et al.* 1997) o un caso especial de la anterior, el bien conocido método de Newmark (1959). La modelación de la acción sísmica se logra introduciendo acelerogramas en los apoyos.

4.2.7. Análisis dinámico incremental

En el Análisis dinámico incremental (Hamburger *et al.* 2000; Vamvatsikos y Cornell 2002), la estructura se sujeta a una serie de análisis no lineales en la historia de tiempo de intensidad creciente. Los valores máximos de cortante basal se grafican contra sus homólogos de desplazamiento máximo, para cada una de las corridas dinámicas, dando lugar al conocido análisis pushover dinámico o curvas envolventes de análisis dinámico incremental.

4.3. Prototipos de columnas de puentes

Con los cinco métodos de diseño sísmico basado en desplazamiento, seleccionados de acuerdo al capítulo tres, se obtendrá la capacidad de deformación última en función del armado longitudinal y transversal para cada uno de ellos. Se manejaron dos estructuraciones de puentes urbanos, en cantiléver y en marco de dos columnas, como se muestra en la figura 4.2. Para cada estructuración se emplearon dos secciones transversales (circular y rectangular), así como dos niveles de carga axial. Para los métodos de diseño sísmico basado en desplazamiento se emplearon dos acelerogramas, como se muestra en la tabla 4.1 y para los métodos de diseño sísmico basados en resistencia se empleó el espectro de diseño sísmico correspondiente a la zona III-b de acuerdo a las NTC-Sismo (2004), de acuerdo a la tabla 4.2.

Tabla 4.1 Características de los prototipos de columnas para los métodos basados en desplazamiento

Tipo de puente	*Acelerograma	Sección y geometría	Nivel de carga axial $P/A_g f'_c$	Relación de Aspecto
Cantiléver	SCT (N90E) Ms = 8.10 Acel. Máx.= 242.22 gal	Circular $\phi = 160$ cm	15	5.6
		Rectangular 100x160 cm	15	5.6
	Northridge Ms = 6.69 Acel. Máx.= 337.32 gal	Circular $\phi = 150$ cm	15	6.0
		Rectangular 100x150 cm	15	6.0
Marco	SCT (N90E) Ms = 8.10 Acel. Máx.= 242.22 gal	Circular $\phi = 80$ cm	10	5.6
		Rectangular 60x80 cm	10	5.6
	Northridge Ms = 6.69 Acel. Máx.= 337.32 gal	Circular $\phi = 75$ cm	10	6.0
		Rectangular 50x70 cm	10	6.0

* Debido a que los puentes se clasifican como estructuras del grupo A, las historias de aceleraciones se incrementaron un 50%.

Tabla 4.2 Características de los prototipos de columnas para los métodos basados en resistencia

Tipo de puente	Zonificación sísmica	Factor de comportamiento sísmico	Sección y geometría	Nivel de carga axial $P/A_g f'_c$	Relación de Aspecto
Cantiléver	III-b	3	Circular $\phi = 200$ cm	15	5.6
		4	Rectangular 100x160 cm	15	5.6
Marco	III-b	3	Circular $\phi = 80$ cm	10	5.6
		4	Rectangular 60x80 cm	10	5.6

4.3.1. Propiedades mecánicas de los materiales y geometría de los prototipos

En la tabla 4.3 se muestran las propiedades mecánicas de los materiales que se emplearon para los modelos en el programa SeismoStruct (2010).

Tabla 4.3 Propiedades mecánicas de los materiales

Material	Propiedades
Concreto	$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ $E = 14,000\sqrt{f'_c} = 242,871 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo	$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

La figura 4.2 muestra las características geométricas para ambos prototipos de puentes, en cantiléver y en marco de dos columnas.

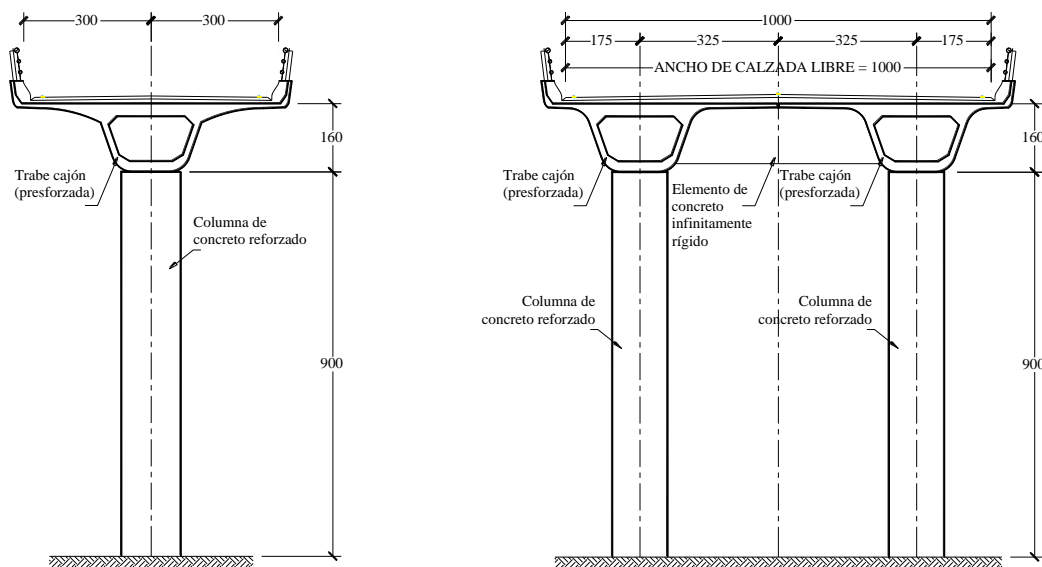


Figura 4.2 Prototipos de puentes (estructuración en cantiléver y en marco)

4.3.2. Consideraciones generales para la modelación

Para poder aplicar los procedimientos de diseño basado en desplazamiento a los prototipos descritos en las secciones anteriores de este capítulo, se hicieron las siguientes consideraciones:

- Para el procedimiento de Chopra y Goel (2001), se utilizaron espectros de desplazamiento inelásticos para diferentes niveles de ductilidad, estos espectros se muestran en el anexo I de este trabajo.

- En el procedimiento de Rivera (2005), para revisar el estado límite de servicio, se consideró el espectro de servicio registrado el 24 de Abril de 1989 por la estación SCT, el cual está asociado a dicho estado límite de acuerdo al estudio de Reyes (1999). Para poder aplicar este método al acelerograma registrado en Northridge el 17 de enero de 1994, se emplearon los espectros de desplazamiento asociados al estado límite de servicio del ATC-32 (1996) correspondientes a un suelo tipo B en el Estado de California. Ambos espectros de desplazamiento se muestran en el anexo I.
- Para evaluar las demandas de desplazamiento en el estado límite de supervivencia se emplearon las historias de aceleración de los sismos del 19 septiembre de 1985 registrado por la estación SCT y del 17 de enero de 1994 ocurrido en Northridge, los cuales se muestran en las figuras 4.3 y 4.4, respectivamente.
- Para la modelación de las columnas en el SeismoStruct (2010) se utilizó el modelo propuesto por Mander et al. (1988) para el concreto confinado y no confinado, mientras que para el acero de refuerzo se utilizó el modelo propuesto por Menegotto y Pinto (1973).
- Se contempla un mecanismo de falla del puente, en donde, la superestructura es rígida respecto a la de las columnas, por lo que la disipación de energía solamente se presenta en estas últimas, lo cual es congruente con las nuevas tendencias de diseño sísmico en puentes.
- Para los métodos basados en desplazamiento de las columnas en marco se consideró que la altura efectiva es la mitad de la altura total y que la rigidez equivalente se calcula como $k = 12EI/H^3$, debido a que la deformación de las columnas se da en doble curvatura al considerar que la superestructura es más rígida que las columnas en conjunto.
- Este trabajo se limitó a estudiar columnas sometidas a cargas laterales cíclicas en una sola dirección, la transversal, debido a que es la dirección de análisis más desfavorable.

4.3.3. Características de los acelerogramas empleados en la modelación

Para el diseño con base en los métodos basados en desplazamiento, se tomaron los acelerogramas, registrados el 19 de Septiembre de 1985 por la estación SCT en la ciudad de México y el 17 de Enero de 1994 en la estación Arleta en Northridge, respectivamente; sus ordenadas espectrales se incrementaron en un 50 % (figuras 4.3 y 4.4), por considerar que son estructuras importantes de acuerdo a las recomendaciones que emiten la mayoría de los reglamentos, como CFE (2008) y NTC-Sismo (2004).

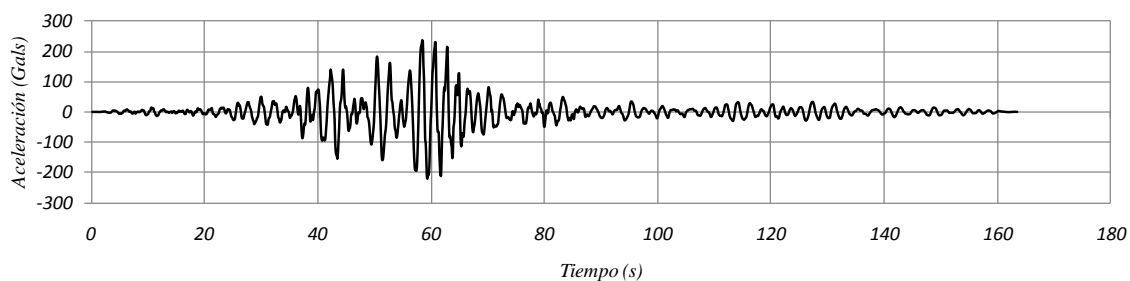


Figura 4.3 Historia de aceleraciones SCT 18sep85 (N90E), M=8.10

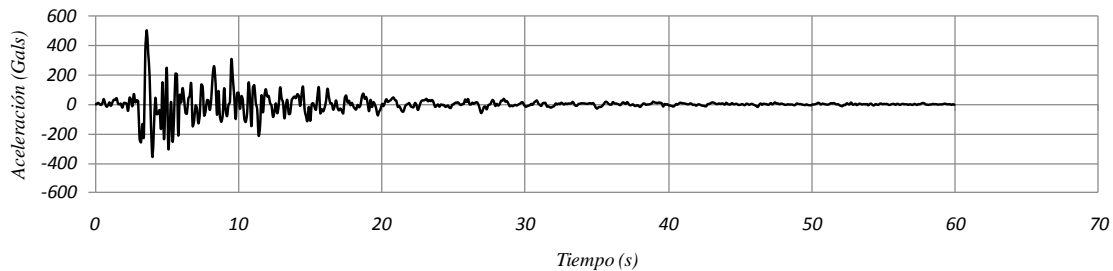


Figura 4.4 Historia de aceleraciones Northridge-Arleta 17ene94 (N90S), M=6.69

4.4. Valoración de la bondad de los métodos

Con objeto de evaluar la bondad de los métodos de diseño basado en desplazamiento seleccionados, se procedió a realizar análisis dinámicos no lineales (por considerar a este método de análisis como el más factible de reproducir las condiciones reales de comportamiento ante la acción del sismo), para validar la bondad de los métodos de diseño al comparar el desplazamiento esperado, bajo los resultados de aplicar los métodos de diseño en estudio y con ello valorar su nivel de confiabilidad.

En la tablas 4.4, 4.5, 4.6 y 4.7 se resumen los principales resultados de los análisis no lineales para cada procedimiento de diseño, en las cuales se reporta el desplazamiento esperado conforme al procedimiento de diseño ($\Delta_{Uinelástico}$ calculado) y el desplazamiento que realmente le demandaría el sismo ($\Delta_{Uinelástico}$ SeismoStruct). En el anexo II se muestran los diseños de las columnas obtenidos de los métodos basados en desplazamiento seleccionados, y en el anexo III se muestra la respuesta no lineal de cada una de las columnas diseñadas por dichos métodos.

Al analizar la bondad de los cinco métodos seleccionados de diseño basado en desplazamiento se puede observar lo siguiente:

- Para el acelerograma de la estación SCT, 19 de septiembre de 1985, para las columnas en cantiléver, dichos métodos subestiman en su mayoría la respuesta que realmente va experimentar la columna. Se puede observar en la tabla 4.4, que los métodos que mejor predicen la respuesta de la columna son los de Priestley y Kowalsky (2000), y Rivera (2005-a) para el caso de las columnas de sección circular; y Chopra y Goel (2001), y Rivera (2005-a) para el caso de las columnas de sección rectangular.

Tabla 4.4 Análisis de Resultados Columnas en Cantiléver (Acelerograma SCT/19sep85)

Procedimiento	Sección	Cuantía longitudinal ρ_L (%)	Cuantía transversal ρ_{st} (%)	Δ_u inelástico calculado (cm)	Δ_u inelástico SeismoStruct (cm)	$\frac{\Delta_u calc}{\Delta_u seismo}$
Panagiotakos y Fardis (1999)	Circular 160 cm	2.04	0.64	50.25	43.97	1.14
	Rectangular 100X160 cm	1.28	0.69	47.63	39.74	1.20
Browning (2001)	Circular 160 cm	1.36	0.32	29.94	36.95	0.81
	Rectangular 100X160 cm	1.20	0.32	29.77	38.78	0.77

Procedimiento	Sección	Cuantía longitudinal ρ_L (%)	Cuantía transversal ρ_{st} (%)	Δ_u inelástico calculado (cm)	Δ_u inelástico SeismoStruct (cm)	$\frac{\Delta_u calc}{\Delta_u seismo}$
Chopra y Goel (2001)	Circular 160 cm	2.72	0.70	37.15	31.21	1.19
	Rectangular 100X160 cm	1.40	0.67	35.98	38.41	0.94
Priestley y Kowalsky (2000)	Circular 160 cm	2.44	0.23	27.00	27.34	0.99
	Rectangular 100X160 cm	1.05	0.49	27.00	33.92	0.80
Rivera (2005)	Circular 160 cm	1.69	0.44	28.00	29.77	0.94
	Rectangular 100X160 cm	1.29	0.87	34.97	37.23	0.94

- Para las columnas excitadas por el mismo acelerograma (estación SCT, 19 de septiembre de 1985), y que forman parte de un marco rígido, nuevamente se observa que la mayoría de los métodos tienden a subestimar la respuesta real de la columna, teniendo menor margen de error los de Chopra y Goel (2001), y Priestley Kowalsky (2000) para las columnas de sección circular; y Chopra y Goel (2001), y Panagiotakos y Fardis (1999) para las columnas de sección rectangular (tabla 4.5).

Tabla 4.5 Análisis de Resultados Columnas de Marco (Acelerograma SCT/19sep85)

Procedimiento	Sección	Cuantía longitudinal ρ_L (%)	Cuantía transversal ρ_{st} (%)	Δ_u inelástico calculado (cm)	Δ_u inelástico SeismoStruct (cm)	$\frac{\Delta_u calc}{\Delta_u seismo}$
Panagiotakos y Fardis (1999)	Circular 80 cm	1.21	0.42	16.41	18.95	0.87
	Rectangular 60X80 cm	0.59	0.60	17.71	18.36	0.96
Browning (2001)	Circular 80 cm	0.91	0.29	8.98	26.36	0.34
	Rectangular 60X80 cm	0.95	0.35	6.02	21.25	0.28
Chopra y Goel (2001)	Circular 80 cm	0.55	0.39	14.23	13.68	1.04
	Rectangular 60X80 cm	0.72	0.36	14.66	13.02	1.13
Priestley y Kowalsky (2000)	Circular 80 cm	0.82	0.42	13.50	14.37	0.94
	Rectangular 60X80 cm	1.07	0.64	13.50	11.14	1.21
Rivera (2005)	Circular 80 cm	0.46	0.20	5.05	6.53	0.77
	Rectangular 60X80 cm	0.52	0.37	4.99	5.90	0.85

Las observaciones anteriores se plasman en las siguientes gráficas (figura 4.5).

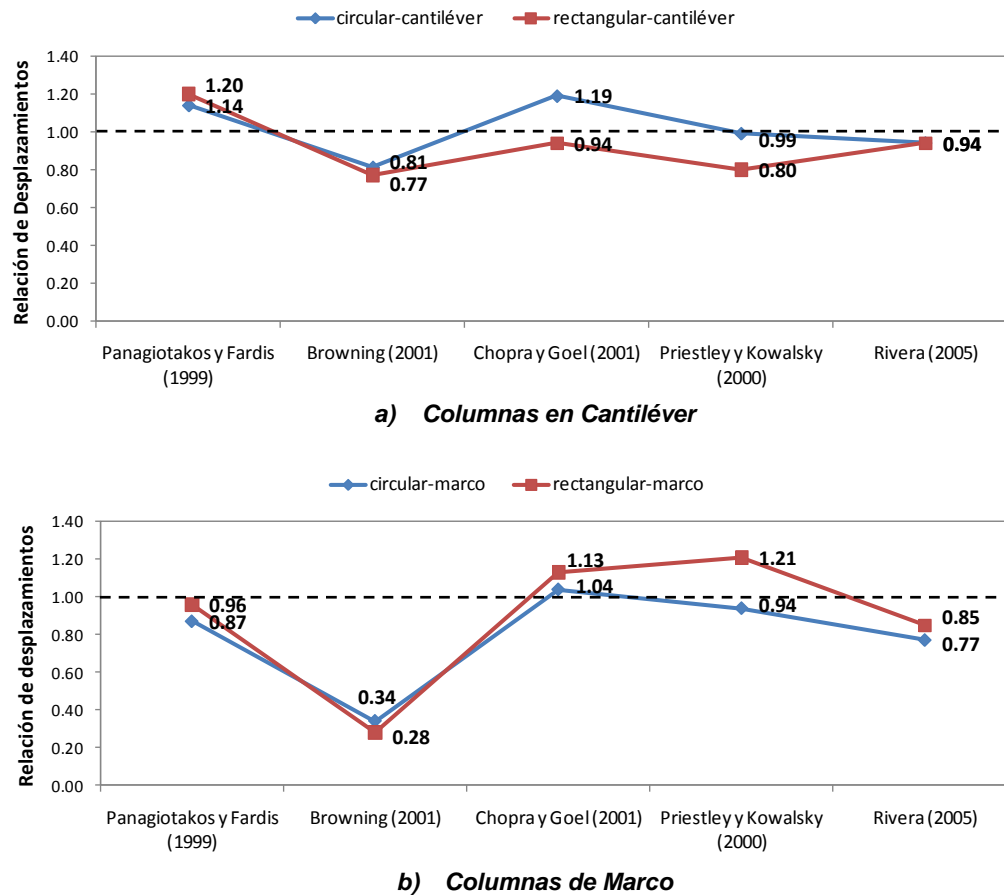


Figura 4.5 Relaciones $\Delta_{u\text{ calc}}/\Delta_{u\text{ seismo}}$ para el registro sísmico de la estación SCT (1985)

- Para el acelerograma de Northridge, 17 de enero de 1994, para las columnas en cantiléver, los métodos sobreestiman en su mayoría la respuesta que realmente va experimentar la columna. Se puede observar en la tabla 4.6, que los métodos que mejor predicen la respuesta de la columna son los de Browning (2001), y Priestley y Kowalsky (2000) para las columnas de sección circular; y Panagiotakos y Fardis (1999), y Priestley y Kowalsky (2000) para el caso de las columnas de sección rectangular.

Tabla 4.6 Análisis de Resultados Columnas en Cantiléver (Acelerograma Northridge-Arleta/17ene94)

Procedimiento	Sección	Cuantía longitudinal ρ_L (%)	Cuantía transversal ρ_{st} (%)	Δ_u inelástico calculado (cm)	Δ_u inelástico SeismoStruct (cm)	$\frac{\Delta_{u\text{ calc}}}{\Delta_{u\text{ seismo}}}$
Panagiotakos y Fardis (1999)	Circular 150 cm	1.43	0.76	22.48	17.47	1.29
	Rectangular 100X150 cm	0.95	0.93	17.40	18.17	0.96

Procedimiento	Sección	Cuantía longitudinal ρ_L (%)	Cuantía transversal ρ_{st} (%)	Δ_u inelástico calculado (cm)	Δ_u inelástico SeismoStruct (cm)	$\frac{\Delta_u calc}{\Delta_u seismo}$
Browning (2001)	Circular 150 cm	0.95	0.27	23.66	22.95	1.03
	Rectangular 100X150 cm	0.81	0.32	23.55	20.17	1.17
Chopra y Goel (2001)	Circular 150 cm	1.25	0.26	23.08	16.74	1.38
	Rectangular 100X150 cm	0.95	0.52	24.56	18.24	1.35
Priestley y Kowalsky (2000)	Circular 150 cm	1.25	0.403	18.00	16.15	1.11
	Rectangular 100X150 cm	1.08	0.97	18.00	16.52	1.09
Rivera (2005)	Circular 150 cm	0.90	0.26	16.79	14.02	1.20
	Rectangular 100X150 cm	0.88	0.28	14.89	12.52	1.19

- Para las columnas que forman parte de un marco rígido (acelerograma de Northridge, 17 de enero de 1994), se observa en la tabla 4.7, que todos los métodos subestiman la respuesta real de la columna, siendo los métodos de Priestley Kowalsky (2000) para las columnas de sección circular; y Chopra y Goel (2001), y Priestley Kowalsky (2000) para las columnas de sección rectangular, los que presentan menor margen de error.

Tabla 4.7 Análisis de Resultados Columnas de Marco (Acelerograma Northridge-Arleta/17ene94)

Procedimiento	Sección	Cuantía longitudinal ρ_L (%)	Cuantía transversal ρ_{st} (%)	Δ_u inelástico calculado (cm)	Δ_u inelástico SeismoStruct (cm)	$\frac{\Delta_u calc}{\Delta_u seismo}$
Panagiotakos y Fardis (1999)	Circular 75 cm	0.77	0.23	10.78	12.81	0.84
	Rectangular 50X70 cm	0.81	0.44	11.41	13.17	0.87
Browning (2001)	Circular 75 cm	0.36	0.28	6.74	15.39	0.44
	Rectangular 50X70 cm	0.33	0.27	5.30	15.56	0.34
Chopra y Goel (2001)	Circular 75 cm	0.65	0.38	6.02	8.06	0.75
	Rectangular 50X70 cm	1.02	0.67	7.23	8.22	0.88
Priestley y Kowalsky (2000)	Circular 75 cm	0.77	0.27	9.00	10.50	0.86
	Rectangular 50X70 cm	0.81	0.42	9.00	9.79	0.92
Rivera (2005)	Circular 75 cm	0.36	0.16	4.34	5.98	0.73
	Rectangular 50X70 cm	0.34	0.33	3.39	5.15	0.66

Las observaciones anteriores se plasman en las siguientes gráficas (figura 4.6).

