

01161

7
70

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO INELASTICO EN ESTRUCTURAS EN LA
ZONA BLANDA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

MAESTRO EN INGENIERIA

PRESENTA

Ing. Perla Rafael Santa Ana Lozada.

México D.F.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

1996

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

1. INTRODUCCION.

| | |
|-------------------------------------------------------------------------|---|
| 1.1 Nuevas tendencias en criterios de diseño sismorresistente | 1 |
| 1.2 Objetivos. | 2 |
| 1.3 Alcances. | 2 |

2. DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO LATERAL EN SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD.

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 2.1 Estudios previos. | 4 |
| 2.2 Demandas sísmicas en la zona del lago del valle de México. | 8 |
| 2.2.1. Acelerogramas empleados. | 8 |
| 2.2.2. Sistemas analizados. | 9 |
| 2.2.2.1 Solución de sistemas inelásticos. | 9 |
| 2.2.2.2. Método paso a paso con aceleración lineal para S1GL inelástico. | 9 |
| 2.2.2.3. Comportamiento elastoplástico perfecto y elastoplástico bilineal. | 11 |
| 2.2.3 Demandas elásticas. | 13 |
| 2.2.4 Factores de reducción por comportamiento inelástico. | 24 |
| 2.2.4.1. Conceptos generales. | 24 |
| 2.2.4.2. Factores de reducción de resistencia. | 28 |
| 2.2.4.3. Media y coeficiente de variación del factor de reducción en suelos blandos. | 34 |
| 2.2.4.4. Expresiones aproximadas para obtener $R\mu$ | 36 |
| 2.2.5 Relación entre desplazamientos elásticos e inelásticos. | 38 |
| 2.2.5.1. Espectros de relación de desplazamiento inelástico a elástico. | 38 |
| 2.2.5.2. Espectros de la media de la relación de desplazamiento inelástico a elástico | 44 |
| 2.2.5.3. Expresiones aproximadas para obtener la media de la relación de desplazamientos. | 45 |
| 2.3 Demandas sísmicas calculadas con el RCDF-93. | 49 |
| 2.3.1 Espectros elásticos para diseño sísmico. | 49 |
| 2.3.2 Espectros de diseño inelásticos y factores de reducción. | 50 |
| 2.3.3 Demandas de desplazamiento | 51 |
| 2.3.4 Relación entre desplazamientos elásticos e inelásticos. | 53 |
| 2.4 Evaluación del RCDF-93. | 55 |
| 2.4.1 Factores de reducción. | 55 |
| 2.4.2 Relación entre desplazamientos inelásticos a elásticos. | 55 |

3. DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO LATERAL EN SISTEMAS DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD.

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 3.1 Estudios previos. | 57 |
| 3.2 Demandas sísmicas de los SMGL en zona del lago del valle de México. | 58 |
| 3.2.1 Acelerogramas empleados. | 58 |
| 3.2.2 Sistemas analizados. | 58 |
| 3.2.2.1 Análisis de cargas y características sísmicas. | 59 |
| 3.2.2.2 Diseño de elementos estructurales. | 59 |
| 3.2.3 Demandas sísmicas calculadas con el RCDF-93. | 64 |
| 3.2.3.1 Análisis elástico de las estructuras (por cargas verticales y sísmicas) | 64 |
| 3.2.3.2 Desplazamientos elásticos. | 66 |
| 3.3 Demandas elásticas e inelásticas en los tres edificios. | 68 |
| 3.3.1 Análisis estático no lineal. | 68 |
| 3.3.2 Demandas inelásticas. | 72 |
| 3.3.3 Demandas elásticas. | 75 |
| 3.3.4 Resistencias para los SMGL y S1GL equivalentes. | 77 |
| 3.4 Método I. Determinación de demandas elásticas e inelásticas aproximadas. | 78 |
| 3.4.1 Obtención de distorsiones y desplazamientos de techo máximos. | 85 |
| 3.4.1.1 Demandas elásticas. | 85 |
| 3.4.1.2 Demandas inelásticas. | 86 |
| 3.5 Método II. Sistema equivalente de un grado de libertad. | 87 |
| 3.5.1 Obtención de distorsiones y desplazamientos de techo máximos. | 90 |
| 3.5.1.1 Demandas elásticas. | 90 |
| 3.5.1.2 Demandas inelásticas. | 91 |
| 3.6 Comparación de los distintos métodos y el RCDF-93. | 92 |
| 3.6.1 Desplazamientos máximos de techo y distorsiones máximas; métodos paso a paso, I y II. | 92 |
| 3.6.2 Evaluación RCDF-93 con los SMGL. | 95 |
| 3.6.2.1 Desplazamientos. | 95 |
| 3.6.2.2 Demanda de ductilidad. | 96 |
| | |
| 4. CONCLUSIONES | 97 |
| | |
| REFERENCIAS | 101 |
| | |
| INDICE DE FIGURAS | 103 |
| | |
| INDICE DE TABLAS | 105 |