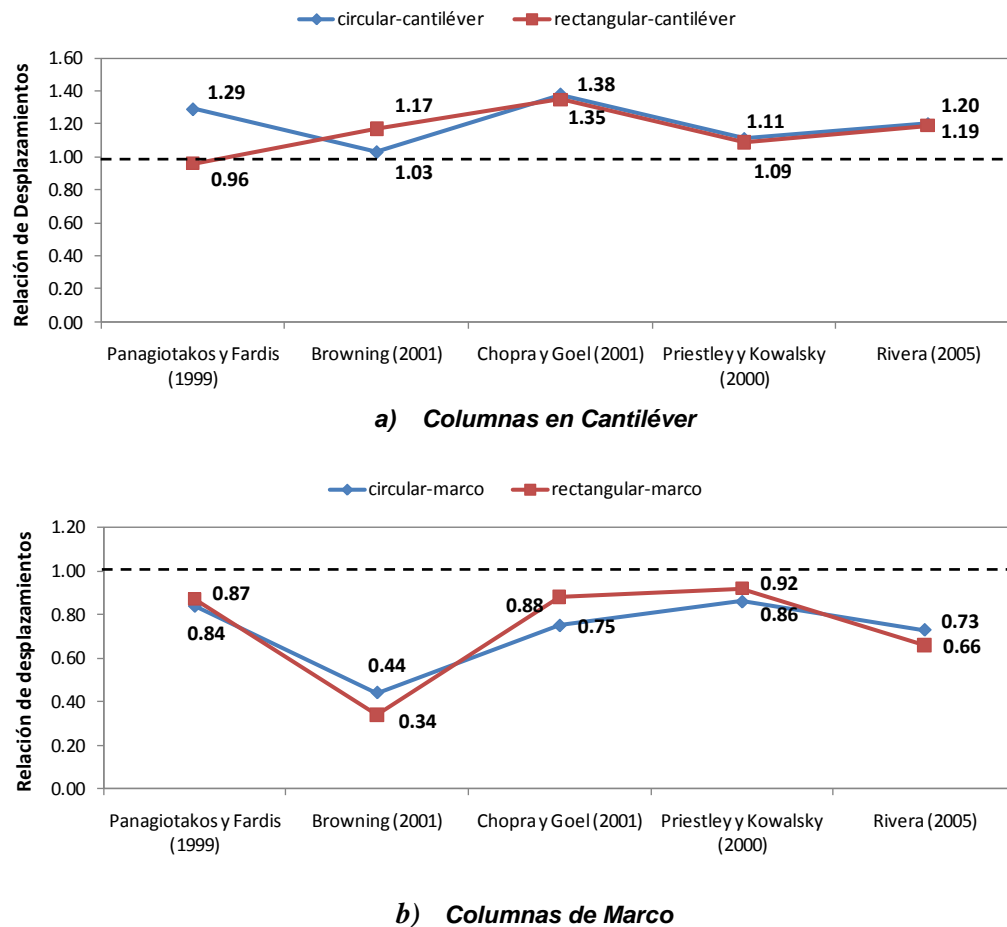


Figura 4.6 Relaciones $\Delta_{u\text{ calc}}/\Delta_{u\text{ sismo}}$ para el registro sísmico de Northridge (1994)

4.5. Comparación con el diseño basado en resistencia

Con objeto de apreciar las diferencias, en términos cuantitativos de la cantidad de acero, entre los métodos de diseño basado en desplazamiento y los basados en resistencia, se llevaron a cabo los diseños sísmicos por resistencia de las columnas de los prototipos mostrados en la tabla 4.2. Para el diseño por resistencia se utilizaron las NTC-Sismo (2004) y NTC-Concreto (2004).

El diseño se hizo conforme a los requisitos para marcos dúctiles de las NTC-Concreto (2004) en los que se señala que la cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 0.01 ni mayor que 0.04. Además se cumplió con la cuantía mínima de refuerzo transversal de acuerdo a las NTC-Concreto de acuerdo a lo siguiente:

En columnas de núcleo circular, la cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares, ρ_s , no será menor que la calculada con las siguientes ecuaciones:

$$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'}{f_y} \quad \text{ni que} \quad 0.12 \frac{f'}{f_y} \quad (4.2)$$

donde, A_c es el área transversal del núcleo, hasta la circunferencia exterior de la hélice o estribo; A_g es el área transversal de la columna; y f_y es el esfuerzo de fluencia del acero de la hélice o estribo.

En columnas de núcleo rectangular, la suma de las áreas de estribos y grapas, A_{sh} , en cada dirección de la sección de la columna no será menor que la obtenida a partir de las siguientes ecuaciones:

$$0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'}{f_{yh}} s b_c \quad (4.3)$$

$$0.09 \frac{f'}{f_{yh}} s b_c \quad (4.4)$$

donde, b_c es la dimensión del núcleo del elemento a flexocompresión, normal al refuerzo con área A_{sh} y es fuerza de fluencia f_{yh} , figura 4.7.

También se deberá cumplir con que la separación del refuerzo transversal no debe exceder de:

- 1) La cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento;
- 2) Seis veces el diámetro de la barra longitudinal más grande; o
- 3) 100 mm.

Si la distancia entre barras longitudinales no soportadas lateralmente es menor o igual que 200 mm, el límite del inciso 3) anterior podrá tomarse como 150 mm.

La distancia centro a centro, transversal al eje del miembro, entre ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 450 mm, y entre grapas, así como entre éstas y ramas de estribos no será mayor de 250 mm. Si el refuerzo consta de estribos sencillos, la mayor dimensión de éstos no excederá de 450 mm.

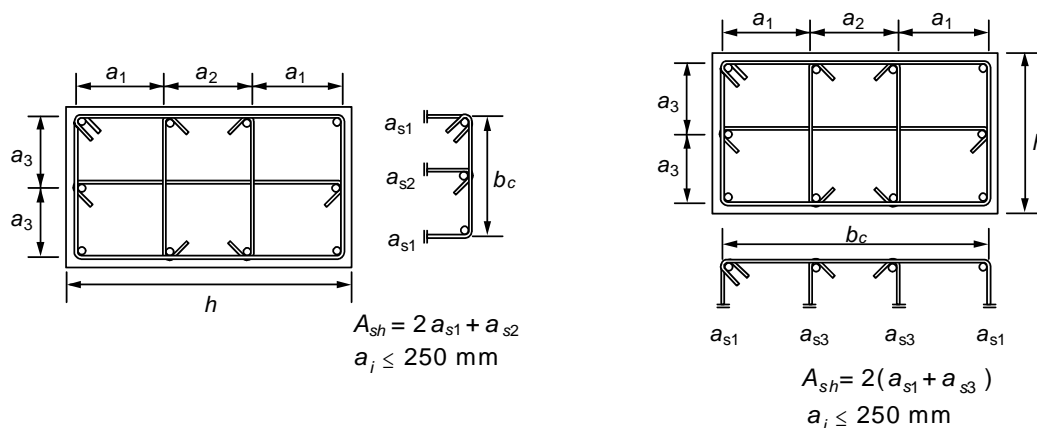


Figura 4.7 Determinación de la cuantía de refuerzo transversal en miembros a flexocompresión

En las tablas 4.8 y 4.9 se resumen los resultados de los diseños obtenidos con los métodos basados en resistencia. Si se comparan con los resultados obtenidos con los basados en desplazamiento (tablas 4.4, 4.5, 4.6 y 4.7), como se aprecia en las gráficas de las figuras 4.8 y 4.9, se puede observar que los diseños basados en desplazamiento arrojan cuantías de refuerzo longitudinal mucho menor que los basados en resistencia, lo cual se atribuye a que en los primeros se tiene la posibilidad de estimar la cuantía necesaria para darle la capacidad de desplazamiento elástico a la columna debida al sismo de diseño. Esta situación también se aprecia en la cuantía de refuerzo transversal, en la que las secciones detalladas conforme a los métodos basados en desplazamiento requieren de menor acero en comparación de las diseñadas por resistencia, lo cual representa una gran ventaja en la optimización del refuerzo, además de que contribuye a obtener secciones poco congestionadas de acero innecesario, lo que facilita el habilitado del refuerzo en la obra, así como el colado de las columnas. En el anexo II se muestran las características de los diseños obtenidos por resistencia.

Tabla 4.8. Columnas aisladas (zona III-b)

Geometría	Factor de Comportamiento Sísmico Q	Cuantía longitudinal ρ_L (%)	Cuantía transversal ρ_{st} (%)
Circular 200 cm	3	3.27	0.92
Circular 200 cm	4	1.89	0.92
Rectangular 120X180 cm	3	3.17	1.31
Rectangular 120X180 cm	4	1.90	1.25

Tabla 4.9. Columnas de marco (zona III-b)

Geometría	Factor de Comportamiento Sísmico Q	Cuantía longitudinal ρ_L (%)	Cuantía transversal ρ_{st} (%)
Circular 90 cm	3	2.99	1.08
Circular 90 cm	4	1.87	1.08
Rectangular 60X80 cm	3	3.30	2.17
Rectangular 60X80 cm	4	2.11	2.17

En la figura 4.8 se observan de manera gráfica los valores de las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal para las columnas en cantiléver, secciones circulares (figura 4.8-a) y secciones rectangulares (figura 4.8-b), diseñadas con el registro sísmico de la estación SCT (1985) y con las NTC-Sismo (2004) para los métodos basados en desplazamiento y en resistencia, respectivamente.

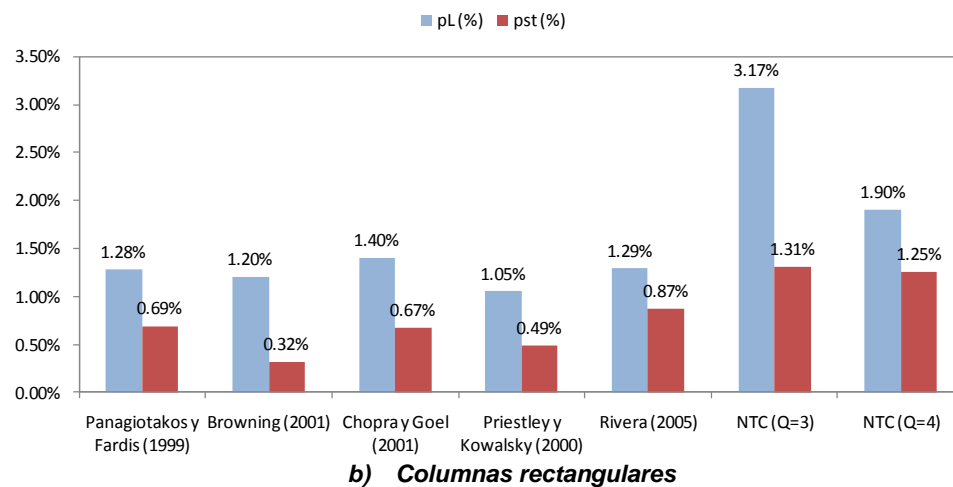
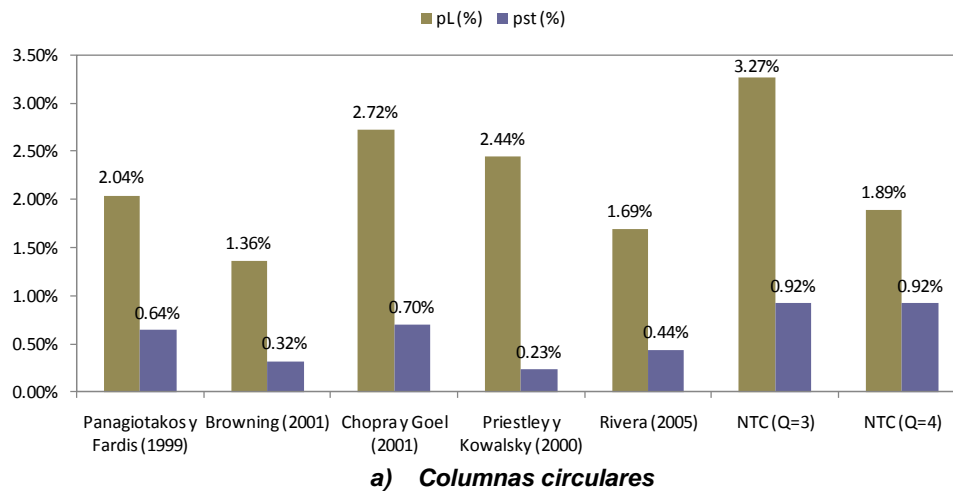


Figura 4.8 Cuantías de refuerzo longitudinal y transversal para columnas en cantiléver

De igual forma, en la figura 4.9 se observan de manera gráfica los valores de las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal para las columnas que forman parte de un marco, secciones circulares (figura 4.9-a) y secciones rectangulares (figura 4.9-b), diseñadas con el registro sísmico de la estación SCT (1985) y con las NTC-Sismo (2004) para los métodos basados en desplazamiento y en resistencia, respectivamente.

En ambas figuras (4.8 y 4.9), se observa que las cuantías de acero en el diseño basado en resistencia llegan a ser hasta 3 veces la cuantía de acero longitudinal y 4 veces la cuantía de acero transversal para las columnas en cantiléver, que la calculada con los diseños basados en desplazamiento.

Para las columnas de marco, las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal, llegan a ser hasta 6.4 y 6.2 veces, respectivamente.

Lo anterior varía significativamente dependiendo del nivel de ductilidad (factor de comportamiento sísmico) con el que se diseñen las columnas para el método basado en resistencia.

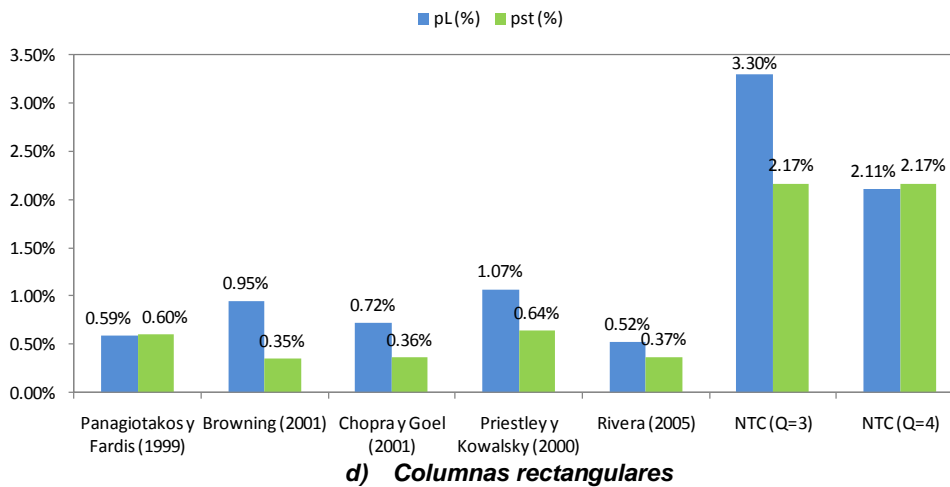
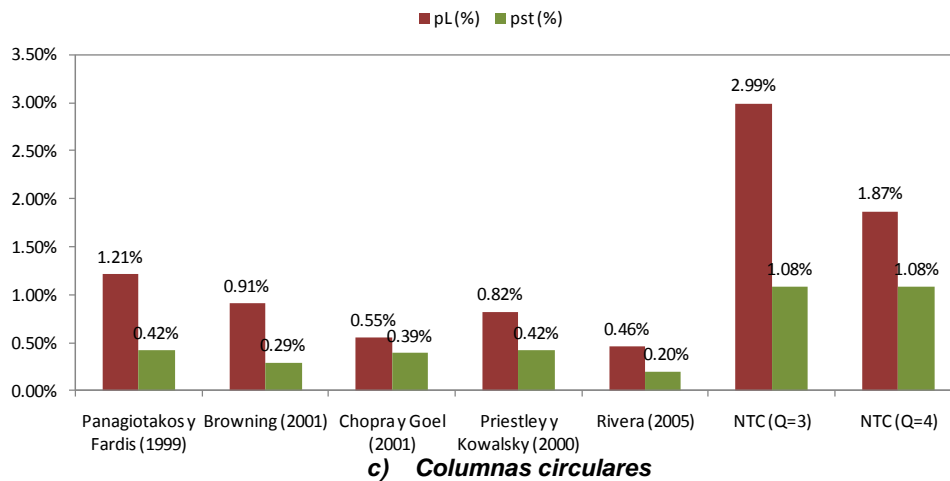


Figura 4.9 Cuantías de refuerzo longitudinal y transversal para columnas de marco

4.6. Comparativa de costos

Cabe señalar que la optimización de recursos es importante, no sólo por lo que implica en términos de costos, sino también por el cuidado al medio ambiente por la emisión de gases por la fabricación de los diversos materiales que se emplean en la construcción. Debido a lo anterior, se hizo la cuantificación únicamente del volumen de concreto y del peso de acero para conocer el costo total de los materiales para la construcción de las columnas de los puentes presentados en esta investigación. Los precios se tomaron del Tabulador General de Precios Unitarios del D.F. (TGPU-DF, junio de 2010). En el anexo IV se muestran las cantidades de obra y el costo para cada una de las columnas diseñadas.

Como los diseños basados en resistencia se hicieron con las NTC-Concreto (2004), solamente se cuantificaron las columnas diseñadas con los métodos basados en desplazamiento para el acelerograma de la estación SCT (19 de septiembre de 1985).

Para las columnas en cantiléver se puede observar en la figura 4.10, que los diseños basados en desplazamiento tienden a ser ligeramente más costosos para el caso de las columnas de sección circular que para las columnas de sección rectangular. También se puede observar que los diseños basados en resistencia tienden a ser mucho más costosos que los basados en desplazamiento, siendo en la mayoría de los casos casi el doble del costo.

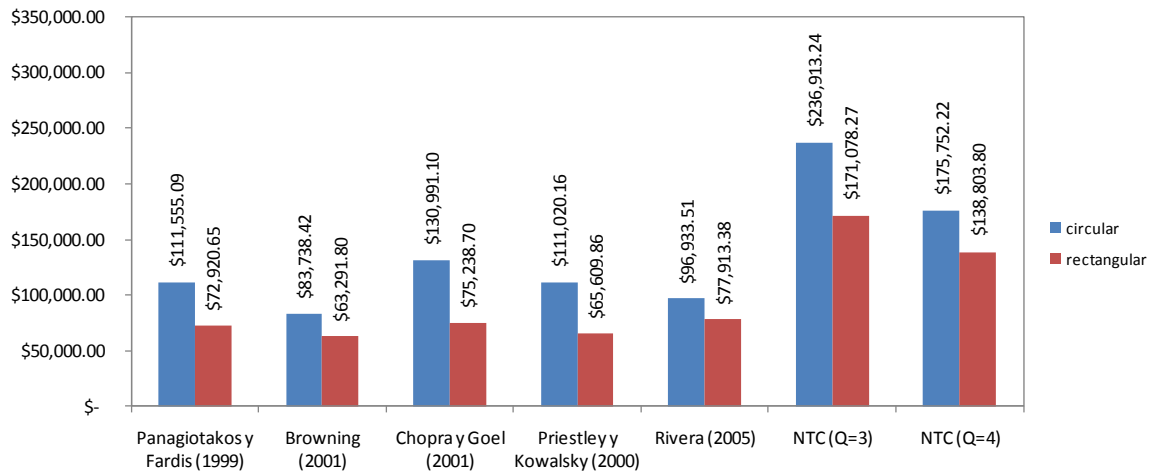


Figura 4.10 Comparación de costos columnas en cantiléver, SCT 18sep85 (N90E) y NTC(2004)

Para las columnas que forman parte de un marco, se puede observar en la figura 4.11, que los costos de los diseños basados en desplazamiento para ambas secciones, circular y rectangular, tienden a ser muy parecidos. Se puede apreciar que los diseños basados en resistencia son mucho más costosos que los basados en desplazamiento. La relación es todavía mayor en el caso de columnas que forman parte de un marco que en el caso en el que las columnas trabajan en cantiléver, esta relación llega a ser hasta 3 veces; lo anterior se debe a que la rigidez de las columnas formando parte de un marco es mucho mayor que en cantiléver. Cabe mencionar que aunque no se cuantifica la mano de obra y maquinaria, los costos de estos conceptos también se ven reducidos al diseñar racionalmente las columnas. Para efectos de esta cuantificación sólo se consideró el material de una sola columna.

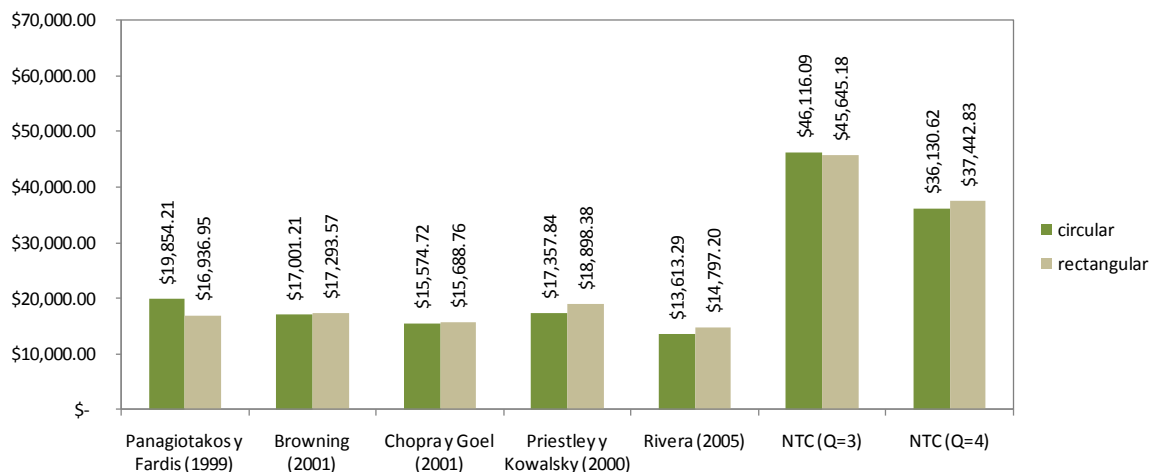


Figura 4.11 Comparación de costos columnas de marco, SCT 18sep85 (N90E) y NTC(2004)

V. Conclusiones

El objetivo principal de este trabajo consistió en analizar diferentes métodos de diseño sísmico basado en desplazamiento, aplicados al diseño de columnas de puentes de concreto reforzado, a fin de estudiar sus ventajas y desventajas para garantizar su funcionalidad, economía y seguridad ante sismos de diferentes intensidades, además de evaluar cuál de estos métodos tiene criterios más confiables y simples que puedan ser incorporados a la práctica de diseño. De lo anterior, se derivaron las conclusiones que a continuación se describen.

Se concluye que el diseño basado en resistencia no ofrece la transparencia suficiente para analizar de mejor manera la respuesta inelástica de los puentes, por lo que los parámetros representativos para llevar a cabo dicha respuesta se detallan de forma más explícita en un diseño basado en desplazamiento; además dicha filosofía es muy conservadora debido a que en los reglamentos se proporciona el máximo confinamiento a las columnas sin tomar en cuenta el nivel de carga axial que actúa en las columnas y la demanda de desplazamiento debida al sismo de diseño. Tal situación contribuye a que los puentes puedan tener un margen de seguridad elevado con cantidades de material innecesarias y que elevan el costo de estas estructuras.

La ventaja que se tiene con los métodos basados en desplazamiento respecto a los basados en resistencia, es que a partir del nivel de desempeño deseado, se puede proporcionar el tamaño y refuerzo racional de la columna para satisfacer dicho nivel de desempeño. De momento se tiene la desventaja, con el hecho de requerir varias iteraciones para llegar a la solución final debido al refinamiento del proceso de diseño.

Por otro lado, para evaluar la capacidad de deformación inelástica de las columnas, los nueve métodos ofrecen ecuaciones que hasta cierto punto son complicadas para ser usadas en la práctica de diseño, sobre todo la que propone Panagiotakos y Fardis (1999); además de que en otros casos se requiere de análisis específicos de la sección de la columna para poder aplicar la ecuación que se recomienda, como en el método de Priestley y Kowalsky (2000); en otros casos es necesario llevar a cabo análisis más sofisticados como el análisis pushover, tal y como se propone en el método de Freeman (1998). Sin embargo, hay que señalar que con estos métodos de diseño se tiene una relación más directa entre el detallado y armado requerido para que las columnas desarrollen el desempeño esperado, siendo más explícita esta condición en los métodos de Panagiotakos y Fardis (1999), Browning (2001), Chopra y Goel (2001) y en el de Rivera (2005-a).

En lo que concierne a los criterios para estimar la demanda de deformación inelástica, los métodos de diseño de Panagiotakos y Fardis (1999), junto con el de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 1999) y el de Priestley y Kowalsky (2000), se limitan a usar el procedimiento basado en linealización equivalente, el cual suele ser un procedimiento muy elaborado lo que implica que se vuelva impráctica su aplicación; además de que estos métodos son obsoletos en comparación con los métodos simplificados para la predicción de las demandas de desplazamiento inelástico que se han venido desarrollando en los últimos años (Rivera, 2005-b). Por su parte el método de Rivera (2005 a) está estructurado para que se pueda emplear cualquiera de los criterios disponibles para predecir las demandas de desplazamiento inelástico, como son: linealización equivalente, factores de modificación de desplazamiento y factores de reducción de resistencia.

Al analizar la bondad de los cinco métodos seleccionados de diseño basado en desplazamiento se puede observar lo siguiente:

- En términos generales para los puentes diseñados por los métodos basados en desplazamiento utilizando el registro sísmico de la estación SCT, 19 de septiembre de 1985, se observó que los métodos que mejor predicen la respuesta de la columna para puentes en cantiléver, son los de Chopra y Goel (2001), Priestley y Kowalsky (2000), y Rivera (2005-a) para columnas de sección circular y rectangular. Para puentes con marcos de dos columnas el método que tiene menor margen de error es el de Chopra y Goel (2001) para columnas de sección circular y rectangular, así como el de Panagiotakos y Fardis (1999) sólo para columnas de sección rectangular.
- De igual manera, para los puentes diseñados por dichos métodos utilizando el registro de Northridge, 17 de enero de 1994, se observó que los métodos que tiene menor margen de error para puentes en cantiléver son los de Priestley y Kowalsky (2000) para columnas de sección circular y rectangular, así como Browning (2001) sólo para columnas de sección circular, y Panagiotakos y Fardis (1999) sólo para columnas de sección rectangular. Para puentes con marcos de dos columnas, el método que tiene menor margen de error es el de Priestley Kowalsky (2000) para columnas de sección circular y rectangular, así como el de Chopra y Goel (2001) sólo para columnas de sección rectangular.
- De los métodos estudiados en esta investigación y de acuerdo a la evaluación hecha en el capítulo III y a los resultados obtenidos en el capítulo IV, se considera que se pueden implementar de manera simple y práctica en los reglamentos nacionales por su simplicidad, versatilidad, claridad y sobre todo por su precisión, los siguientes métodos: Priestley y Kowalsky (2000), Rivera (2005-a), Chopra y Goel (2001), particularmente para el caso de columnas en cantiléver. Se deberá buscar en otras investigaciones un equilibrio entre la precisión y la simplicidad de estos métodos debido a que, para obtener el detallado adecuado de las secciones de las columnas para satisfacer el desempeño deseado, depende de los criterios que ofrecen estos métodos para evaluar la capacidad y la demanda sísmica, ya que esto hace que algunos métodos tengan mejor estimación del desempeño que otros.

Finalmente, en cualquiera de los métodos seleccionados y analizados se logran diseños racionales con respecto al método basado en resistencia; esto se pudo apreciar en los ejemplos de aplicación, donde los diseños basados en desplazamiento arrojaron de manera más transparente, una sección más pequeña con menos cuantía de refuerzo longitudinal y un apropiado confinamiento transversal que los basados en resistencia, además de que la sección de la columna y el acero de refuerzo proporcionan la capacidad de deformación que demanda el sismo de diseño. Esta situación también se observó al comparar los costos de los materiales entre los diseños basados en resistencia y los basados en desplazamiento, los primeros tienden a ser mucho más costosos que los segundos, como se mostró en el capítulo IV.

En el futuro deberán realizarse investigaciones sobre el análisis de confiabilidad para evaluar el nivel de seguridad que pueden brindar estos métodos en el diseño de columnas de puentes; así como análisis de optimización para encontrar el equilibrio entre costo y resistencia.

- [1]. **AASHTO (2004)**, “LRFD Bridge Design Specifications”, American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc, 3rd Edition, Washington, D. C.
- [2]. **ACI-318 (2005)**, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)”, American Concrete Institute, USA, 2005.
- [3]. **Akkar S. D. y Miranda E. (2005)**, “Statistical Evaluation of Approximate Methods for Estimating Maximum Deformations Demands on Existing Structures”, Journal of Structural Engineering ASCE, 160-172.
- [4]. **Aschheim M. A. y Black E. F. (2000)**, “Yield Point Spectra for Seismic Design and Rehabilitation”, Earthquake Spectra, 16(2), 317-336.
- [5]. **Aschheim M. A. (2002)**, “Seismic Design Based on the Yield Displacement”, Earthquake Spectra, 18(4), 581-600.
- [6]. **ATC (1996)**, “Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations”, ATC 32, Applied Tech. Council, Redwood City, CA, USA.
- [7]. **Bazán E. y Meli R. (2010)**, “Diseño Sísmico de Edificios”, Editorial Limusa, México, 320 p.
- [8]. **Browning J. P. (1998)**, “Proportioning of Earthquake-Resistant RC Building Structures”, PhD Thesis, Purdue University, West Lafayette, Indianapolis.
- [9]. **Browning J. P. (2001)**, “Proportioning of Earthquake-Resistant RC Building Structures”, Journal of the Structural Division ASCE, 127(2), 145-151.
- [10]. **Browning J. P., Li Y. R., Lynn A. y Moehle J. P. (2001)**, “Performance Assessment for a Reinforced Concrete Frame Building”, Earthquake Spectra, 16(3), 541-555
- [11]. **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.
- [12]. **CFE (1993)**, “Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo”, Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México, 1993.
- [13]. **CFE (2008)**, “Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo”, Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México, 2008.
- [14]. **Chopra A. K. y Goel R. K. (1999)**, “Capacity-Demand-Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum”, Earthquake Spectra, 15(4), 637-656.
- [15]. **Chopra A. K. y Goel R. K. (2001)**, “Direct Displacement-Based Design: Use of Inelastic vs. Elastic Design Spectra”, Earthquake Spectra, 17(1), 47-65.
- [16]. **DEGTRA Ver 5.4.0. (2005)**, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria, México.

- [17]. **Díaz Barriga J. C. (2007)**, “Diseño Sísmico de Columnas de Marcos Transversales de Puentes Urbanos de Concreto Reforzado Basado en Desplazamiento”, Tesina de Especialización en Puentes, Facultad de Estudios Superiores Aragón, UNAM, México.
- [18]. **Domínguez O. (2009)**, “Propuesta de Criterios de Cuantías de Refuerzo en Columnas de Puentes de Concreto Reforzado para Satisfacer las Demandas Sísmicas del Valle de México”, Tesis de Maestría, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM.
- [19]. **Esteba L. (2001)**, “Diseño Sísmico Basado en Desempeño: Tendencias y Retos”, Revista de Ingeniería Sísmica, No. 63, 36-54.
- [20]. **Eurocódigo 8 (1998)**, “Disposiciones para el Proyecto de Estructuras Sismorresistentes, Parte 2: Puentes”, UNE-ENV, 1998-2.
- [21]. **Fajfar P. (2000)**, “A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design”, Earthquake Spectra, 16(3), 573-592.
- [22]. **Fajfar P. (1999)**, “Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 28, 979-993.
- [23]. **Fardis M. N. (2007)**, “Guidelines for Displacement-Based Design of Buildings and Bridges”, IUSS PRESS, Pavia, Italy.
- [24]. **Federal Emergency Management Agency (1997)**, “NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, FEMA 273, Washington, D. C.
- [25]. **Federal Emergency Management Agency (2000)**, “Action Plan for Performance Based Seismic Design”, FEMA 349, Washington, D. C.
- [26]. **Federal Emergency Management Agency (2006)**, “NEHRP Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines” Program Plan for a New and Existing Buildings, FEMA 445, Washington, D. C.
- [27]. **Fib Task Group 7.2 (2003)**, “Displacement-Based Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings”, Bulletin 25.
- [28]. **Freeman S. A. (1998)**, “The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design” Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris.
- [29]. **Freeman S. A. (2004)**, “Review of the Development of the Capacity Spectrum Method”, ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 48, Vol. 41, No. 1, 1-13.
- [30]. **Gulkan P. y Sozen M. (1974)**, “Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions”, ACI Journal, 71(12), 604-610.
- [31]. **Hilber H. M., Hughes T. J. R. y Taylor R. L. (1977)**, “Improved Numerical Dissipation for Time Integration Algorithms in Structural Dynamics”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 5, No. 3, pp. 473-478.

- [32]. **Iwan W. (1980)**, “Estimating Inelastic Response Spectra from Elastic Spectra”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 8, 375-388.
- [33]. **Judi H. J., Fenwick R. C. y Davidson B. J. (2001)**, “Direct Displacement Based Design – A Definition of Damping”, NZSEE 2001 Conference.
- [34]. **Kappos A. J. (1991)**, “Analytical Prediction of the Collapse Earthquake for R/C Buildings: Suggested Methodology”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 20(2), 167-176.
- [35]. **Kappos A. J. (1997)**, “Influence of Capacity Design Method on the Seismic Response of R/C Columns”, *Journal Earthquake Engineering*, 1(2), 341-399.
- [36]. **Kappos A. J. y Manafpour A. (2001)**, “Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings with the Aid of Advanced Analytical Techniques”, *Engineering Structures*, 23, 319-332.
- [37]. **Kawashima K. (2000)**, “Impact of Hanshin/Awaji Earthquake on Seismic Design and Seismic Strengthening of Highway Bridges”, Tokyo Institute of Technology, Japan.
- [38]. **Kowalsky M. J., Priestley M. J. N. y Macrae G. A. (1995)**, “Displacement-Based Design of RC Bridge Columns in Seismic Regions”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, 1623-1643.
- [39]. **Kowalsky M. J. (1997)**, “Direct Displacement-Based Design: A Seismic Design Methodology and its Application to Concrete Bridges”, Dissertation, University of California, San Diego.
- [40]. **Kowalsky M. J. (2002)**, “A Displacement-Based Approach for the Seismic Design of Continuous Concrete Bridge”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, 719-747.
- [41]. **MacGregor J. G. y Wight J. K. (2005)**, “Reinforced Concrete: Mechanics and Design”, Prentice Hall, 4th edition, New Jersey.
- [42]. **Mander J. B., Priestley M. J. N. y Park R. (1988)**, “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.
- [43]. **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.
- [44]. **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 Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca, Morelos.
- [45]. **Miranda E. y Bertero V. (1994)**, “Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design”, *Earthquake Spectra*, Vol. 10(2), 357-379.
- [46]. **Miranda E. (2001)**, “Estimation of Inelastic Deformation Demands of SDOF Systems”, *Journal of Structural Engineering*, 127(9), 1005-1012.

- [47]. **Miranda E. y Ruíz J. (2002)**, “Evaluation of Approximate Methods to Estimate Maximum Inelastic Displacement Demands”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, 539-560.
- [48]. **Moehle J. P. (1992)**, “Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes”, *Earthquake Spectra*, Vol. 8(3), 403-428.
- [49]. **Newmark N. M. y Rosenblueth E. (1971)**, “Fundamentos de Ingeniería Sísmica”, Editorial Diana S. A., México.
- [50]. **NTC-Concreto (2004)**, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México, 2004.
- [51]. **NTC-Sismo (2004)**, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México, 2004.
- [52]. **Ordaz M. y Pérez-Rocha L. E. (1998)**, “Estimation of Strength-Reduction Factors for Elastoplastic Systems: A New Approach”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, 889-901.
- [53]. **Ortiz J. C. (2006)**, “Displacement-Based Design of Continuous Concrete Bridges Under Transverse Seismic Excitation”, Master Thesis, European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), University of Pavia, Italy.
- [54]. **Panagiotakos T. B. y Fardis M. N. (1999)**, “Deformation-Controlled Earthquake-Resistant Design of RC Buildings”, *Journal Earthquake Engineering*, 3(4), 498-518.
- [55]. **Panagiotakos T. B. y Fardis M. N. (2001)**, “A Displacement-Based Seismic Design Procedure for RC buildings and Comparison with EC8”, *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, Vol. 30, 1439-1462.
- [56]. **Panagiotakos T. B. y Fardis M. N. (2001)**, “Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate”, *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 2, 135-148.
- [57]. **Park R. y Paulay T. (1980)**, “Estructuras de Concreto Reforzado”, Editorial Limusa, México, 796 p.
- [58]. **Priestley M. J. N. y Park R. (1987)**, “Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading”, *ACI Structural Journal*, Title No. 84-S8, 61-74.
- [59]. **Priestley M. J. N. (1993)**, “Myths and Fallacies in Earthquake Engineering – Conflicts Between Design and Reality”, *Bulletin, NZSEE* 26(3), pp 329-341.
- [60]. **Priestley M. J. N., Seible F. y MacRae G. (1995)**, “The Kobe Earthquake of January, 1995: Initial Impressions from a Quick Reconnaissance”, *Structural Systems Research Project, Report SSRP-95/03*, University of California, San Diego, February 1995, 71 pp.
- [61]. **Priestley M. J. N., Seible F. y Calvi G. M. (1996)**, “Seismic Design and Retrofit of Bridges”, New York: John Wiley and Sons, Inc., USA.

- [62]. **Priestley M. J. N. y Calvi G. M. (1997)**, “Concepts and Procedures for Direct Displacement-Based Design”, *Seismic Design Methodologies for the Next Generations of Codes*, Fajfar and Krawinkler (eds.), Balkema, Rotterdam, 171-181.
- [63]. **Priestley M. J. N. (2002)**, “Direct Displacement-Based Design of Precast/Prestressed Concrete Buildings”, *PCI Journal*, 66-80.
- [64]. **Priestley M. J. N., Grant D. N. y Blandon C. A. (2005)**, “Direct Displacement-Based Seismic Design”, *NZSEE 2005 Conference*, Paper 33.
- [65]. **Priestley M. J. N., Calvi G. M. y Kowalsky M. J. (2007)**, “Displacement-Based Seismic Design of Structures”, *IUSS PRESS*, Pavia, Italy.
- [66]. **Qi X. y Moehle J. P. (1991)**, “Displacement Design Approach for Reinforced Structures Subjected to Earthquakes”, *Earthquake Engineering Research Center*, University of California at Berkeley, Berkeley, California, January 1991, 186 pp.
- [67]. **RCDF (2004)**, “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México, 2004.
- [68]. **Reyes J. (1999)**, “El Estado Límite de Servicio en el Diseño Sísmico de Edificios”, Tesis Doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- [69]. **Rivera D. y Meli R., (2004-a)**, “Capacidad de Desplazamiento Lateral de Columnas de Puentes de Concreto Reforzado”, *Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco Guerrero.
- [70]. **Rivera y Meli R. (2004-b)**, “Procedimiento de Diseño Sísmico de Columnas de Puentes de Concreto Reforzado”, *Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, Guerrero.
- [71]. **Rivera D. (2005-a)**, “Diseño Sísmico de Columnas de Puentes Urbanos de Concreto Reforzado en la Ciudad de México”, Tesis de Doctorado, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM.
- [72]. **Rivera D. (2005-b)**, “Revisión de los Métodos Aproximados para Calcular Demandas de Desplazamiento Inelástico en Suelos Blandos”, *XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, México, D.F.
- [73]. **Rivera D. (2007)**, “Evaluación Simplificada de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Urbanos”, *Cuadernos de Investigación del Centro Nacional de Prevención de Desastres*, Subdirección de Estructuras y Geotecnia, N0. 51, México, D.F.
- [74]. **Rivera D. y Díaz Barriga J. C. (2009)**, “Evaluación de Diferentes Métodos de Diseño Sísmico de Puentes Basado en Desplazamiento”, *XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puebla, Puebla.
- [75]. **Rodríguez M. E. y Bertero J. C. (1996)**, “Aspectos del Comportamiento Sísmico de Estructuras de Concreto Reforzado Considerando las Propiedades Mecánicas de los Aceros de Refuerzo Producidos en México”, Serie No. 575 del Instituto de Ingeniería, UNAM.

- [76]. **Rosenblueth E. y Herrera I. (1964)**, “On a Kind of Hysteretic Damping”, Journal of Engineering Mechanics Division ASCE, Vol. 90, No. EM4, 37-48.
- [77]. **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.
- [78]. **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.
- [79]. **SAP2000 Nonlinear Advanced 14.1.0**, “Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures Advanced”, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA, 2009.
- [80]. **SeismoStruct V.5.0.5 (2010)**, “Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analyses of Framed Structures”.
- [81]. **Shibata A. y Sozen M. (1976)**, “Substitute Structure Method for Seismic Design in RC”, ASCE Journal of Structural Engineering, 102(1), 1-18.
- [82]. **Structural Engineers Association of California, SEAOC (1996)**, “Vision 2000”, Sacramento, C. A.
- [83]. **Structural Engineers Association of California (1999)**, “Recommended Lateral Force Requirements and Commentary”, Blue Book, 7th ed.
- [84]. **Sullivan T. J. (2002)**, “The Current Limitations of Displacement Based Design”, MSc Dissertation, European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), University of Pavia, Italy.
- [85]. **Sullivan T. J., Calvi G. M. Priestley M. J. N. y Kowalsky M. J. (2003)**, “The Limitations and Performances of Different Displacement Based Design Methods”, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 7, Imperial College Press, 201-241.
- [86]. **TGPU-DF (2010)**, “Tabulador General de Precios Unitarios”, Gobierno del Distrito Federal, México, Junio de 2010.
- [87]. **Takeda T., Sozen M. A. y Nielson M. N. (1970)**, “Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake”, Journal of Structural Division ASCE, Vol. 96, 2557-2573.
- [88]. **Terán A. (1997)**, “Replanteamiento de los Métodos Actuales de Diseño Sismorresistente Mediante el Uso de Conceptos de Desempeño”, Revista Ingeniería Civil, No. 333.

ANEXOS

Anexo I. Espectros de desplazamiento inelástico y de desplazamiento para el estado límite de servicio y supervivencia

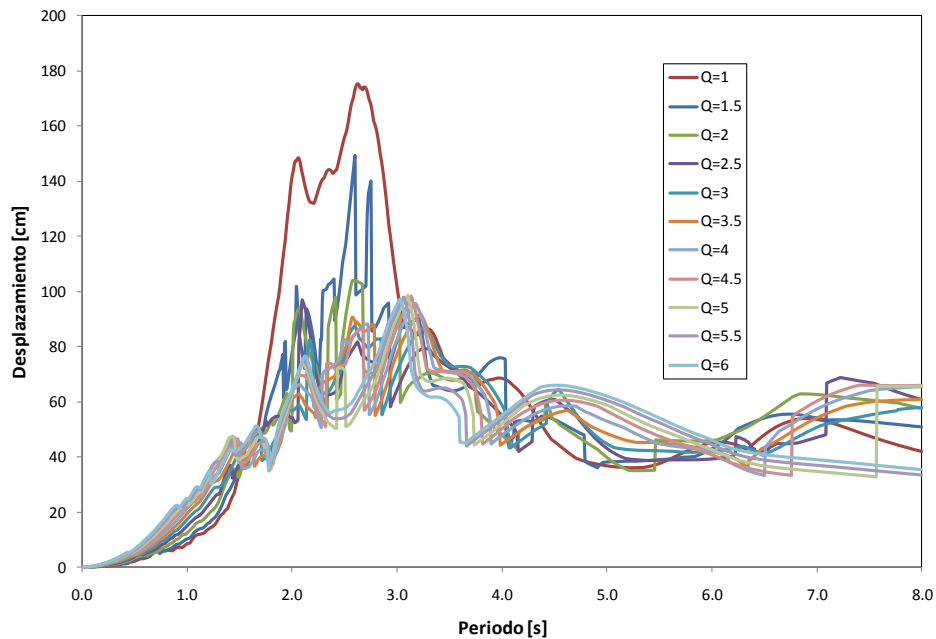


Figura I.1 Espectro de desplazamiento inelástico (SCT-1985)

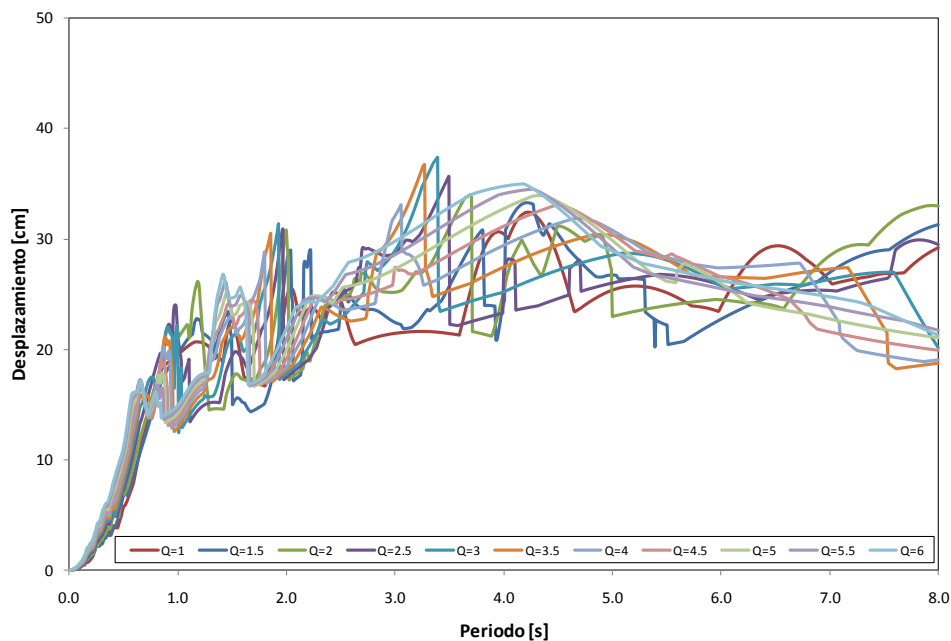


Figura I.2 Espectro de desplazamiento inelástico (Northridge-1994)

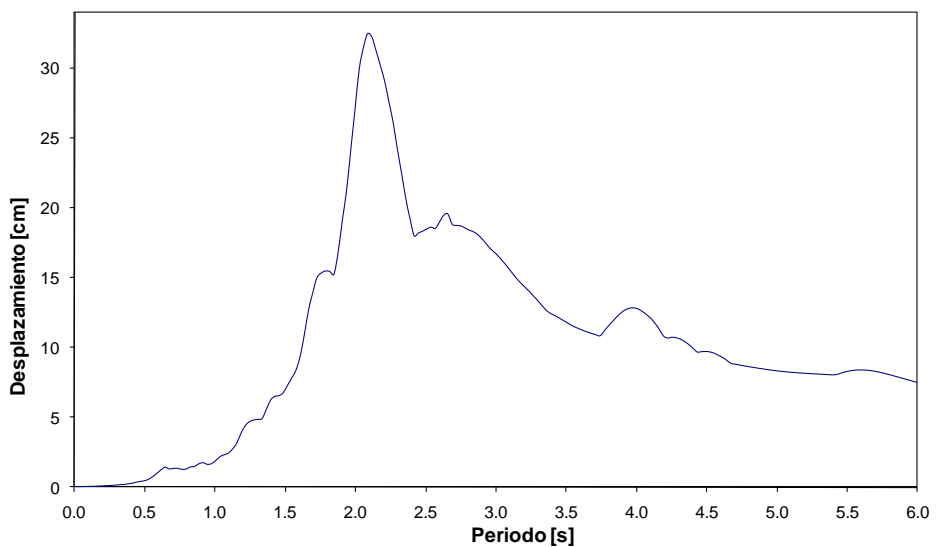


Figura I.3 Espectro de desplazamiento, servicio (SCT-1989)