TESIS

COMPLETA

1. INTRODUCCION.

1.1 Nuevas tendencias en criterios de diseño sismorresistente.

La filosofía de diseño sismorresistente tiene como objetivos diseñar edificaciones que prácticamente no sufran daños ante temblores frecuentes de baja intensidad; que el daño no estructural sea limitado y fácilmente reparable y el daño estructural sea mínimo bajo la acción de temblores de intensidad moderada, y que para temblores excepcionalmente intensos se tenga un nivel aceptable de seguridad contra el colapso, aunque los daños estructurales y no estructurales sean apreciables¹.

De forma primordial, la filosofía de diseño sísmico persigue que las deformaciones sean menores que ciertos límites para satisfacer dos objetivos fundamentales: i) evitar problemas de inestabilidad (como pueden ser los efectos P-D) en sismos intensos; ii) evitar daño no estructural en sismos frecuentes, buscando preservar la comodidad y seguridad de los ocupantes del edificio.

Para satisfacer los objetivos de esta filosofía, surgieron los criterios basados en fuerzas cortantes laterales, obtenidas de un análisis dinámico modal espectral empleando distintos espectros de diseño (generados a partir de sistemas de un grado de libertad). La aceleración espectral puede ser reducida mediante el uso de factores de reducción, los cuales toman en cuenta, hasta cierto grado, la relación existente entre las demandas de sistemas inelásticos respecto a los elásticos. Posteriormente, para la determinación de las demandas de desplazamiento que sufren los edificios, estos desplazamientos son afectados por los factores de reducción empleados.

Estas fuerzas cortantes se aplican a las edificaciones como cargas estáticas horizontales y con ellas se realizan análisis elásticos. Esto genera un comportamiento distinto al esperado de esta estructura bajo una excitación; las estructuras no se comportan siempre en el rango elástico, y la forma en que se toma en cuenta el comportamiento inelástico de éstas, aún no está bien definido.

En la ciudad de México se ha constatado que algunas estructuras rebasan la resistencia propuesta de diseño, así como las demandas de ductilidad global y local, principalmente. Esto ha provocado fuertes daños en diversas estructuras y en otros casos, el colapso.

Lo anterior indica que para lograr un comportamiento adecuado de una estructura, no es necesario que la estructura tenga gran resistencia, si no que la estructura esté diseñada para disipar energía y pueda deformarse adecuadamente². Además de que debe existir una clara forma para relacionar los sistemas elásticos con los inelásticos de uno o múltiples grados de libertad.

Estos criterios basados en resistencia y ductilidad son importantes, pero han provocado que el diseño sísmico se olvide de la importancia de las deformaciones que la estructura sufre bajo un sismo, las cuales son principalmente la causa de los daños en la estructura.

En los reglamentos de diseño sísmico no existen recomendaciones explícitas que satisfagan todos los objetivos de la filosofía de diseño sismorresistente. Un análisis responsable y amplio de la respuesta sísmica debe considerar las fuerzas, ductilidades y desplazamientos, independientemente del criterio considerado; esto es, debe realizarse la revisión de cada uno de estos parámetros en cada sistema.

En la actualidad los reglamentos realizan una revisión basada en los conceptos de resistencia y ductilidad a través de factores de reducción de fuerzas y limitando los desplazamientos a valores predeterminados.

La utilidad de conocer la demanda de desplazamientos radica en la facilidad con la que se puede relacionar ésta con los daños que se producen tanto en elementos estructurales como en los no estructurales. Además, la aplicación de la información de desplazamiento se puede extender

2 Introducción

a marcos de varios pisos desarrollando un buen entendimiento del desplazamiento global de las estructuras (como la distribución de los desplazamientos en la altura de las edificaciones).

Aunque recientemente han sido propuestos criterios de diseño sísmico basados en desplazamientos (Moehle, 1993)¹, no existen recomendaciones explícitas en los reglamentos para estimar de forma adecuada las demandas de deformación lateral en las estructuras. Este criterio de diseño en base a desplazamientos se basa en la obtención de desplazamientos a partir de un S1GL elástico a sistemas inelásticos de un grado de libertad o a sistemas elástico e inelástico de múltiples grados de libertad.