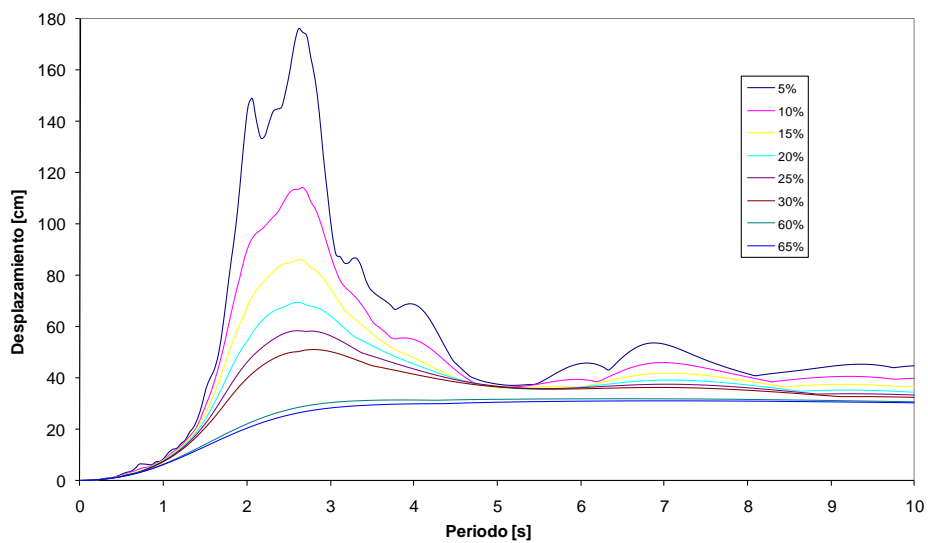


Figura I.4 Espectro de desplazamiento, supervivencia (SCT-1985)

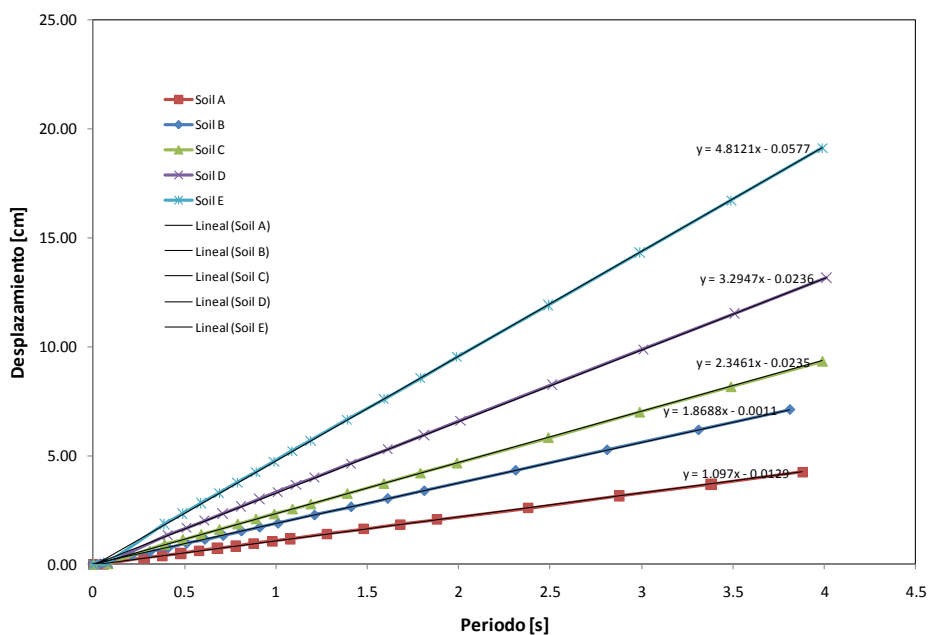


Figura I.5 Espectro de desplazamiento, servicio (ATC-32, 1996)

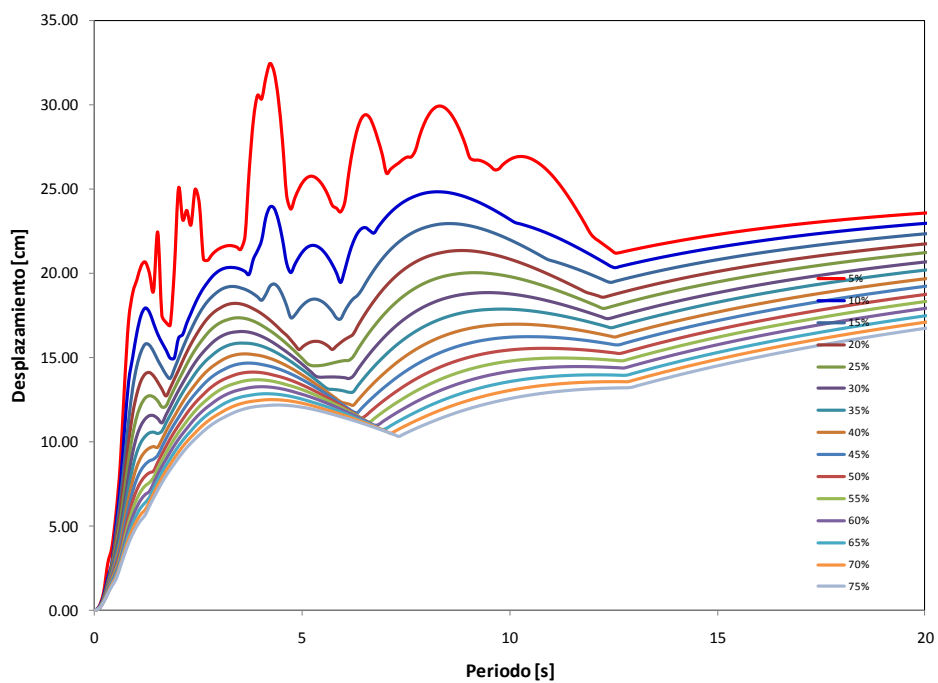
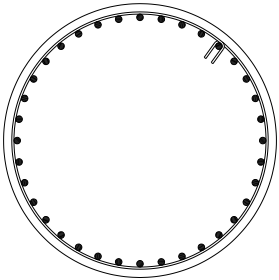
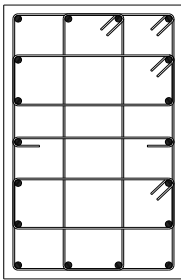
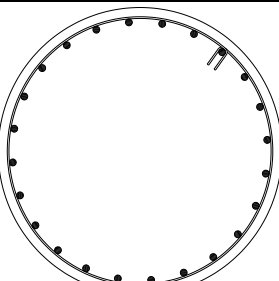
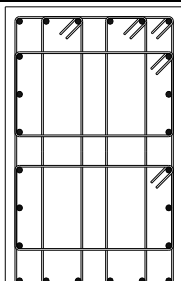
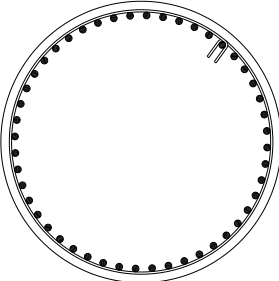
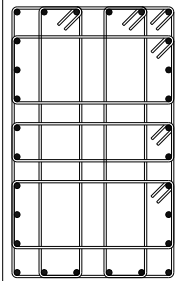


Figura I.6 Espectro de desplazamiento, supervivencia (Northridge-1994)

Anexo II. Diseños de columnas obtenidos con los diferentes métodos estudiados

En este anexo se presentan las geometrías, refuerzos y desplazamientos obtenidos con los métodos de diseño basado en desplazamiento para los acelerogramas de la estación SCT (1985) y Northridge (1994). También se muestra la geometría y armados obtenidos con los métodos de diseño basado en resistencia.

Tabla II.1 Propiedades de columnas circulares y rectangulares en cantiléver SCT-19sep85

Método	Datos para la modelación de columnas																																	
<i>Panagiotakos y Fardis (1999)</i>		<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>D =</td><td>160 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>36#12</td></tr> <tr><td>E #</td><td>4@5</td></tr> <tr><td>$\rho_t =$</td><td>2.04%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.64%</td></tr> </tbody> </table>	Datos		D =	160 cm	H =	900 cm	Var	36#12	E #	4@5	$\rho_t =$	2.04%	$\rho_s =$	0.64%		<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>b =</td><td>100 cm</td></tr> <tr><td>h =</td><td>160 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>18#12</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@10</td></tr> <tr><td>$\rho_t =$</td><td>1.28%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.69%</td></tr> </tbody> </table>	Datos		b =	100 cm	h =	160 cm	H =	900 cm	Var	18#12	E #	3@10	$\rho_t =$	1.28%	$\rho_s =$	0.69%
Datos																																		
D =	160 cm																																	
H =	900 cm																																	
Var	36#12																																	
E #	4@5																																	
$\rho_t =$	2.04%																																	
$\rho_s =$	0.64%																																	
Datos																																		
b =	100 cm																																	
h =	160 cm																																	
H =	900 cm																																	
Var	18#12																																	
E #	3@10																																	
$\rho_t =$	1.28%																																	
$\rho_s =$	0.69%																																	
	<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>50.25 cm</td></tr> </tbody> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	50.25 cm	<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>43.97 cm</td></tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		$\Delta_u =$	43.97 cm	<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>47.63 cm</td></tr> </tbody> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	47.63 cm	<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>39.74 cm</td></tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		$\Delta_u =$	39.74 cm														
Calculado																																		
$\Delta_u =$	50.25 cm																																	
SeismoStruct																																		
$\Delta_u =$	43.97 cm																																	
Calculado																																		
$\Delta_u =$	47.63 cm																																	
SeismoStruct																																		
$\Delta_u =$	39.74 cm																																	
<i>Browning (2001)</i>		<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>D =</td><td>160 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>24#12</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@6</td></tr> <tr><td>$\rho_t =$</td><td>1.36%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.32%</td></tr> </tbody> </table>	Datos		D =	160 cm	H =	900 cm	Var	24#12	E #	3@6	$\rho_t =$	1.36%	$\rho_s =$	0.32%		<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>b =</td><td>100 cm</td></tr> <tr><td>h =</td><td>160 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>24#10</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@25</td></tr> <tr><td>$\rho_t =$</td><td>1.20%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.32%</td></tr> </tbody> </table>	Datos		b =	100 cm	h =	160 cm	H =	900 cm	Var	24#10	E #	3@25	$\rho_t =$	1.20%	$\rho_s =$	0.32%
Datos																																		
D =	160 cm																																	
H =	900 cm																																	
Var	24#12																																	
E #	3@6																																	
$\rho_t =$	1.36%																																	
$\rho_s =$	0.32%																																	
Datos																																		
b =	100 cm																																	
h =	160 cm																																	
H =	900 cm																																	
Var	24#10																																	
E #	3@25																																	
$\rho_t =$	1.20%																																	
$\rho_s =$	0.32%																																	
	<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>29.94 cm</td></tr> </tbody> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	29.94 cm	<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>36.95 cm</td></tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		$\Delta_u =$	36.95 cm	<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>29.77 cm</td></tr> </tbody> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	29.77 cm	<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>38.78 cm</td></tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		$\Delta_u =$	38.78 cm														
Calculado																																		
$\Delta_u =$	29.94 cm																																	
SeismoStruct																																		
$\Delta_u =$	36.95 cm																																	
Calculado																																		
$\Delta_u =$	29.77 cm																																	
SeismoStruct																																		
$\Delta_u =$	38.78 cm																																	
<i>Chopra y Goel (2001)</i>		<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>D =</td><td>160 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>48#12</td></tr> <tr><td>E #</td><td>4@5</td></tr> <tr><td>$\rho_t =$</td><td>2.72%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.70%</td></tr> </tbody> </table>	Datos		D =	160 cm	H =	900 cm	Var	48#12	E #	4@5	$\rho_t =$	2.72%	$\rho_s =$	0.70%		<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>b =</td><td>100 cm</td></tr> <tr><td>h =</td><td>160 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>28#10</td></tr> <tr><td>E #</td><td>4@24</td></tr> <tr><td>$\rho_t =$</td><td>1.40%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.67%</td></tr> </tbody> </table>	Datos		b =	100 cm	h =	160 cm	H =	900 cm	Var	28#10	E #	4@24	$\rho_t =$	1.40%	$\rho_s =$	0.67%
Datos																																		
D =	160 cm																																	
H =	900 cm																																	
Var	48#12																																	
E #	4@5																																	
$\rho_t =$	2.72%																																	
$\rho_s =$	0.70%																																	
Datos																																		
b =	100 cm																																	
h =	160 cm																																	
H =	900 cm																																	
Var	28#10																																	
E #	4@24																																	
$\rho_t =$	1.40%																																	
$\rho_s =$	0.67%																																	
	<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>37.15 cm</td></tr> </tbody> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	37.15 cm	<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>31.21 cm</td></tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		$\Delta_u =$	31.21 cm	<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>35.98 cm</td></tr> </tbody> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	35.98 cm	<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>38.41 cm</td></tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		$\Delta_u =$	38.41 cm														
Calculado																																		
$\Delta_u =$	37.15 cm																																	
SeismoStruct																																		
$\Delta_u =$	31.21 cm																																	
Calculado																																		
$\Delta_u =$	35.98 cm																																	
SeismoStruct																																		
$\Delta_u =$	38.41 cm																																	

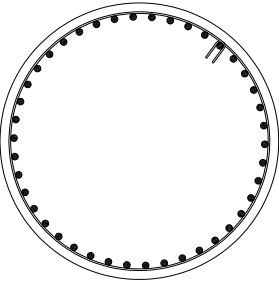
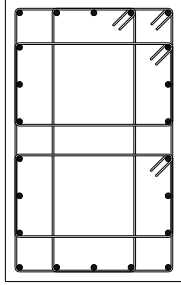
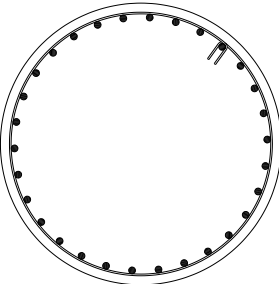
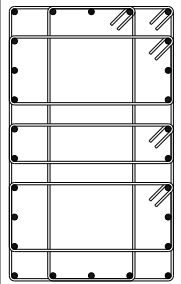
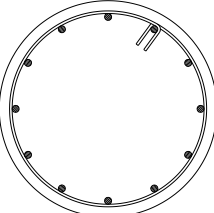
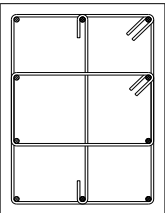
Método	Datos para la modelación de columnas																																	
Priestley y Kowalsky (2000)		<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>D =</td><td>160 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>42#12</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@8</td></tr> <tr><td>$\rho_l =$</td><td>2.44%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.23%</td></tr> </tbody> </table>	Datos		D =	160 cm	H =	900 cm	Var	42#12	E #	3@8	$\rho_l =$	2.44%	$\rho_s =$	0.23%		<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>b =</td><td>100 cm</td></tr> <tr><td>h =</td><td>160 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>22#10</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@12</td></tr> <tr><td>$\rho_l =$</td><td>1.05%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.49%</td></tr> </tbody> </table>	Datos		b =	100 cm	h =	160 cm	H =	900 cm	Var	22#10	E #	3@12	$\rho_l =$	1.05%	$\rho_s =$	0.49%
		Datos																																
D =	160 cm																																	
H =	900 cm																																	
Var	42#12																																	
E #	3@8																																	
$\rho_l =$	2.44%																																	
$\rho_s =$	0.23%																																	
Datos																																		
b =	100 cm																																	
h =	160 cm																																	
H =	900 cm																																	
Var	22#10																																	
E #	3@12																																	
$\rho_l =$	1.05%																																	
$\rho_s =$	0.49%																																	
<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>27.00 cm</td></tr> </tbody> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	27.00 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>27.34 cm</td></tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		$\Delta_u =$	27.34 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>27.00 cm</td></tr> </tbody> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	27.00 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>33.92 cm</td></tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		$\Delta_u =$	33.92 cm															
Calculado																																		
$\Delta_u =$	27.00 cm																																	
SeismoStruct																																		
$\Delta_u =$	27.34 cm																																	
Calculado																																		
$\Delta_u =$	27.00 cm																																	
SeismoStruct																																		
$\Delta_u =$	33.92 cm																																	
Rivera (2005)		<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>D =</td><td>160 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>30#12</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@4</td></tr> <tr><td>$\rho_l =$</td><td>1.69%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.44%</td></tr> </tbody> </table>	Datos		D =	160 cm	H =	900 cm	Var	30#12	E #	3@4	$\rho_l =$	1.69%	$\rho_s =$	0.44%		<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>b =</td><td>100 cm</td></tr> <tr><td>h =</td><td>160 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>26#10</td></tr> <tr><td>E #</td><td>4@15</td></tr> <tr><td>$\rho_l =$</td><td>1.29%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.87%</td></tr> </tbody> </table>	Datos		b =	100 cm	h =	160 cm	H =	900 cm	Var	26#10	E #	4@15	$\rho_l =$	1.29%	$\rho_s =$	0.87%
		Datos																																
D =	160 cm																																	
H =	900 cm																																	
Var	30#12																																	
E #	3@4																																	
$\rho_l =$	1.69%																																	
$\rho_s =$	0.44%																																	
Datos																																		
b =	100 cm																																	
h =	160 cm																																	
H =	900 cm																																	
Var	26#10																																	
E #	4@15																																	
$\rho_l =$	1.29%																																	
$\rho_s =$	0.87%																																	
<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>28.00 cm</td></tr> </tbody> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	28.00 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>29.77 cm</td></tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		$\Delta_u =$	29.77 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>34.97 cm</td></tr> </tbody> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	34.97 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>37.23 cm</td></tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		$\Delta_u =$	37.23 cm															
Calculado																																		
$\Delta_u =$	28.00 cm																																	
SeismoStruct																																		
$\Delta_u =$	29.77 cm																																	
Calculado																																		
$\Delta_u =$	34.97 cm																																	
SeismoStruct																																		
$\Delta_u =$	37.23 cm																																	

Tabla II.2 Propiedades de columnas circulares y rectangulares de marco SCT-19sep85

Método	Datos para la modelación de columnas																																	
Panagiotakos y Fardis (1999)		<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>D =</td><td>80 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>12#8</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@10</td></tr> <tr><td>$\rho_l =$</td><td>1.21%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.42%</td></tr> </tbody> </table>	Datos		D =	80 cm	H =	900 cm	Var	12#8	E #	3@10	$\rho_l =$	1.21%	$\rho_s =$	0.42%		<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>b =</td><td>60 cm</td></tr> <tr><td>h =</td><td>80 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>10#6</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@12</td></tr> <tr><td>$\rho_l =$</td><td>0.59%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.60%</td></tr> </tbody> </table>	Datos		b =	60 cm	h =	80 cm	H =	900 cm	Var	10#6	E #	3@12	$\rho_l =$	0.59%	$\rho_s =$	0.60%
		Datos																																
D =	80 cm																																	
H =	900 cm																																	
Var	12#8																																	
E #	3@10																																	
$\rho_l =$	1.21%																																	
$\rho_s =$	0.42%																																	
Datos																																		
b =	60 cm																																	
h =	80 cm																																	
H =	900 cm																																	
Var	10#6																																	
E #	3@12																																	
$\rho_l =$	0.59%																																	
$\rho_s =$	0.60%																																	
<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>16.41 cm</td></tr> </tbody> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	16.41 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>18.95 cm</td></tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		$\Delta_u =$	18.95 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>17.71 cm</td></tr> </tbody> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	17.71 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>18.36 cm</td></tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		$\Delta_u =$	18.36 cm															
Calculado																																		
$\Delta_u =$	16.41 cm																																	
SeismoStruct																																		
$\Delta_u =$	18.95 cm																																	
Calculado																																		
$\Delta_u =$	17.71 cm																																	
SeismoStruct																																		
$\Delta_u =$	18.36 cm																																	

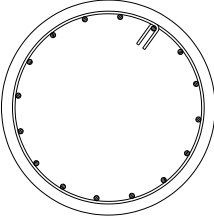
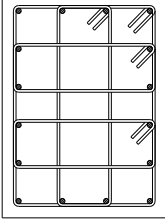
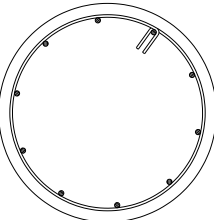
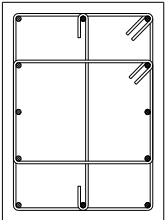
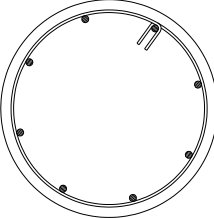
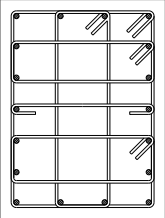
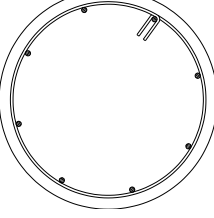
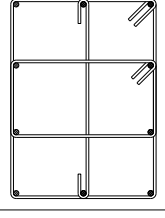
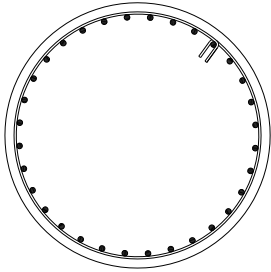
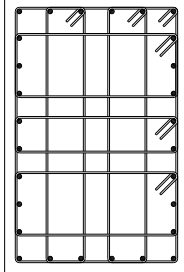
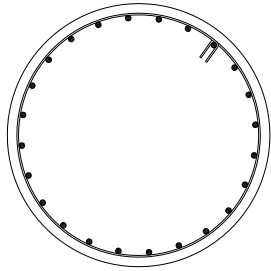
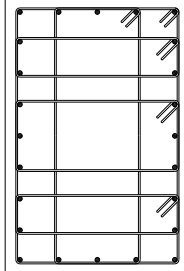
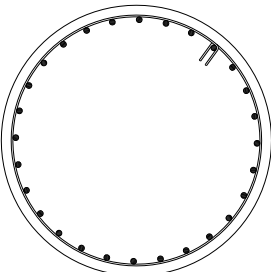
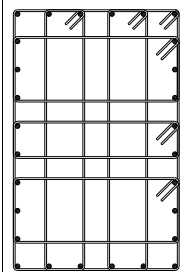
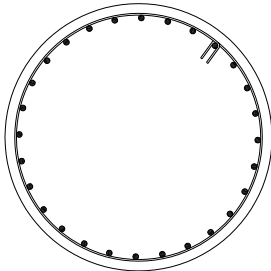
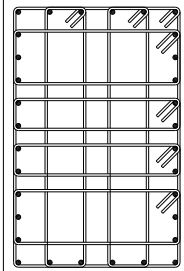
Método	Datos para la modelación de columnas																																	
Browning (2001)		<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>D =</td><td>80 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>16#6</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@15</td></tr> <tr><td>ρ_l =</td><td>0.91%</td></tr> <tr><td>ρ_s =</td><td>0.29%</td></tr> </tbody> </table>	Datos		D =	80 cm	H =	900 cm	Var	16#6	E #	3@15	ρ_l =	0.91%	ρ_s =	0.29%		<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>b =</td><td>60 cm</td></tr> <tr><td>h =</td><td>80 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>16#6</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@35</td></tr> <tr><td>ρ_l =</td><td>0.95%</td></tr> <tr><td>ρ_s =</td><td>0.35%</td></tr> </tbody> </table>	Datos		b =	60 cm	h =	80 cm	H =	900 cm	Var	16#6	E #	3@35	ρ_l =	0.95%	ρ_s =	0.35%
		Datos																																
D =	80 cm																																	
H =	900 cm																																	
Var	16#6																																	
E #	3@15																																	
ρ_l =	0.91%																																	
ρ_s =	0.29%																																	
Datos																																		
b =	60 cm																																	
h =	80 cm																																	
H =	900 cm																																	
Var	16#6																																	
E #	3@35																																	
ρ_l =	0.95%																																	
ρ_s =	0.35%																																	
<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>Δ_u =</td><td>8.98 cm</td></tr> </tbody> </table>	Calculado		Δ_u =	8.98 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>Δ_u =</td><td>26.36 cm</td></tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		Δ_u =	26.36 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>Δ_u =</td><td>6.02 cm</td></tr> </tbody> </table>	Calculado		Δ_u =	6.02 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>Δ_u =</td><td>21.25 cm</td></tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		Δ_u =	21.25 cm															
Calculado																																		
Δ_u =	8.98 cm																																	
SeismoStruct																																		
Δ_u =	26.36 cm																																	
Calculado																																		
Δ_u =	6.02 cm																																	
SeismoStruct																																		
Δ_u =	21.25 cm																																	
Chopra y Goel (2001)		<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>D =</td><td>80 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>10#6</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@10</td></tr> <tr><td>ρ_l =</td><td>0.55%</td></tr> <tr><td>ρ_s =</td><td>0.39%</td></tr> </tbody> </table>	Datos		D =	80 cm	H =	900 cm	Var	10#6	E #	3@10	ρ_l =	0.55%	ρ_s =	0.39%		<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>b =</td><td>60 cm</td></tr> <tr><td>h =</td><td>80 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>12#6</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@24</td></tr> <tr><td>ρ_l =</td><td>0.72%</td></tr> <tr><td>ρ_s =</td><td>0.36%</td></tr> </tbody> </table>	Datos		b =	60 cm	h =	80 cm	H =	900 cm	Var	12#6	E #	3@24	ρ_l =	0.72%	ρ_s =	0.36%
		Datos																																
D =	80 cm																																	
H =	900 cm																																	
Var	10#6																																	
E #	3@10																																	
ρ_l =	0.55%																																	
ρ_s =	0.39%																																	
Datos																																		
b =	60 cm																																	
h =	80 cm																																	
H =	900 cm																																	
Var	12#6																																	
E #	3@24																																	
ρ_l =	0.72%																																	
ρ_s =	0.36%																																	
<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>Δ_u =</td><td>14.23 cm</td></tr> </tbody> </table>	Calculado		Δ_u =	14.23 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>Δ_u =</td><td>13.68 cm</td></tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		Δ_u =	13.68 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>Δ_u =</td><td>14.66 cm</td></tr> </tbody> </table>	Calculado		Δ_u =	14.66 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>Δ_u =</td><td>13.02 cm</td></tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		Δ_u =	13.02 cm															
Calculado																																		
Δ_u =	14.23 cm																																	
SeismoStruct																																		
Δ_u =	13.68 cm																																	
Calculado																																		
Δ_u =	14.66 cm																																	
SeismoStruct																																		
Δ_u =	13.02 cm																																	
Priestley y Kowalsky (2000)		<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>D =</td><td>80 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>8#8</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@9</td></tr> <tr><td>ρ_l =</td><td>0.82%</td></tr> <tr><td>ρ_s =</td><td>0.42%</td></tr> </tbody> </table>	Datos		D =	80 cm	H =	900 cm	Var	8#8	E #	3@9	ρ_l =	0.82%	ρ_s =	0.42%		<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>b =</td><td>60 cm</td></tr> <tr><td>h =</td><td>80 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>18#6</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@20</td></tr> <tr><td>ρ_l =</td><td>1.07%</td></tr> <tr><td>ρ_s =</td><td>0.64%</td></tr> </tbody> </table>	Datos		b =	60 cm	h =	80 cm	H =	900 cm	Var	18#6	E #	3@20	ρ_l =	1.07%	ρ_s =	0.64%
		Datos																																
D =	80 cm																																	
H =	900 cm																																	
Var	8#8																																	
E #	3@9																																	
ρ_l =	0.82%																																	
ρ_s =	0.42%																																	
Datos																																		
b =	60 cm																																	
h =	80 cm																																	
H =	900 cm																																	
Var	18#6																																	
E #	3@20																																	
ρ_l =	1.07%																																	
ρ_s =	0.64%																																	
<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>Δ_u =</td><td>13.50 cm</td></tr> </tbody> </table>	Calculado		Δ_u =	13.50 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>Δ_u =</td><td>14.37 cm</td></tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		Δ_u =	14.37 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>Δ_u =</td><td>13.50 cm</td></tr> </tbody> </table>	Calculado		Δ_u =	13.50 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>Δ_u =</td><td>11.14 cm</td></tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		Δ_u =	11.14 cm															
Calculado																																		
Δ_u =	13.50 cm																																	
SeismoStruct																																		
Δ_u =	14.37 cm																																	
Calculado																																		
Δ_u =	13.50 cm																																	
SeismoStruct																																		
Δ_u =	11.14 cm																																	
Rivera (2005)		<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>D =</td><td>80 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>8#6</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@20</td></tr> <tr><td>ρ_l =</td><td>0.46%</td></tr> <tr><td>ρ_s =</td><td>0.20%</td></tr> </tbody> </table>	Datos		D =	80 cm	H =	900 cm	Var	8#6	E #	3@20	ρ_l =	0.46%	ρ_s =	0.20%		<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>b =</td><td>60 cm</td></tr> <tr><td>h =</td><td>80 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>10#6</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@25</td></tr> <tr><td>ρ_l =</td><td>0.52%</td></tr> <tr><td>ρ_s =</td><td>0.37%</td></tr> </tbody> </table>	Datos		b =	60 cm	h =	80 cm	H =	900 cm	Var	10#6	E #	3@25	ρ_l =	0.52%	ρ_s =	0.37%
		Datos																																
D =	80 cm																																	
H =	900 cm																																	
Var	8#6																																	
E #	3@20																																	
ρ_l =	0.46%																																	
ρ_s =	0.20%																																	
Datos																																		
b =	60 cm																																	
h =	80 cm																																	
H =	900 cm																																	
Var	10#6																																	
E #	3@25																																	
ρ_l =	0.52%																																	
ρ_s =	0.37%																																	
<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>Δ_u =</td><td>5.05 cm</td></tr> </tbody> </table>	Calculado		Δ_u =	5.05 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>Δ_u =</td><td>6.53 cm</td></tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		Δ_u =	6.53 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>Δ_u =</td><td>4.99 cm</td></tr> </tbody> </table>	Calculado		Δ_u =	4.99 cm	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>Δ_u =</td><td>5.90 cm</td></tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		Δ_u =	5.90 cm															
Calculado																																		
Δ_u =	5.05 cm																																	
SeismoStruct																																		
Δ_u =	6.53 cm																																	
Calculado																																		
Δ_u =	4.99 cm																																	
SeismoStruct																																		
Δ_u =	5.90 cm																																	

Tabla II.3 Propiedades de columnas circulares y rectangulares en cantiléver Northridge-17ene94

Método	Datos para la modelación de columnas																																																	
<i>Panagiotakos y Fardis (1999)</i>	 <table border="1" data-bbox="391 594 586 646"> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>22.48 cm</td></tr> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	22.48 cm	<table border="1" data-bbox="678 321 850 541"> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> <tr><td>D =</td><td>150 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>32#10</td></tr> <tr><td>E #</td><td>4@5</td></tr> <tr><td>$\rho_l =$</td><td>1.43%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.76%</td></tr> </table> <table border="1" data-bbox="662 594 862 646"> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>17.47 cm</td></tr> </table>	Datos		D =	150 cm	H =	900 cm	Var	32#10	E #	4@5	$\rho_l =$	1.43%	$\rho_s =$	0.76%	SeismoStruct		$\Delta_u =$	17.47 cm	 <table border="1" data-bbox="914 594 1117 646"> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>17.40 cm</td></tr> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	17.40 cm	<table border="1" data-bbox="1182 306 1365 558"> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> <tr><td>b =</td><td>100 cm</td></tr> <tr><td>h =</td><td>150 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>28#8</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@10</td></tr> <tr><td>$\rho_l =$</td><td>0.95%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.93%</td></tr> </table> <table border="1" data-bbox="1174 594 1373 646"> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>18.17 cm</td></tr> </table>	Datos		b =	100 cm	h =	150 cm	H =	900 cm	Var	28#8	E #	3@10	$\rho_l =$	0.95%	$\rho_s =$	0.93%	SeismoStruct		$\Delta_u =$	18.17 cm
Calculado																																																		
$\Delta_u =$	22.48 cm																																																	
Datos																																																		
D =	150 cm																																																	
H =	900 cm																																																	
Var	32#10																																																	
E #	4@5																																																	
$\rho_l =$	1.43%																																																	
$\rho_s =$	0.76%																																																	
SeismoStruct																																																		
$\Delta_u =$	17.47 cm																																																	
Calculado																																																		
$\Delta_u =$	17.40 cm																																																	
Datos																																																		
b =	100 cm																																																	
h =	150 cm																																																	
H =	900 cm																																																	
Var	28#8																																																	
E #	3@10																																																	
$\rho_l =$	0.95%																																																	
$\rho_s =$	0.93%																																																	
SeismoStruct																																																		
$\Delta_u =$	18.17 cm																																																	
<i>Browning (2001)</i>	 <table border="1" data-bbox="391 966 586 1018"> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>23.66 cm</td></tr> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	23.66 cm	<table border="1" data-bbox="678 693 850 913"> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> <tr><td>D =</td><td>150 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>24#10</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@7</td></tr> <tr><td>$\rho_l =$</td><td>0.95%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.27%</td></tr> </table> <table border="1" data-bbox="662 966 862 1018"> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>22.95 cm</td></tr> </table>	Datos		D =	150 cm	H =	900 cm	Var	24#10	E #	3@7	$\rho_l =$	0.95%	$\rho_s =$	0.27%	SeismoStruct		$\Delta_u =$	22.95 cm	 <table border="1" data-bbox="914 966 1117 1018"> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>23.55 cm</td></tr> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	23.55 cm	<table border="1" data-bbox="1182 678 1365 930"> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> <tr><td>b =</td><td>100 cm</td></tr> <tr><td>h =</td><td>150 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>24#8</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@24</td></tr> <tr><td>$\rho_l =$</td><td>0.81%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.32%</td></tr> </table> <table border="1" data-bbox="1174 966 1373 1018"> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>20.17 cm</td></tr> </table>	Datos		b =	100 cm	h =	150 cm	H =	900 cm	Var	24#8	E #	3@24	$\rho_l =$	0.81%	$\rho_s =$	0.32%	SeismoStruct		$\Delta_u =$	20.17 cm
Calculado																																																		
$\Delta_u =$	23.66 cm																																																	
Datos																																																		
D =	150 cm																																																	
H =	900 cm																																																	
Var	24#10																																																	
E #	3@7																																																	
$\rho_l =$	0.95%																																																	
$\rho_s =$	0.27%																																																	
SeismoStruct																																																		
$\Delta_u =$	22.95 cm																																																	
Calculado																																																		
$\Delta_u =$	23.55 cm																																																	
Datos																																																		
b =	100 cm																																																	
h =	150 cm																																																	
H =	900 cm																																																	
Var	24#8																																																	
E #	3@24																																																	
$\rho_l =$	0.81%																																																	
$\rho_s =$	0.32%																																																	
SeismoStruct																																																		
$\Delta_u =$	20.17 cm																																																	
<i>Chopra y Goel (2001)</i>	 <table border="1" data-bbox="391 1344 586 1396"> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>23.08 cm</td></tr> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	23.08 cm	<table border="1" data-bbox="678 1064 850 1285"> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> <tr><td>D =</td><td>150 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>28#10</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@8</td></tr> <tr><td>$\rho_l =$</td><td>1.25%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.26%</td></tr> </table> <table border="1" data-bbox="662 1344 862 1396"> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>16.74 cm</td></tr> </table>	Datos		D =	150 cm	H =	900 cm	Var	28#10	E #	3@8	$\rho_l =$	1.25%	$\rho_s =$	0.26%	SeismoStruct		$\Delta_u =$	16.74 cm	 <table border="1" data-bbox="914 1344 1117 1396"> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>24.56 cm</td></tr> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	24.56 cm	<table border="1" data-bbox="1182 1054 1365 1306"> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> <tr><td>b =</td><td>100 cm</td></tr> <tr><td>h =</td><td>150 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>28#8</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@18</td></tr> <tr><td>$\rho_l =$</td><td>0.95%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.52%</td></tr> </table> <table border="1" data-bbox="1174 1344 1373 1396"> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>18.24 cm</td></tr> </table>	Datos		b =	100 cm	h =	150 cm	H =	900 cm	Var	28#8	E #	3@18	$\rho_l =$	0.95%	$\rho_s =$	0.52%	SeismoStruct		$\Delta_u =$	18.24 cm
Calculado																																																		
$\Delta_u =$	23.08 cm																																																	
Datos																																																		
D =	150 cm																																																	
H =	900 cm																																																	
Var	28#10																																																	
E #	3@8																																																	
$\rho_l =$	1.25%																																																	
$\rho_s =$	0.26%																																																	
SeismoStruct																																																		
$\Delta_u =$	16.74 cm																																																	
Calculado																																																		
$\Delta_u =$	24.56 cm																																																	
Datos																																																		
b =	100 cm																																																	
h =	150 cm																																																	
H =	900 cm																																																	
Var	28#8																																																	
E #	3@18																																																	
$\rho_l =$	0.95%																																																	
$\rho_s =$	0.52%																																																	
SeismoStruct																																																		
$\Delta_u =$	18.24 cm																																																	
<i>Priestley y Kowalsky (2000)</i>	 <table border="1" data-bbox="391 1722 586 1774"> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>18.00 cm</td></tr> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	18.00 cm	<table border="1" data-bbox="678 1444 850 1665"> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> <tr><td>D =</td><td>150 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>28#10</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@5</td></tr> <tr><td>$\rho_l =$</td><td>1.25%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.40%</td></tr> </table> <table border="1" data-bbox="662 1722 862 1774"> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>16.15 cm</td></tr> </table>	Datos		D =	150 cm	H =	900 cm	Var	28#10	E #	3@5	$\rho_l =$	1.25%	$\rho_s =$	0.40%	SeismoStruct		$\Delta_u =$	16.15 cm	 <table border="1" data-bbox="914 1722 1117 1774"> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>18.00 cm</td></tr> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	18.00 cm	<table border="1" data-bbox="1182 1434 1365 1686"> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> <tr><td>b =</td><td>100 cm</td></tr> <tr><td>h =</td><td>150 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>32#8</td></tr> <tr><td>E #</td><td>4@18</td></tr> <tr><td>$\rho_l =$</td><td>1.08%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.97%</td></tr> </table> <table border="1" data-bbox="1174 1722 1373 1774"> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>16.52 cm</td></tr> </table>	Datos		b =	100 cm	h =	150 cm	H =	900 cm	Var	32#8	E #	4@18	$\rho_l =$	1.08%	$\rho_s =$	0.97%	SeismoStruct		$\Delta_u =$	16.52 cm
Calculado																																																		
$\Delta_u =$	18.00 cm																																																	
Datos																																																		
D =	150 cm																																																	
H =	900 cm																																																	
Var	28#10																																																	
E #	3@5																																																	
$\rho_l =$	1.25%																																																	
$\rho_s =$	0.40%																																																	
SeismoStruct																																																		
$\Delta_u =$	16.15 cm																																																	
Calculado																																																		
$\Delta_u =$	18.00 cm																																																	
Datos																																																		
b =	100 cm																																																	
h =	150 cm																																																	
H =	900 cm																																																	
Var	32#8																																																	
E #	4@18																																																	
$\rho_l =$	1.08%																																																	
$\rho_s =$	0.97%																																																	
SeismoStruct																																																		
$\Delta_u =$	16.52 cm																																																	

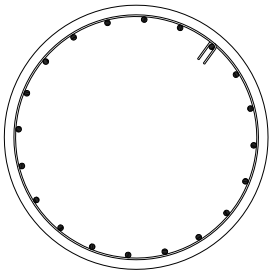
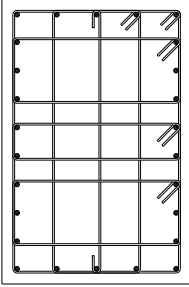
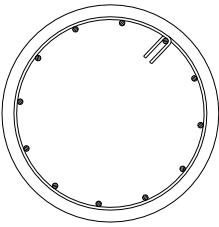
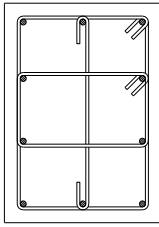
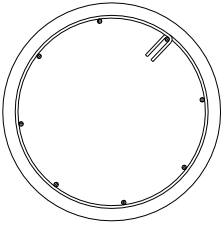
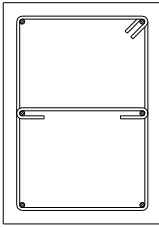
Método	Datos para la modelación de columnas																																			
<i>Rivera (2005)</i>		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Datos</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>D =</td> <td>150 cm</td> </tr> <tr> <td>H =</td> <td>900 cm</td> </tr> <tr> <td>Var</td> <td>20#10</td> </tr> <tr> <td>E #</td> <td>3@8</td> </tr> <tr> <td>ρ_l =</td> <td>0.90%</td> </tr> <tr> <td>ρ_s =</td> <td>0.26%</td> </tr> </tbody> </table>		Datos		D =	150 cm	H =	900 cm	Var	20#10	E #	3@8	ρ_l =	0.90%	ρ_s =	0.26%		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Datos</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>b =</td> <td>100 cm</td> </tr> <tr> <td>h =</td> <td>150 cm</td> </tr> <tr> <td>H =</td> <td>900 cm</td> </tr> <tr> <td>Var</td> <td>26#8</td> </tr> <tr> <td>E #</td> <td>3@30</td> </tr> <tr> <td>ρ_l =</td> <td>0.88%</td> </tr> <tr> <td>ρ_s =</td> <td>0.28%</td> </tr> </tbody> </table>		Datos		b =	100 cm	h =	150 cm	H =	900 cm	Var	26#8	E #	3@30	ρ_l =	0.88%	ρ_s =	0.28%
		Datos																																		
		D =	150 cm																																	
		H =	900 cm																																	
Var	20#10																																			
E #	3@8																																			
ρ_l =	0.90%																																			
ρ_s =	0.26%																																			
Datos																																				
b =	100 cm																																			
h =	150 cm																																			
H =	900 cm																																			
Var	26#8																																			
E #	3@30																																			
ρ_l =	0.88%																																			
ρ_s =	0.28%																																			
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Calculado</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Δ_u =</td> <td>16.79 cm</td> </tr> </tbody> </table>	Calculado		Δ_u =	16.79 cm	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">SeismoStruct</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Δ_u =</td> <td>14.02 cm</td> </tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		Δ_u =	14.02 cm	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Calculado</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Δ_u =</td> <td>14.89 cm</td> </tr> </tbody> </table>	Calculado		Δ_u =	14.89 cm	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">SeismoStruct</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Δ_u =</td> <td>12.52 cm</td> </tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		Δ_u =	12.52 cm																	
Calculado																																				
Δ_u =	16.79 cm																																			
SeismoStruct																																				
Δ_u =	14.02 cm																																			
Calculado																																				
Δ_u =	14.89 cm																																			
SeismoStruct																																				
Δ_u =	12.52 cm																																			

Tabla II.4 Propiedades de columnas circulares y rectangulares de marco Northridge-17ene94

Método	Datos para la modelación de columnas																																			
<i>Panagiotakos y Fardis (1999)</i>		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Datos</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>D =</td> <td>75 cm</td> </tr> <tr> <td>H =</td> <td>900 cm</td> </tr> <tr> <td>Var</td> <td>12#6</td> </tr> <tr> <td>E #</td> <td>3@12</td> </tr> <tr> <td>ρ_l =</td> <td>0.77%</td> </tr> <tr> <td>ρ_s =</td> <td>0.23%</td> </tr> </tbody> </table>		Datos		D =	75 cm	H =	900 cm	Var	12#6	E #	3@12	ρ_l =	0.77%	ρ_s =	0.23%		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Datos</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>b =</td> <td>50 cm</td> </tr> <tr> <td>h =</td> <td>70 cm</td> </tr> <tr> <td>H =</td> <td>900 cm</td> </tr> <tr> <td>Var</td> <td>10#6</td> </tr> <tr> <td>E #</td> <td>3@24</td> </tr> <tr> <td>ρ_l =</td> <td>0.81%</td> </tr> <tr> <td>ρ_s =</td> <td>0.44%</td> </tr> </tbody> </table>		Datos		b =	50 cm	h =	70 cm	H =	900 cm	Var	10#6	E #	3@24	ρ_l =	0.81%	ρ_s =	0.44%
		Datos																																		
D =	75 cm																																			
H =	900 cm																																			
Var	12#6																																			
E #	3@12																																			
ρ_l =	0.77%																																			
ρ_s =	0.23%																																			
Datos																																				
b =	50 cm																																			
h =	70 cm																																			
H =	900 cm																																			
Var	10#6																																			
E #	3@24																																			
ρ_l =	0.81%																																			
ρ_s =	0.44%																																			
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Calculado</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Δ_u =</td> <td>10.78 cm</td> </tr> </tbody> </table>	Calculado		Δ_u =	10.78 cm	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">SeismoStruct</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Δ_u =</td> <td>12.81 cm</td> </tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		Δ_u =	12.81 cm	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Calculado</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Δ_u =</td> <td>11.41 cm</td> </tr> </tbody> </table>	Calculado		Δ_u =	11.41 cm	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">SeismoStruct</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Δ_u =</td> <td>13.17 cm</td> </tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		Δ_u =	13.17 cm																	
Calculado																																				
Δ_u =	10.78 cm																																			
SeismoStruct																																				
Δ_u =	12.81 cm																																			
Calculado																																				
Δ_u =	11.41 cm																																			
SeismoStruct																																				
Δ_u =	13.17 cm																																			
<i>Browning (2001)</i>		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Datos</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>D =</td> <td>75 cm</td> </tr> <tr> <td>H =</td> <td>900 cm</td> </tr> <tr> <td>Var</td> <td>8#5</td> </tr> <tr> <td>E #</td> <td>3@16</td> </tr> <tr> <td>ρ_l =</td> <td>0.36%</td> </tr> <tr> <td>ρ_s =</td> <td>0.28%</td> </tr> </tbody> </table>		Datos		D =	75 cm	H =	900 cm	Var	8#5	E #	3@16	ρ_l =	0.36%	ρ_s =	0.28%		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Datos</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>b =</td> <td>50 cm</td> </tr> <tr> <td>h =</td> <td>70 cm</td> </tr> <tr> <td>H =</td> <td>900 cm</td> </tr> <tr> <td>Var</td> <td>6#5</td> </tr> <tr> <td>E #</td> <td>3@28</td> </tr> <tr> <td>ρ_l =</td> <td>0.33%</td> </tr> <tr> <td>ρ_s =</td> <td>0.27%</td> </tr> </tbody> </table>		Datos		b =	50 cm	h =	70 cm	H =	900 cm	Var	6#5	E #	3@28	ρ_l =	0.33%	ρ_s =	0.27%
		Datos																																		
D =	75 cm																																			
H =	900 cm																																			
Var	8#5																																			
E #	3@16																																			
ρ_l =	0.36%																																			
ρ_s =	0.28%																																			
Datos																																				
b =	50 cm																																			
h =	70 cm																																			
H =	900 cm																																			
Var	6#5																																			
E #	3@28																																			
ρ_l =	0.33%																																			
ρ_s =	0.27%																																			
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Calculado</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Δ_u =</td> <td>6.74 cm</td> </tr> </tbody> </table>	Calculado		Δ_u =	6.74 cm	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">SeismoStruct</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Δ_u =</td> <td>15.39 cm</td> </tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		Δ_u =	15.39 cm	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Calculado</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Δ_u =</td> <td>5.30 cm</td> </tr> </tbody> </table>	Calculado		Δ_u =	5.30 cm	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">SeismoStruct</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Δ_u =</td> <td>15.56 cm</td> </tr> </tbody> </table>	SeismoStruct		Δ_u =	15.56 cm																	
Calculado																																				
Δ_u =	6.74 cm																																			
SeismoStruct																																				
Δ_u =	15.39 cm																																			
Calculado																																				
Δ_u =	5.30 cm																																			
SeismoStruct																																				
Δ_u =	15.56 cm																																			