A partir de estos criterios de desplazamientos, se pueden realizar dos tipos de análisis. El primero está basado en las ductilidades, el cual relaciona la ductilidad con la resistencia provista; mientras que el segundo se basa directamente en los desplazamientos, sus proporciones y distribuciones, los cuales controlarán la demanda de distorsiones y determinarán los detalles estructurales y no estructurales para asegurar un adecuado comportamiento.

Es importante remarcar que para obtener una buena estimación de las demandas sísmicas, se requiere conocer las demandas de deformación y para el caso de los reglamentos en los que éstas se obtienen a partir de análisis elásticos, se requiere conocer de una forma más clara y precisa la relación entre las deformaciones elásticas e inelásticas.

1.2 Objetivos.

El objetivo principal del presente estudio, es evaluar dos diferentes métodos para estimar demandas de deformaciones elásticas, tanto globales como locales, a partir de sistemas elásticos de un grado de libertad durante fuertes movimientos sísmicos. Este objetivo se logra desarrollando una técnica para estimar las demandas de desplazamiento inelástico y así como las demandas de resistencia. El estudio pone un especial énfasis en estructuras de concreto desplantadas en suelos blandos.

Este estudio se realiza analizando 32 movimientos sísmicos distintos registrados en zonas de suelo blando dentro de la ciudad de México. Se relaciona de forma clara la respuesta de desplazamiento de sistemas de un grado de libertad elástico con respecto a la que se presenta en sistemas inelásticos tanto de uno como de múltiples grados de libertad.

Finalmente se comprueba y recomienda un método sencillo para que sea aplicado por los diseñadores y puedan obtener estimaciones de deformaciones con las cuales puedan limitar los daños en las edificaciones diseñadas en la ciudad de México.

1.3 Alcances.

El presente estudio se encuentra organizado en tres partes. Primeramente se presentan las demandas sísmicas para sistemas de un grado de libertad en la zona blanda del Valle de México y las demandas calculadas con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal-93, involucrando los conceptos de factores de reducción por comportamiento inelástico y la relación entre desplazamientos inelásticos y elásticos.

En el siguiente capítulo se proponen tres estructuras diseñadas mediante el RCDF-93; se obtienen para estos sistemas de múltiples grados de libertad, por medio de un análisis paso a paso, las demandas de deformaciones y resistencias para determinadas ductilidades locales y globales.

Posteriormente se establecen y emplean métodos para relacionar las demandas de deformaciones de los sistemas de un grado de libertad con su correspondiente de sistemas de

múltiples grados de libertad, así como la relación entre las distorsiones y resistencias.

Como resultado final se concluye este trabajo proponiendo un método para estimar demandas de deformaciones, globales y locales, para cualquier tipo de sistema a partir de conocer sus propiedades principales, como son su periodo fundamental y su estructuración.

2. DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO LATERAL EN SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD.

2.1 Estudios previos.

Se han realizado muchos estudios con el propósito de establecer relaciones sencillas entre las demandas de desplazamientos que presenta un sistema elástico con respecto a las producidas por un sistema inelástico. Con base en esto, se establecen métodos para la elaboración de espectros inelásticos y se obtienen relaciones entre resistencias.

A continuación se hace una breve descripción de los datos más relevantes de dichos estudios referentes al comportamiento sísmico para sistemas de un grado de libertad.

Newmark y Hall⁴ en 1969, proponen la elaboración de espectros para el diseño de reactores nucleares, determinando que las respuestas de los sistemas son producto de la aceleración del suelo y de los factores de amplificación del movimiento del terreno como función del amortiguamiento y del periodo estructural.

En las regiones espectrales de baja y media frecuencia, para los sistemas elásticos e inelásticos, se obtuvieron aproximadamente las mismas demandas de desplazamientos, mientras que para regiones de frecuencias muy altas se observó que ambos sistemas (elásticos e inelásticos) son afectados por el mismo valor de aceleración, siendo ésta igual a la registrada en el terreno. En 1972 ambos autores [Newmark y Hall, 1974]⁵ publicaron una serie de recomendaciones para el diseño sísmico de estructuras, proponiendo el uso de espectros inelásticos. Con las observaciones obtenidas de su estudio previo, se recomendó un procedimiento sencillo para obtener espectros inelásticos a partir de sus correspondientes espectros elásticos. Este procedimiento consiste en la reducción del espectro elástico mediante distintos factores, dependiendo éstos de la ductilidad y de la región de frecuencia espectral del sistema. Los autores concluyen mencionando que la respuesta sísmica de una estructura depende tanto de la excitación como de las características propias de la estructura, la cual debe ser dúctil para resistir los esfuerzos generados por deformaciones internas.