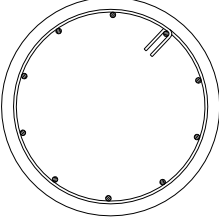
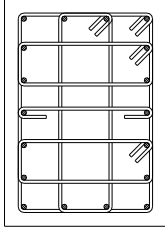
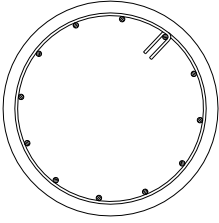
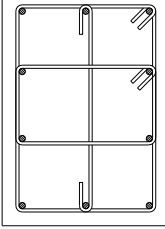
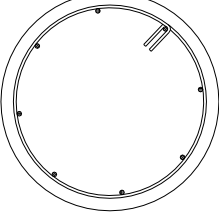
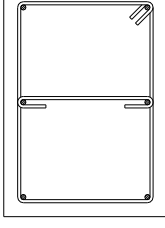
Método	Datos para la modelación de columnas																																																	
<i>Chopra y Goel (2001)</i>	 <table border="1" data-bbox="394 562 586 615"> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>6.02 cm</td></tr> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	6.02 cm	<table border="1" data-bbox="678 289 850 512"> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> <tr><td>D =</td><td>75 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>10#6</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@12</td></tr> <tr><td>$\rho_l =$</td><td>0.65%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.38%</td></tr> </table> <table border="1" data-bbox="667 562 865 615"> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>8.06 cm</td></tr> </table>	Datos		D =	75 cm	H =	900 cm	Var	10#6	E #	3@12	$\rho_l =$	0.65%	$\rho_s =$	0.38%	SeismoStruct		$\Delta_u =$	8.06 cm	 <table border="1" data-bbox="919 562 1117 615"> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>7.23 cm</td></tr> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	7.23 cm	<table border="1" data-bbox="1185 275 1365 527"> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> <tr><td>b =</td><td>50 cm</td></tr> <tr><td>h =</td><td>70 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>18#5</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@24</td></tr> <tr><td>$\rho_l =$</td><td>1.02%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.67%</td></tr> </table> <table border="1" data-bbox="1174 562 1372 615"> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>8.22 cm</td></tr> </table>	Datos		b =	50 cm	h =	70 cm	H =	900 cm	Var	18#5	E #	3@24	$\rho_l =$	1.02%	$\rho_s =$	0.67%	SeismoStruct		$\Delta_u =$	8.22 cm
Calculado																																																		
$\Delta_u =$	6.02 cm																																																	
Datos																																																		
D =	75 cm																																																	
H =	900 cm																																																	
Var	10#6																																																	
E #	3@12																																																	
$\rho_l =$	0.65%																																																	
$\rho_s =$	0.38%																																																	
SeismoStruct																																																		
$\Delta_u =$	8.06 cm																																																	
Calculado																																																		
$\Delta_u =$	7.23 cm																																																	
Datos																																																		
b =	50 cm																																																	
h =	70 cm																																																	
H =	900 cm																																																	
Var	18#5																																																	
E #	3@24																																																	
$\rho_l =$	1.02%																																																	
$\rho_s =$	0.67%																																																	
SeismoStruct																																																		
$\Delta_u =$	8.22 cm																																																	
<i>Priestley y Kowalsky (2000)</i>	 <table border="1" data-bbox="394 930 586 982"> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>9.00 cm</td></tr> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	9.00 cm	<table border="1" data-bbox="678 663 850 886"> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> <tr><td>D =</td><td>75 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>12#6</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@15</td></tr> <tr><td>$\rho_l =$</td><td>0.77%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.27%</td></tr> </table> <table border="1" data-bbox="667 930 865 982"> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>10.50 cm</td></tr> </table>	Datos		D =	75 cm	H =	900 cm	Var	12#6	E #	3@15	$\rho_l =$	0.77%	$\rho_s =$	0.27%	SeismoStruct		$\Delta_u =$	10.50 cm	 <table border="1" data-bbox="919 930 1117 982"> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>9.00 cm</td></tr> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	9.00 cm	<table border="1" data-bbox="1185 646 1365 898"> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> <tr><td>b =</td><td>50 cm</td></tr> <tr><td>h =</td><td>70 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>10#6</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@24</td></tr> <tr><td>$\rho_l =$</td><td>0.81%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.42%</td></tr> </table> <table border="1" data-bbox="1174 930 1372 982"> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>9.79 cm</td></tr> </table>	Datos		b =	50 cm	h =	70 cm	H =	900 cm	Var	10#6	E #	3@24	$\rho_l =$	0.81%	$\rho_s =$	0.42%	SeismoStruct		$\Delta_u =$	9.79 cm
Calculado																																																		
$\Delta_u =$	9.00 cm																																																	
Datos																																																		
D =	75 cm																																																	
H =	900 cm																																																	
Var	12#6																																																	
E #	3@15																																																	
$\rho_l =$	0.77%																																																	
$\rho_s =$	0.27%																																																	
SeismoStruct																																																		
$\Delta_u =$	10.50 cm																																																	
Calculado																																																		
$\Delta_u =$	9.00 cm																																																	
Datos																																																		
b =	50 cm																																																	
h =	70 cm																																																	
H =	900 cm																																																	
Var	10#6																																																	
E #	3@24																																																	
$\rho_l =$	0.81%																																																	
$\rho_s =$	0.42%																																																	
SeismoStruct																																																		
$\Delta_u =$	9.79 cm																																																	
<i>Rivera (2005)</i>	 <table border="1" data-bbox="394 1287 586 1339"> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>4.34 cm</td></tr> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	4.34 cm	<table border="1" data-bbox="678 1031 850 1253"> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> <tr><td>D =</td><td>75 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>8#5</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@28</td></tr> <tr><td>$\rho_l =$</td><td>0.36%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.16%</td></tr> </table> <table border="1" data-bbox="667 1287 865 1339"> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>5.98 cm</td></tr> </table>	Datos		D =	75 cm	H =	900 cm	Var	8#5	E #	3@28	$\rho_l =$	0.36%	$\rho_s =$	0.16%	SeismoStruct		$\Delta_u =$	5.98 cm	 <table border="1" data-bbox="919 1287 1117 1339"> <tr><th colspan="2">Calculado</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>3.39 cm</td></tr> </table>	Calculado		$\Delta_u =$	3.39 cm	<table border="1" data-bbox="1185 1014 1365 1266"> <tr><th colspan="2">Datos</th></tr> <tr><td>b =</td><td>50 cm</td></tr> <tr><td>h =</td><td>70 cm</td></tr> <tr><td>H =</td><td>900 cm</td></tr> <tr><td>Var</td><td>6#5</td></tr> <tr><td>E #</td><td>3@25</td></tr> <tr><td>$\rho_l =$</td><td>0.34%</td></tr> <tr><td>$\rho_s =$</td><td>0.33%</td></tr> </table> <table border="1" data-bbox="1174 1287 1372 1339"> <tr><th colspan="2">SeismoStruct</th></tr> <tr><td>$\Delta_u =$</td><td>5.15 cm</td></tr> </table>	Datos		b =	50 cm	h =	70 cm	H =	900 cm	Var	6#5	E #	3@25	$\rho_l =$	0.34%	$\rho_s =$	0.33%	SeismoStruct		$\Delta_u =$	5.15 cm
Calculado																																																		
$\Delta_u =$	4.34 cm																																																	
Datos																																																		
D =	75 cm																																																	
H =	900 cm																																																	
Var	8#5																																																	
E #	3@28																																																	
$\rho_l =$	0.36%																																																	
$\rho_s =$	0.16%																																																	
SeismoStruct																																																		
$\Delta_u =$	5.98 cm																																																	
Calculado																																																		
$\Delta_u =$	3.39 cm																																																	
Datos																																																		
b =	50 cm																																																	
h =	70 cm																																																	
H =	900 cm																																																	
Var	6#5																																																	
E #	3@25																																																	
$\rho_l =$	0.34%																																																	
$\rho_s =$	0.33%																																																	
SeismoStruct																																																		
$\Delta_u =$	5.15 cm																																																	

Tabla II.5 Propiedades de columnas circulares y rectangulares en cantiléver, NTC (2004), Zona III-b

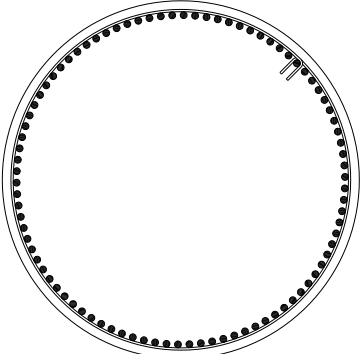
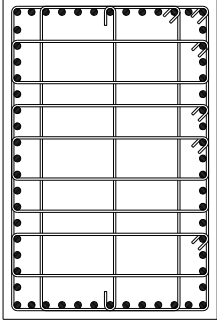
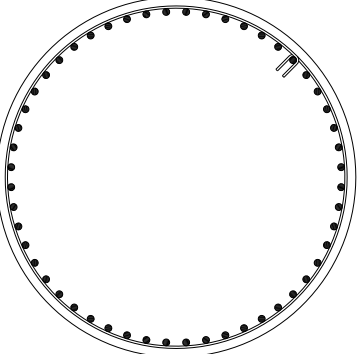
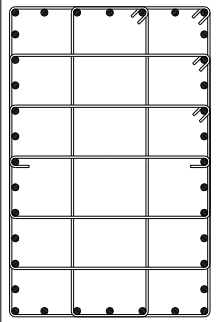
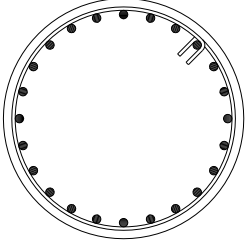
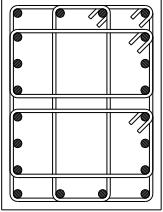
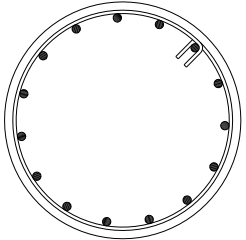
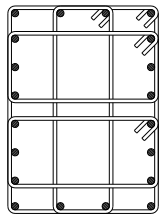
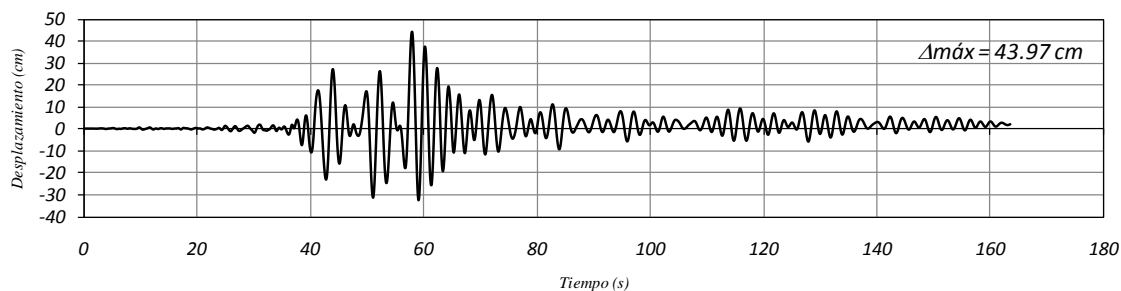
Método	Datos para la modelación de columnas																															
$Q = 3$	 <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Datos</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>D =</td> <td>200 cm</td> </tr> <tr> <td>H =</td> <td>900 cm</td> </tr> <tr> <td>Var</td> <td>90#12</td> </tr> <tr> <td>E #</td> <td>4@3</td> </tr> <tr> <td>$\rho_l =$</td> <td>3.27%</td> </tr> <tr> <td>$\rho_s =$</td> <td>0.92%</td> </tr> </tbody> </table>	Datos		D =	200 cm	H =	900 cm	Var	90#12	E #	4@3	$\rho_l =$	3.27%	$\rho_s =$	0.92%	 <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Datos</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>b =</td> <td>120 cm</td> </tr> <tr> <td>h =</td> <td>180 cm</td> </tr> <tr> <td>H =</td> <td>900 cm</td> </tr> <tr> <td>Var</td> <td>60#12</td> </tr> <tr> <td>E #</td> <td>4@12</td> </tr> <tr> <td>$\rho_l =$</td> <td>3.17%</td> </tr> <tr> <td>$\rho_s =$</td> <td>1.31%</td> </tr> </tbody> </table>	Datos		b =	120 cm	h =	180 cm	H =	900 cm	Var	60#12	E #	4@12	$\rho_l =$	3.17%	$\rho_s =$	1.31%
Datos																																
D =	200 cm																															
H =	900 cm																															
Var	90#12																															
E #	4@3																															
$\rho_l =$	3.27%																															
$\rho_s =$	0.92%																															
Datos																																
b =	120 cm																															
h =	180 cm																															
H =	900 cm																															
Var	60#12																															
E #	4@12																															
$\rho_l =$	3.17%																															
$\rho_s =$	1.31%																															
$Q = 4$	 <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Datos</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>D =</td> <td>200 cm</td> </tr> <tr> <td>H =</td> <td>900 cm</td> </tr> <tr> <td>Var</td> <td>52#12</td> </tr> <tr> <td>E #</td> <td>4@3</td> </tr> <tr> <td>$\rho_l =$</td> <td>1.89%</td> </tr> <tr> <td>$\rho_s =$</td> <td>0.92%</td> </tr> </tbody> </table>	Datos		D =	200 cm	H =	900 cm	Var	52#12	E #	4@3	$\rho_l =$	1.89%	$\rho_s =$	0.92%	 <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Datos</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>b =</td> <td>120 cm</td> </tr> <tr> <td>h =</td> <td>180 cm</td> </tr> <tr> <td>H =</td> <td>900 cm</td> </tr> <tr> <td>Var</td> <td>36#12</td> </tr> <tr> <td>E #</td> <td>4@8</td> </tr> <tr> <td>$\rho_l =$</td> <td>1.90%</td> </tr> <tr> <td>$\rho_s =$</td> <td>1.25%</td> </tr> </tbody> </table>	Datos		b =	120 cm	h =	180 cm	H =	900 cm	Var	36#12	E #	4@8	$\rho_l =$	1.90%	$\rho_s =$	1.25%
Datos																																
D =	200 cm																															
H =	900 cm																															
Var	52#12																															
E #	4@3																															
$\rho_l =$	1.89%																															
$\rho_s =$	0.92%																															
Datos																																
b =	120 cm																															
h =	180 cm																															
H =	900 cm																															
Var	36#12																															
E #	4@8																															
$\rho_l =$	1.90%																															
$\rho_s =$	1.25%																															

Tabla II.5 Propiedades de columnas circulares y rectangulares de marco, NTC (2004), Zona III-b

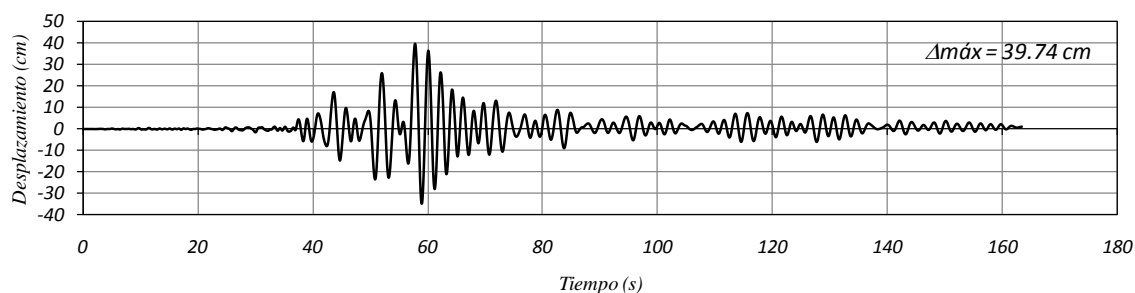
Método	Datos para la modelación de columnas																															
$Q = 3$	 <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Datos</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>D =</td> <td>90 cm</td> </tr> <tr> <td>H =</td> <td>900 cm</td> </tr> <tr> <td>Var</td> <td>24#10</td> </tr> <tr> <td>E #</td> <td>4@6</td> </tr> <tr> <td>$\rho_l =$</td> <td>2.99%</td> </tr> <tr> <td>$\rho_s =$</td> <td>1.08%</td> </tr> </tbody> </table>	Datos		D =	90 cm	H =	900 cm	Var	24#10	E #	4@6	$\rho_l =$	2.99%	$\rho_s =$	1.08%	 <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Datos</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>b =</td> <td>60 cm</td> </tr> <tr> <td>h =</td> <td>80 cm</td> </tr> <tr> <td>H =</td> <td>900 cm</td> </tr> <tr> <td>Var</td> <td>20#10</td> </tr> <tr> <td>E #</td> <td>4@10</td> </tr> <tr> <td>$\rho_l =$</td> <td>3.30%</td> </tr> <tr> <td>$\rho_s =$</td> <td>2.17%</td> </tr> </tbody> </table>	Datos		b =	60 cm	h =	80 cm	H =	900 cm	Var	20#10	E #	4@10	$\rho_l =$	3.30%	$\rho_s =$	2.17%
Datos																																
D =	90 cm																															
H =	900 cm																															
Var	24#10																															
E #	4@6																															
$\rho_l =$	2.99%																															
$\rho_s =$	1.08%																															
Datos																																
b =	60 cm																															
h =	80 cm																															
H =	900 cm																															
Var	20#10																															
E #	4@10																															
$\rho_l =$	3.30%																															
$\rho_s =$	2.17%																															
$Q = 4$	 <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Datos</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>D =</td> <td>90 cm</td> </tr> <tr> <td>H =</td> <td>900 cm</td> </tr> <tr> <td>Var</td> <td>15#10</td> </tr> <tr> <td>E #</td> <td>4@6</td> </tr> <tr> <td>$\rho_l =$</td> <td>1.87%</td> </tr> <tr> <td>$\rho_s =$</td> <td>1.08%</td> </tr> </tbody> </table>	Datos		D =	90 cm	H =	900 cm	Var	15#10	E #	4@6	$\rho_l =$	1.87%	$\rho_s =$	1.08%	 <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Datos</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>b =</td> <td>60 cm</td> </tr> <tr> <td>h =</td> <td>80 cm</td> </tr> <tr> <td>H =</td> <td>900 cm</td> </tr> <tr> <td>Var</td> <td>20#8</td> </tr> <tr> <td>E #</td> <td>4@10</td> </tr> <tr> <td>$\rho_l =$</td> <td>2.11%</td> </tr> <tr> <td>$\rho_s =$</td> <td>2.17%</td> </tr> </tbody> </table>	Datos		b =	60 cm	h =	80 cm	H =	900 cm	Var	20#8	E #	4@10	$\rho_l =$	2.11%	$\rho_s =$	2.17%
Datos																																
D =	90 cm																															
H =	900 cm																															
Var	15#10																															
E #	4@6																															
$\rho_l =$	1.87%																															
$\rho_s =$	1.08%																															
Datos																																
b =	60 cm																															
h =	80 cm																															
H =	900 cm																															
Var	20#8																															
E #	4@10																															
$\rho_l =$	2.11%																															
$\rho_s =$	2.17%																															

Anexo III. Respuesta no lineal en el dominio del tiempo de las columnas diseñadas

Columnas en cantiléver (acelerograma SCT-1985)

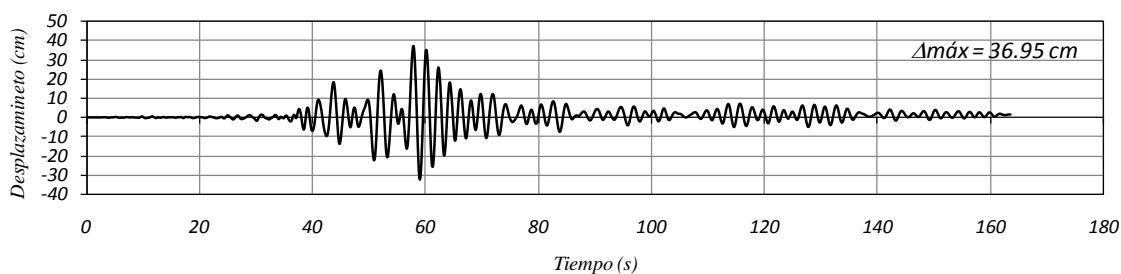


1.a) Sección Circular

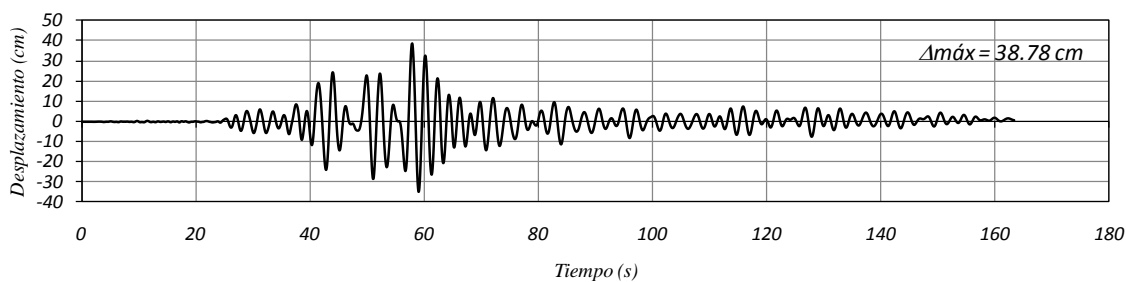


1.b) Sección Rectangular

Figura III.1 Respuesta no lineal, Panagiotakos y Fardis (1999)



2.a) Sección Circular



2.b) Sección Rectangular

Figura III.2 Respuesta no lineal, Browning (2001)

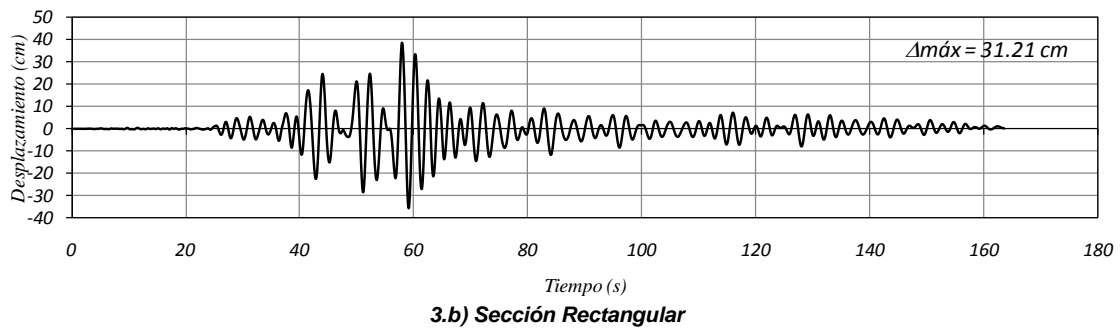
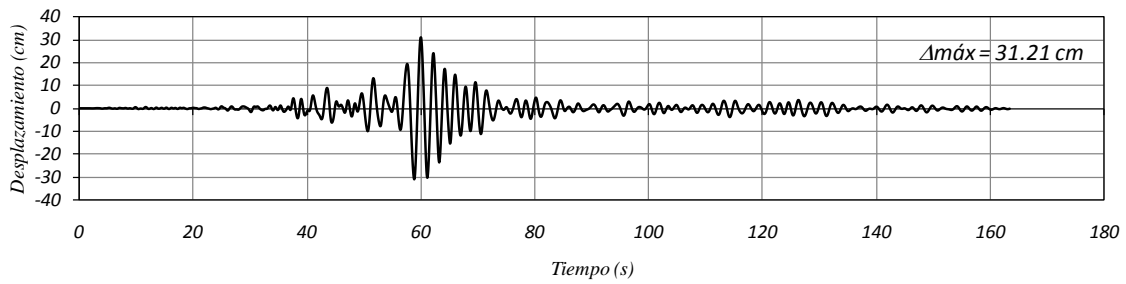


Figura III.3 Respuesta no lineal, Chopra y Goel (2001)

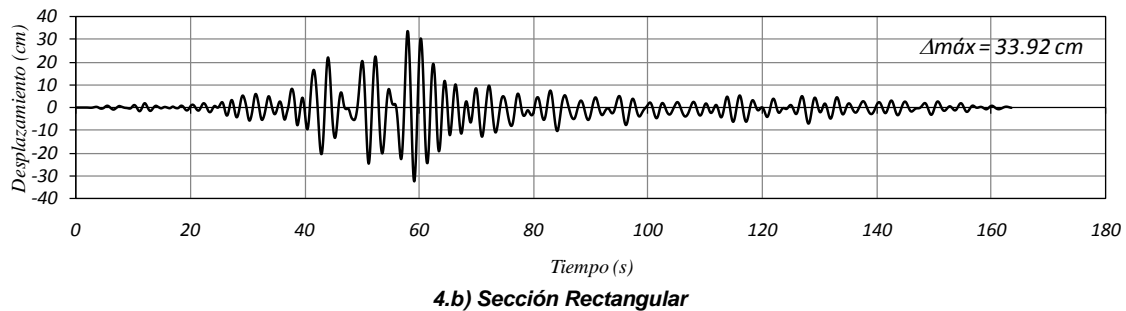
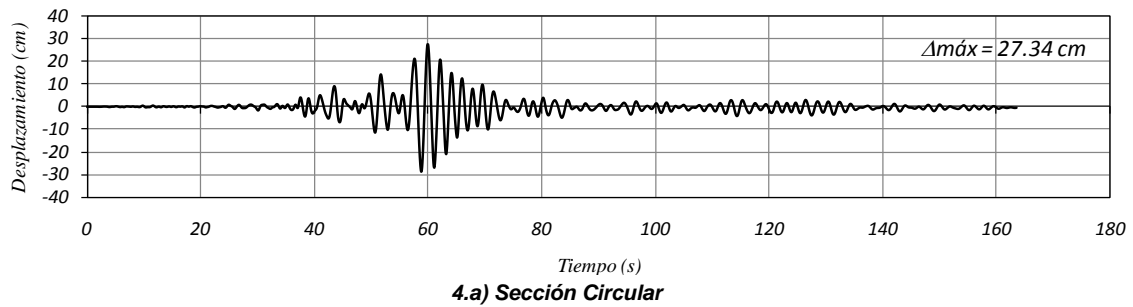
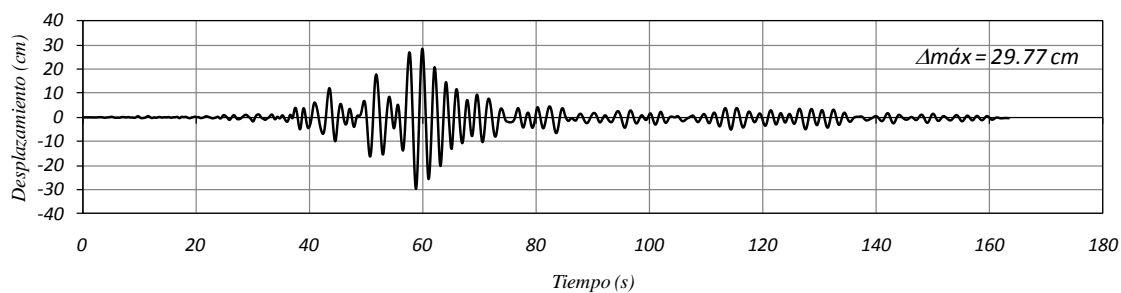
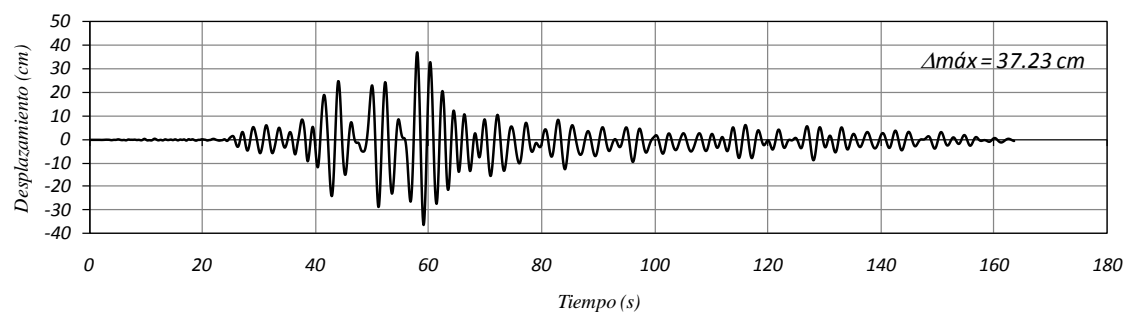


Figura III.4 Respuesta no lineal, Priestley Kowalsky (2000)



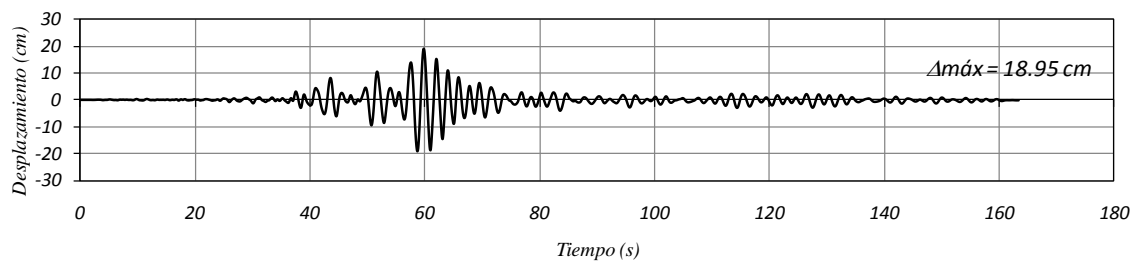
5.a) Sección Circular



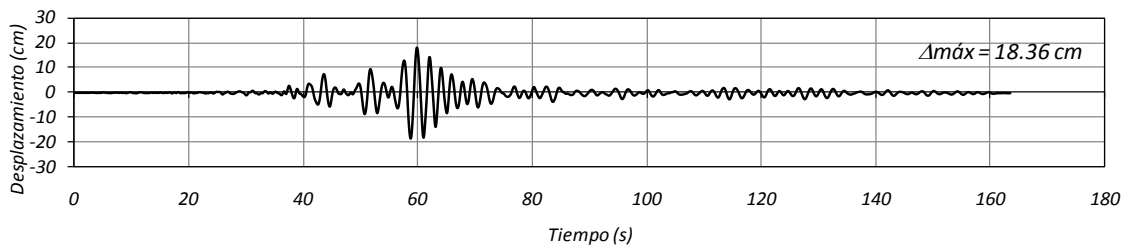
5.b) Sección Rectangular

Figura III.5 Respuesta no lineal, Rivera (2005)

Columnas en marco (acelerograma SCT-1985)

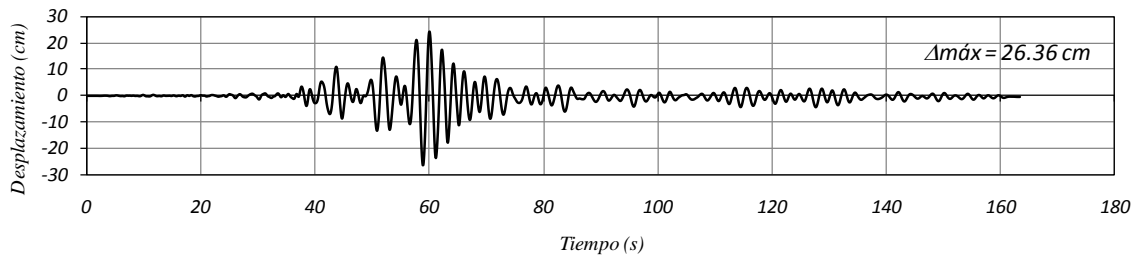


6.a) Sección Circular

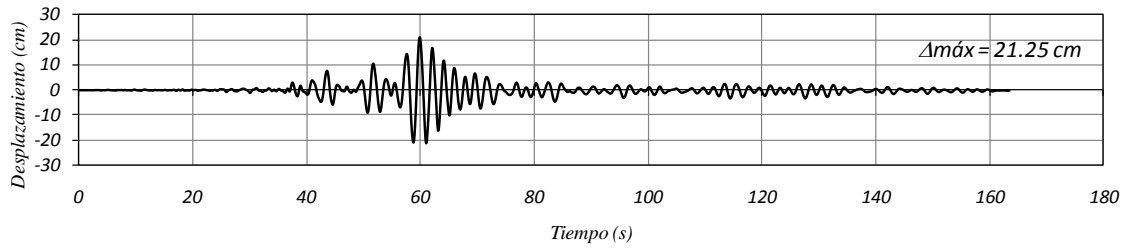


6.b) Sección Rectangular

Figura III.6 Respuesta no lineal, Panagiotakos y Fardis (1999)

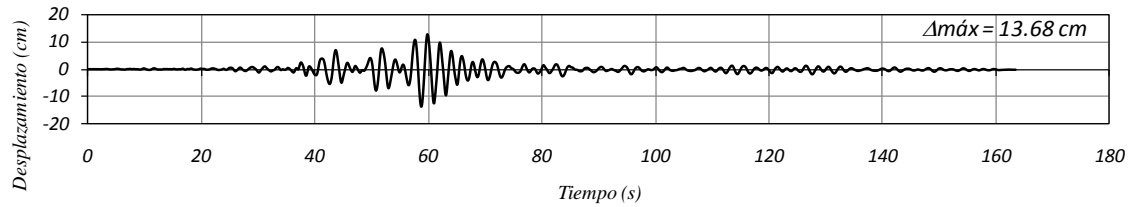


7.a) Sección Circular

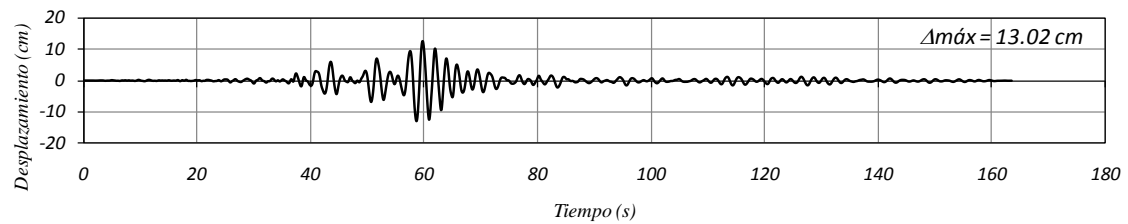


7.b) Sección Rectangular

Figura III.7 Respuesta no lineal, Browning (2001)



8.a) Sección Circular



8.b) Sección Rectangular

Figura III.8 Respuesta no lineal, Chopra y Goel (2001)

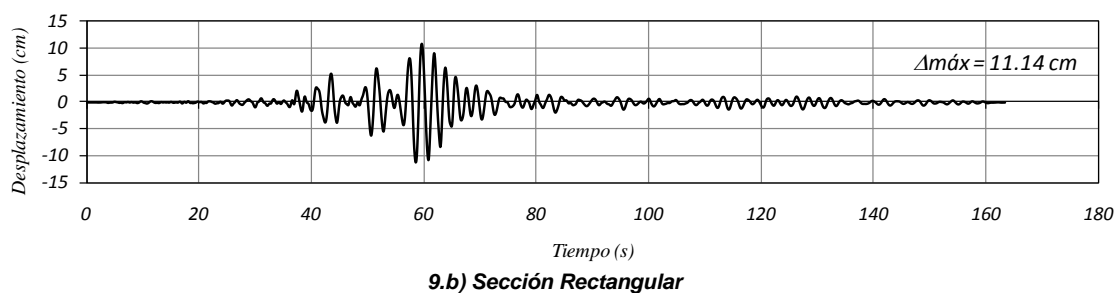
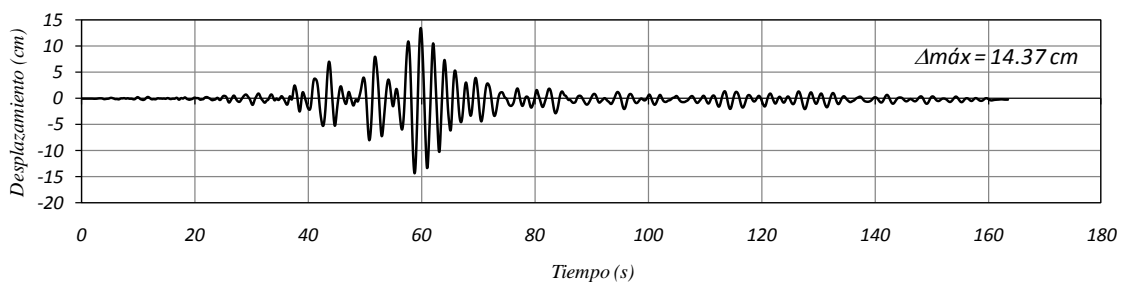


Figura III.9 Respuesta no lineal, Priestley Kowalsky (2000)

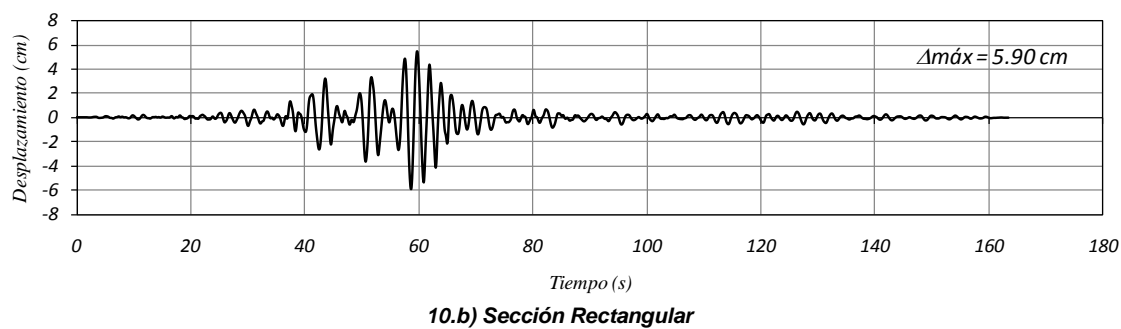
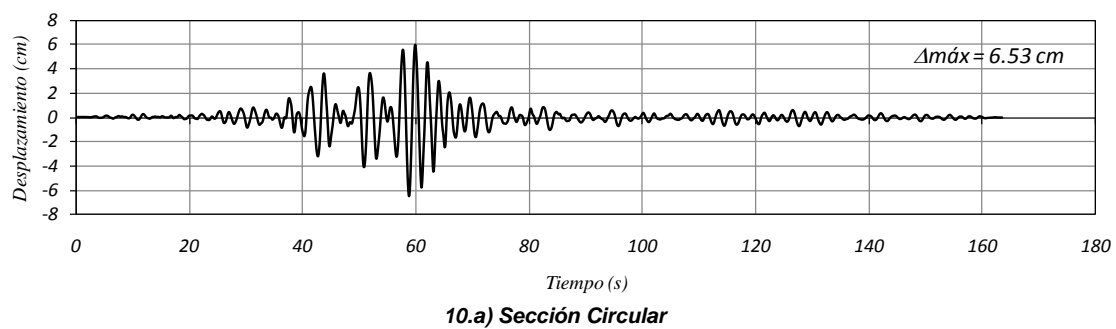
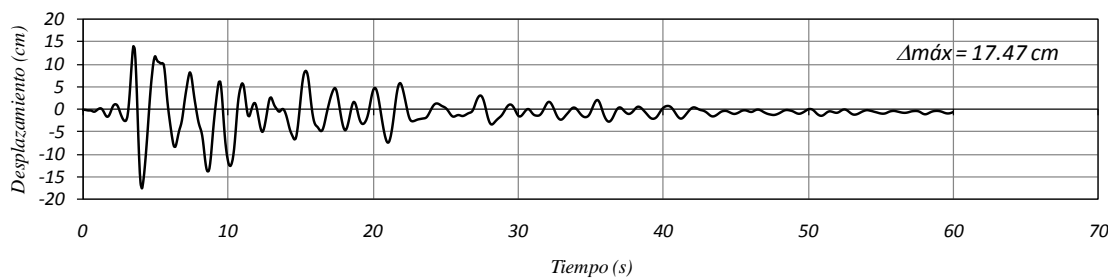
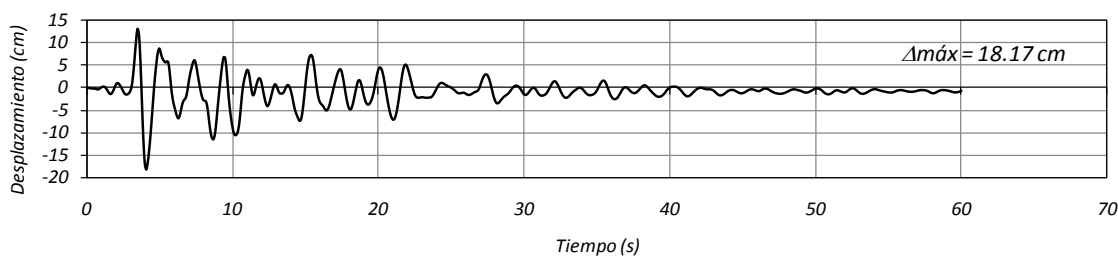


Figura III.10 Respuesta no lineal, Rivera (2005)

Columnas en cantiléver (acelerograma Northridge-1994)

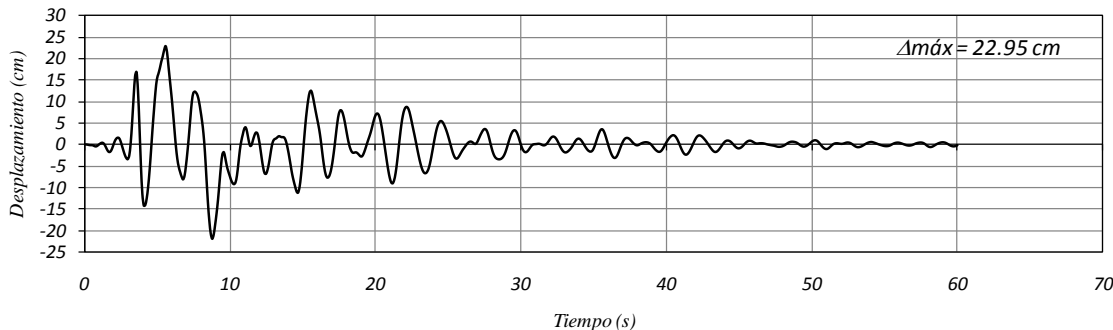


11.a) Sección Circular

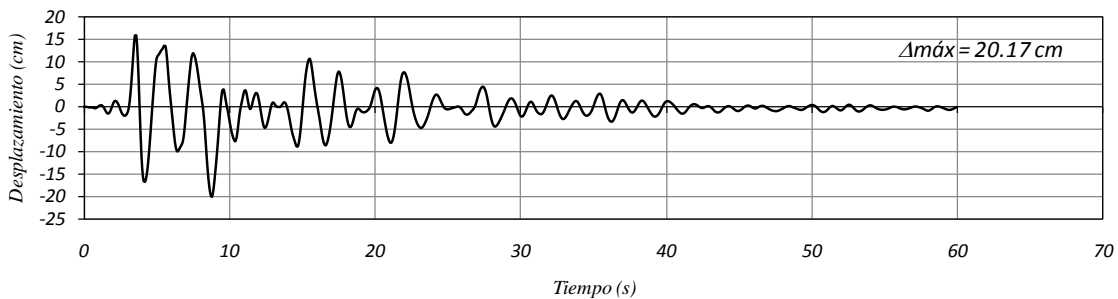


11.b) Sección Rectangular

Figura III.11 Respuesta no lineal, Panagiotakos y Fardis (1999)

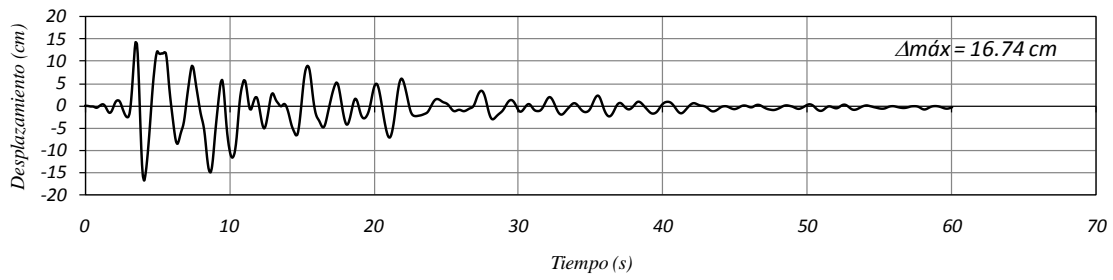


12.a) Sección Circular

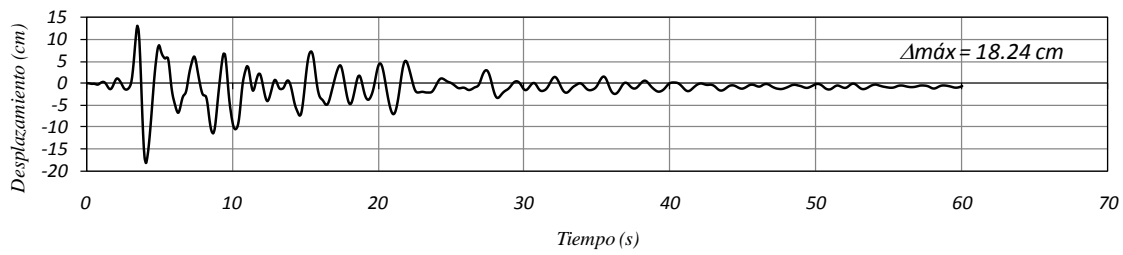


12.b) Sección Rectangular

Figura III.12 Respuesta no lineal, Browning (2001)