Veletsos et al.⁶ en 1969 establecen que el efecto general de la acción inelástica es reducir la fuerza resistente del sistema (bajo determinada excitación) con la cual debe ser diseñada la estructura. Los autores exponen una serie de reglas aproximadas, obtenidas a partir de sus observaciones, para relacionar los espectros de deformación de sistemas elásticos con sus correspondientes sistemas elastoplásticos. Estas reglas dependen de la frecuencia que tenga el sistema en estudio; para estructuras con frecuencias medias y bajas, la máxima deformación del sistema elástico e inelástico será aproximadamente igual, por lo que las ordenadas del espectro para el sistema inelástico son $1/\mu$ veces aquellas asociadas al sistema elástico. Para sistemas con frecuencias extremadamente altas, los sistemas elásticos e inelásticos deben ser diseñados para una fuerza igual al producto de la masa del sistema y de la máxima aceleración del terreno. Finalmente para frecuencias moderadamente altas, se propuso el principio de conservación de energía; mediante éste, la energía que se encuentra comprendida debajo del diagrama de carga-deformación del sistema elástico debe ser igual a aquella del sistema elastoplástico. Estos criterios establecidos por Veletsos y Newmark fueron adoptados en el RCDF-87 para el diseño sísmico, exceptuando el principio de conservación de energía para frecuencias altas.

Dichas reglas fueron confirmadas posteriormente en otra investigación que Veletsos⁷ realizó para distintos tipos de sistemas no lineales. En esta se establece que la relación entre las deformaciones es función de la frecuencia del sistema, de tal forma que para sistemas con periodos altos la máxima deformación del sistema inelástico puede ser tomada igual a la máxima deformación del sistema elástico, mientras que para periodos relativamente bajos la máxima deformación de los sistemas no lineales es significativamente diferente de la correspondiente deformación asociada a sistemas lineales.

Veletsos y Pennington¹⁰ en 1971 realizan una investigación sobre la respuesta de sistemas elastoplásticos excitados en la base en la cual, confirman nuevamente que la relación entre la máxima deformación de sistemas elastoplásticos y elásticos depende principalmente de la frecuencia natural del sistema, siendo independiente de las características de la excitación, de los niveles de fluencia y de la cantidad de amortiguamiento del sistema.

Riddell y Newmark¹¹ realizaron análisis estadísticos de espectros de respuesta inelástica para sistemas elastoplásticos y para sistemas bilineales con degradación de rigidez. En este estudio se concluye que las respuestas máximas de los sistemas bilineales son muy similares a los que presentan degradación de rigidez; además que el uso de un espectro elastoplástico para análisis inelástico es generalmente conservador. El valor de los factores de deamplificación propuestos, para obtener espectros inelásticos a partir de elásticos, depende únicamente del amortiguamiento del sistema y del factor de ductilidad.

En un estudio posterior Elghadamsi y Mohraz¹² calcularon distintos espectros de respuesta inelásticos para sistemas de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico sujetos a 50 movimientos horizontales registrados en suelos de tipo aluvial y 26 movimientos horizontales registrados en suelo rocoso. Este es el primer estudio en el cual se comienza a considerar el efecto de las condiciones del tipo de suelo, concluyendo que los factores con los cuales se afecta un espectro elástico para la obtención de su correspondiente inelástico, son independientes del tipo de suelo; los autores presentan un criterio simplificado para calcular el espectro de diseño inelástico en términos de desplazamientos de fluencia.

Posteriormente al sismo de 1985 en la Ciudad de México, Meli y Avila¹³ realizan un estudio de la respuesta sísmica de edificios específicos ante los sismos de septiembre de 1985, haciendo análisis lineales y no lineales. Se obtuvo la respuesta de sistemas simples de uno y varios grados de libertad con comportamiento elástico e inelástico ante este acelerograma y se observó que para un periodo igual al dominante del subsuelo, el espectro elástico tiene una ordenada extraordinariamente alta, aproximadamente 6 veces la máxima registrada en el terreno. En los espectros elastoplásticos se presentó una reducción drástica de las ordenadas, sobre todo para periodos cercanos al dominante del terreno; por ello se afirma que para los movimientos sísmicos típicos que se presentan en el suelo blando de la Ciudad de México la ductilidad es muy efectiva para reducir la resistencia requerida en los edificios.