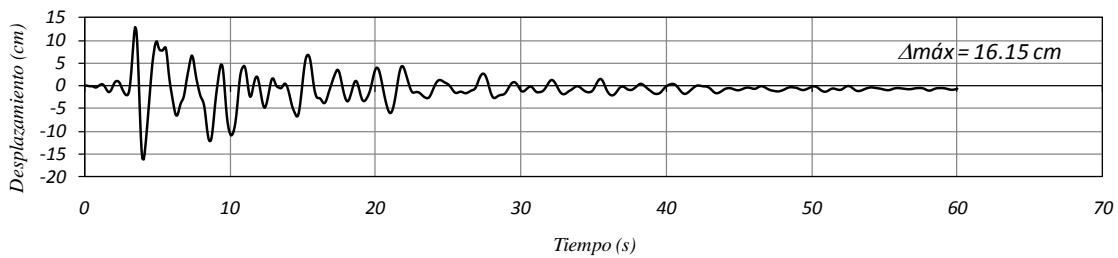


13.a) Sección Circular

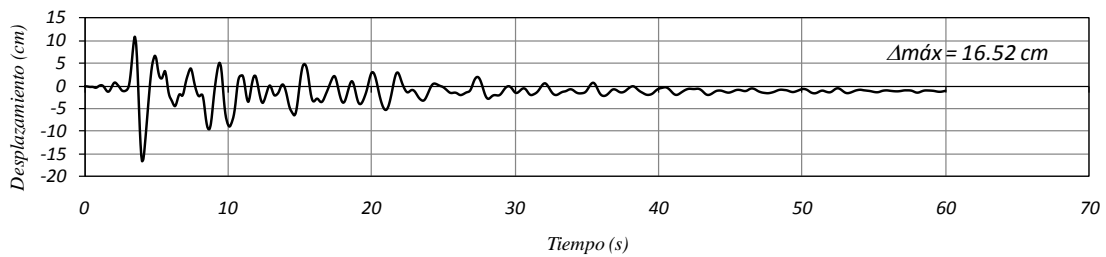


13.b) Sección Rectangular

Figura III.13 Respuesta no lineal, Chopra y Goel (2001)

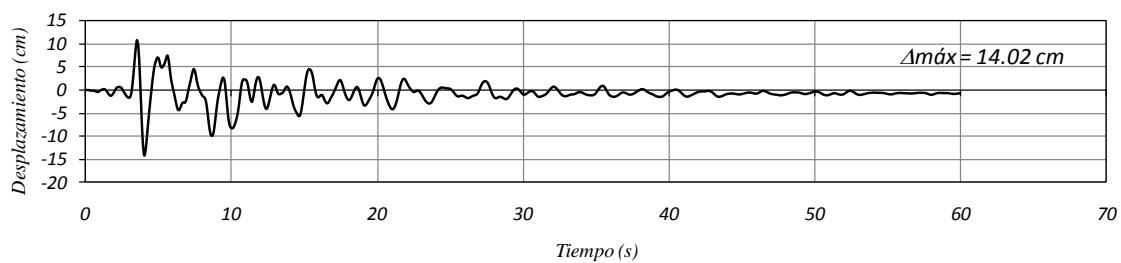


14.a) Sección Circular

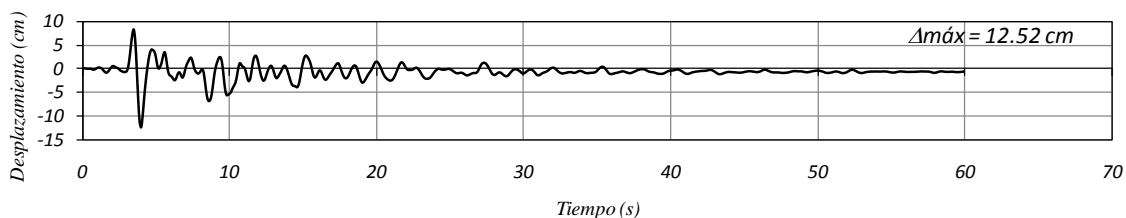


14.b) Sección Rectangular

Figura III.14 Respuesta no lineal, Priestley Kowalsky (2000)



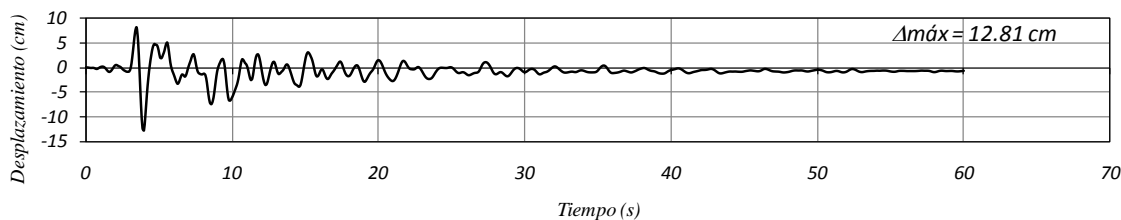
15.a) Sección Circular



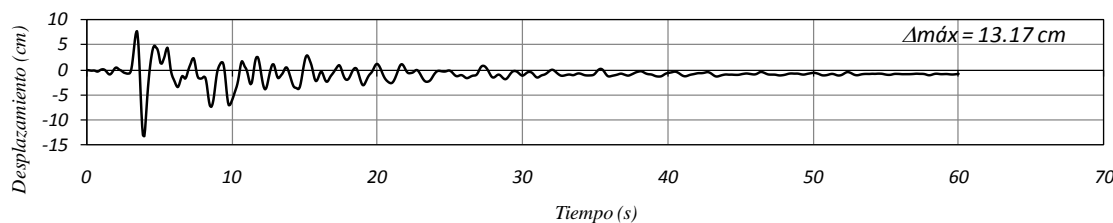
15.b) Sección Rectangular

Figura III.15 Respuesta no lineal, Rivera (2005)

Columnas en marco (acelerograma Northridge-1994)

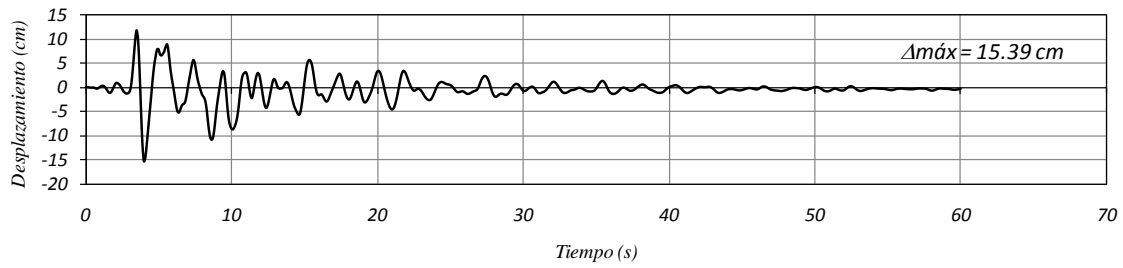


16.a) Sección Circular

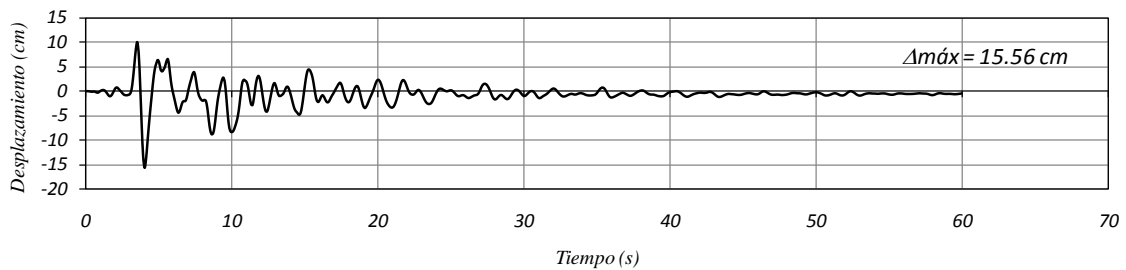


16.b) Sección Rectangular

Figura III.16 Respuesta no lineal, Panagiotakos y Fardis (1999)

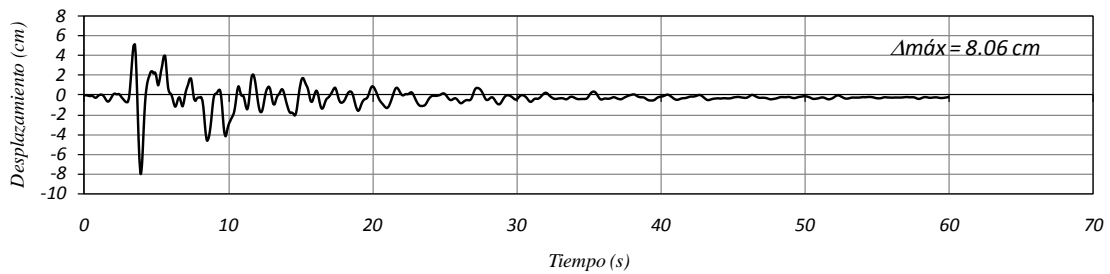


17.a) Sección Circular

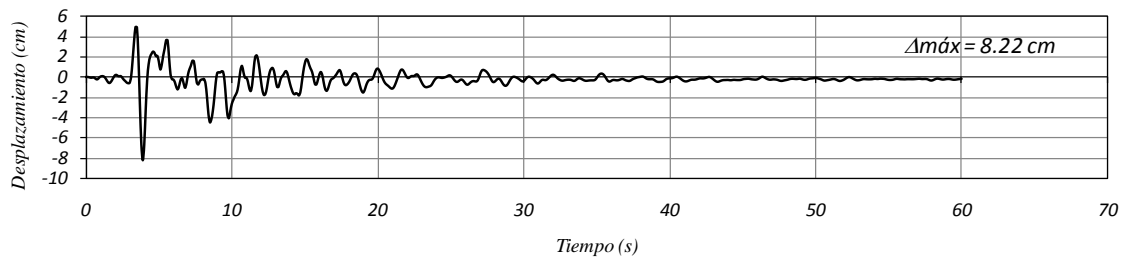


17.b) Sección Rectangular

Figura III.17 Respuesta no lineal, Browning (2001)

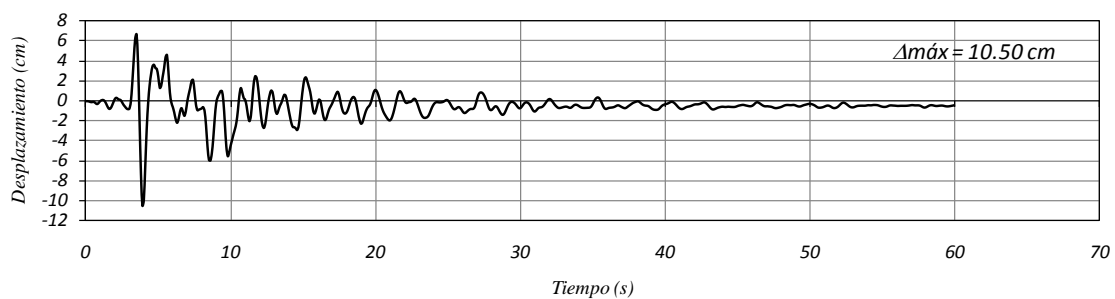


18.a) Sección Circular

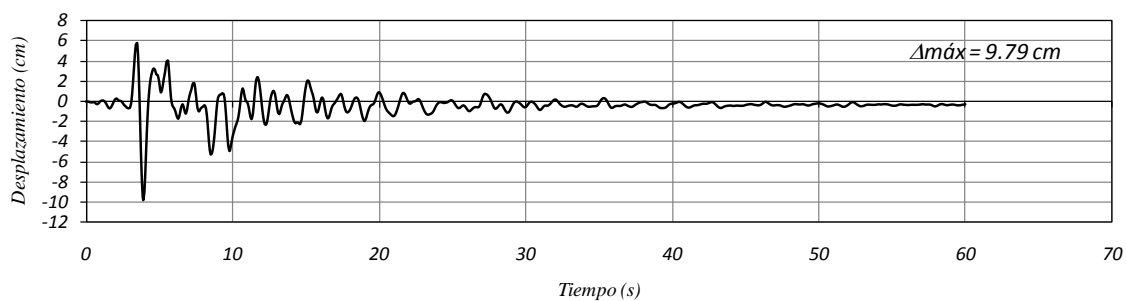


18.b) Sección Rectangular

Figura III.18 Respuesta no lineal, Chopra y Goel (2001)

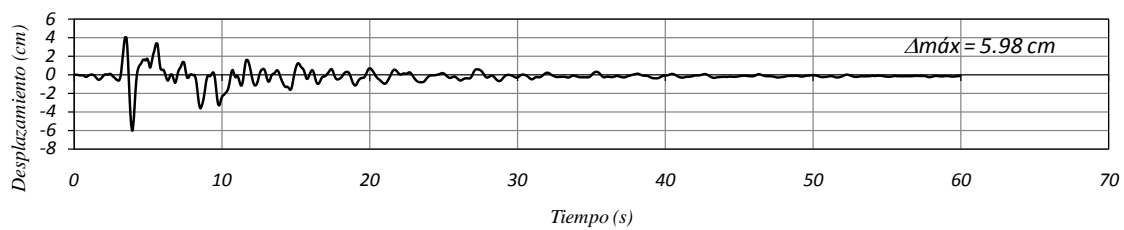


19.a) Sección Circular

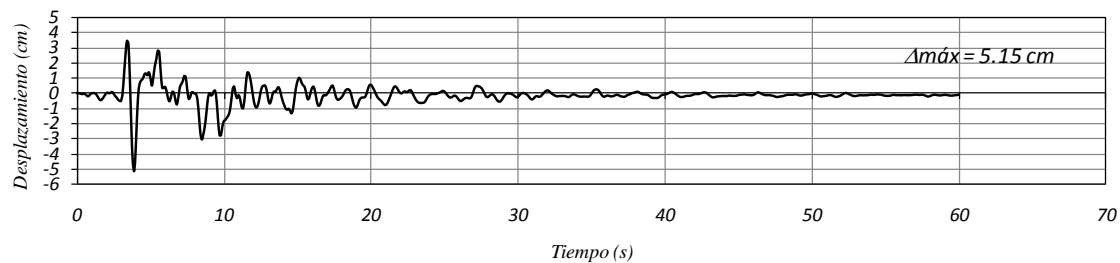


19.b) Sección Rectangular

Figura III.19 Respuesta no lineal, Priestley Kowalsky (2000)



20.a) Sección Circular



20.b) Sección Rectangular

Figura III.20 Respuesta no lineal, Rivera (2005)

Anexo IV. Cuantificación y costo de las columnas diseñadas

*Tabla IV.1 Cuantificación y costos de columnas en cantiléver
(Acelerograma SCT/19sep85)*

<i>Método</i>	<i>Sección</i>	<i>Cuantificación</i>		<i>Costos</i>		
		<i>Concreto (m³)</i>	<i>Acero (t)</i>	<i>Importe Concreto (\$)</i>	<i>Importe Acero (\$)</i>	<i>Costo total (\$)</i>
Panagiotakos y Fardis (1999)	Circular (160 cm)	18.10	4.12	\$38,090.55	\$73,464.54	\$111,555.09
	Rectangular (100x160 cm)	14.40	2.39	\$30,304.08	\$42,616.57	\$72,920.65
Browning (2001)	Circular (160 cm)	18.10	2.56	\$38,090.55	\$45,647.87	\$83,738.42
	Rectangular (100x160 cm)	14.40	1.85	\$30,304.08	\$32,987.72	\$63,291.80
Chopra y Goel (2001)	Circular (160 cm)	18.10	5.21	\$38,090.55	\$92,900.55	\$130,991.10
	Rectangular (100x160 cm)	14.40	2.52	\$30,304.08	\$44,934.62	\$75,238.70
Priestley y Kowalsky (2000)	Circular (160 cm)	18.10	4.09	\$38,090.55	\$72,929.61	\$111,020.16
	Rectangular (100x160 cm)	14.40	1.98	\$30,304.08	\$35,305.78	\$65,609.86
Rivera (2005)	Circular (160 cm)	18.10	3.30	\$38,090.55	\$58,842.96	\$96,933.51
	Rectangular (100x160 cm)	14.40	2.67	\$30,304.08	\$47,609.30	\$77,913.38

*Tabla IV.2 Cuantificación y costos de columnas de marco
(Acelerograma SCT/19sep85)*

<i>Método</i>	<i>Sección</i>	<i>Cuantificación</i>		<i>Costos</i>		
		<i>Concreto (m³)</i>	<i>Acero (t)</i>	<i>Importe Concreto (\$)</i>	<i>Importe Acero (\$)</i>	<i>Costo total (\$)</i>
Panagiotakos y Fardis (1999)	circular (80 cm)	4.52	0.58	\$9,512.11	\$10,342.10	\$19,854.21
	rectangular (60x80 cm)	4.32	0.44	\$9,091.22	\$7,845.73	\$16,936.95
Browning (2001)	circular (80 cm)	4.52	0.42	\$9,512.11	\$7,489.10	\$17,001.21
	rectangular (60x80 cm)	4.32	0.46	\$9,091.22	\$8,202.35	\$17,293.57
Chopra y Goel (2001)	circular (80 cm)	4.52	0.34	\$9,512.11	\$6,062.61	\$15,574.72
	rectangular (60x80 cm)	4.32	0.37	\$9,091.22	\$6,597.54	\$15,688.76
Priestley y Kowalsky (2000)	circular (80 cm)	4.52	0.44	\$9,512.11	\$7,845.73	\$17,357.84
	rectangular (60x80 cm)	4.32	0.55	\$9,091.22	\$9,807.16	\$18,898.38
Rivera (2005)	circular (80 cm)	4.52	0.23	\$9,512.11	\$4,101.18	\$13,613.29
	rectangular (60x80 cm)	4.32	0.32	\$9,091.22	\$5,705.98	\$14,797.20

Nota: Los volúmenes de obra y costo total corresponden a una sola columna del marco

**Tabla IV.3 Cuantificación y costos de columnas en cantiléver
(Acelerograma Northridge-Arleta/17ene94)**

<i>Método</i>	<i>Sección</i>	<i>Cuantificación</i>		<i>Costos</i>		
		<i>Concreto (m³)</i>	<i>Acero (t)</i>	<i>Importe Concreto (\$)</i>	<i>Importe Acero (\$)</i>	<i>Costo total (\$)</i>
Panagiotakos y Fardis (1999)	Circular (150 cm)	15.90	2.79	\$33,460.76	\$49,749.05	\$83,209.81
	Rectangular (100x150)	13.50	2.05	\$28,410.08	\$36,553.96	\$64,964.04
Browning (2001)	Circular (150 cm)	15.90	1.80	\$33,460.76	\$32,096.16	\$65,556.92
	Rectangular (100x150)	13.50	1.27	\$28,410.08	\$22,645.62	\$51,055.70
Chopra y Goel (2001)	Circular (150 cm)	15.90	2.00	\$33,460.76	\$35,662.40	\$69,123.16
	Rectangular (100x150)	13.50	1.62	\$28,410.08	\$28,886.54	\$57,296.62
Priestley y Kowalsky (2000)	Circular (150 cm)	15.90	2.17	\$33,460.76	\$38,693.70	\$72,154.46
	Rectangular (100x150)	13.50	1.84	\$28,410.08	\$32,809.41	\$61,219.49
Rivera (2005)	Circular (150 cm)	15.90	1.51	\$33,460.76	\$26,925.11	\$60,385.87
	Rectangular (100x150)	13.50	1.38	\$28,410.08	\$24,607.06	\$53,017.14

**Tabla IV.4 Cuantificación y costos de columnas de marco
(Acelerograma Northridge-Arleta/17ene94)**

<i>Método</i>	<i>Sección</i>	<i>Cuantificación</i>		<i>Costos</i>		
		<i>Concreto (m³)</i>	<i>Acero (t)</i>	<i>Importe Concreto (\$)</i>	<i>Importe Acero (\$)</i>	<i>Costo total (\$)</i>
Panagiotakos y Fardis (1999)	circular (75 cm)	3.98	0.35	\$8,375.71	\$6,240.92	\$14,616.63
	rectangular (50x75)	3.15	0.32	\$6,629.02	\$5,705.98	\$12,335.00
Browning (2001)	circular (75 cm)	3.98	0.19	\$8,375.71	\$3,387.93	\$11,763.64
	rectangular (50x75)	3.15	0.14	\$6,629.02	\$2,496.37	\$9,125.39
Chopra y Goel (2001)	circular (75 cm)	3.98	0.31	\$8,375.71	\$5,527.67	\$13,903.38
	rectangular (50x75)	3.15	0.42	\$6,629.02	\$7,489.10	\$14,118.12
Priestley y Kowalsky (2000)	circular (75 cm)	3.98	0.33	\$8,375.71	\$5,884.30	\$14,260.01
	rectangular (50x75)	3.15	0.32	\$6,629.02	\$5,705.98	\$12,335.00
Rivera (2005)	circular (75 cm)	3.98	0.16	\$8,375.71	\$2,852.99	\$11,228.70
	rectangular (50x75)	3.15	0.15	\$6,629.02	\$2,674.68	\$9,303.70

Nota: Los volúmenes de obra y costo total corresponden a una sola columna del marco

**Tabla IV.5 Cuantificación y costos de columnas en cantiléver y de marco
(NTC-concreto Zona III-b)**

<i>Método</i>	<i>Sección</i>	<i>Cuantificación</i>		<i>Costos</i>		
		<i>Concreto (m³)</i>	<i>Acero (t)</i>	<i>Importe Concreto (\$)</i>	<i>Importe Acero (\$)</i>	<i>Costo total (\$)</i>
NTC (Q=3)	circular (200 cm)	28.27	9.95	\$59,492.80	\$177,420.44	\$236,913.24
	rectangular (120x180)	19.44	7.30	\$40,910.51	\$130,167.76	\$171,078.27
NTC (Q=4)	circular (200 cm)	28.27	6.52	\$59,492.80	\$116,259.42	\$175,752.22
	rectangular (120x180)	19.44	5.49	\$40,910.51	\$97,893.29	\$138,803.80
NTC (Q=3)	circular (90 cm)	5.73	1.91	\$12,058.50	\$34,057.59	\$46,116.09
	rectangular (60x80)	4.32	2.05	\$9,091.22	\$36,553.96	\$45,645.18
NTC (Q=4)	circular (90 cm)	5.73	1.35	\$12,058.50	\$24,072.12	\$36,130.62
	rectangular (60x80)	4.32	1.59	\$9,091.22	\$28,351.61	\$37,442.83

Nota: Para los marcos de concreto, los volúmenes de obra y costo total corresponden a una sola columna del marco