Ambos autores confirman estas observaciones en otro artículo, [Meli y Avila, 1989]¹⁴, en el cual mencionan que los espectros con comportamiento perfectamente elastoplástico muestran una reducción de la respuesta cerca de los periodos críticos, de tal forma que para un factor de ductilidad de 4 el pico desaparece completamente y las ordenadas espectrales decrecen de forma continua para periodos mayores a 0.8 s. Además se menciona que para periodos cortos las ordenadas espectrales se reducen mínimamente debido al comportamiento inelástico; si el comportamiento inelástico está caracterizado por una degradación de rigidez entonces la reducción de las ordenadas espectrales son mucho menores y el pico de respuesta para el periodo dominante subsiste.

Otros investigadores mexicanos, Ruiz et al.¹⁵, construyen espectros inelásticos a partir de registros sísmicos de la ciudad de México, tanto en terrenos blandos como duros, y se obtienen expresiones para estimar la relación entre las ordenadas espectrales inelásticas y elásticas, las cuales están en función de la ductilidad y periodo de vibración de los sistemas. " Dichas relaciones hacen ver que el criterio de reducción de espectros de diseño, usando el factor de comportamiento sísmico Q que recomienda el RCDF-87 para las zonas I y III está del lado de la seguridad para periodos intermedios, mientras que para periodos pequeños sucede lo contrario. "

En 1991, Pérez-Rocha y Ordaz¹⁶ presentan un método lineal equivalente para el cálculo rápido

de espectros de respuesta inelásticos. Estiman la respuesta no lineal del sistema con base en un proceso lineal, mediante un ajuste de los parámetros dinámicos, controlado por la demanda de ductilidad. Además se menciona que los espectros de respuesta inelásticos son una alternativa para tomar en cuenta los efectos de la no linealidad de la estructura.

Nassar y Krawinkler¹⁵ en este mismo año publican los resultados de su estudio en el que se consideró la respuesta de un sistema de un grado de libertad no lineal sujeto a 15 movimientos de terreno registrados, en el oeste de los Estados Unidos. Algunos de estos registros fueron en suelos de tipo rocoso y otros de tipo aluvial, más la influencia del tipo de suelo no fue considerada. Se examinaron parámetros del sistema como lo son el periodo natural, el nivel de fluencia, el comportamiento inelástico del material, etc. En este estudio se concluye, al igual que en el de Meli y Avila¹², que la degradación de rigidez no tiene influencia sobre la reducción de resistencia, producida por el comportamiento histérico del sistema.

Miranda¹⁶ presenta en 1993 un estudio basado en 124 registros sísmicos en distintos tipos de suelos: rocosos, aluviales y blandos para sistemas de un grado de libertad inelásticos bilineales. En este estudio se observa la influencia de las condiciones locales del sitio y se concluye que las condiciones del suelo pueden influenciar significativamente la reducción en la demanda de la resistencia por comportamiento no lineal histérico, particularmente en sitios con suelos blandos. El uso de factores de reducción derivados de estudios de sistemas localizados en suelos rocosos o aluviales, puede llevar a diseños poco conservadores para estructuras con periodos cortos localizados en sitios de suelos blandos. Este factor de reducción que controla la demanda de ductilidad está afectado principalmente por el periodo de vibración del sistema, la demanda máxima tolerable de desplazamiento inelástico y las condiciones del tipo de suelo.

En este estudio de Miranda se determina por primera vez que las demandas de resistencia y de deformación de estructuras desplantadas sobre suelos blandos, deben ser estimadas en función de la relación del periodo de la estructura con respecto al periodo predominante del movimiento del terreno (T/T_g). Con base en lo anterior, introduce la obtención de factores de reducción en función del tipo de suelo.

En el X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (Puerto Vallarta, 1993) se presenta el estudio realizado por Ordaz et al.¹⁷, en el cual se analizan espectros de respuesta con comportamiento elastoplástico de un grado de libertad y diversas excitaciones sísmicas registradas en la ciudad de México. En este estudio se concluye que la reducción de las fuerzas de inercia en sistemas de un grado de libertad depende del ancho de banda de la respuesta elástica y del cociente del periodo de la estructura entre el periodo predominante de la excitación. Las mayores reducciones se obtienen cuando este cociente es unitario y el ancho de banda es mínimo. En los casos de ancho de banda pequeños, estas reducciones son siempre mayores que las predichas por las reglas de Veletsos-Newmark. En el caso de suelos más firmes (periodos predominantes cortos), cuyos registros poseen ancho de banda grandes, las reducciones siguen la regla antes mencionada. Finalmente se reitera que para suelos blandos las reducciones máximas por comportamiento inelástico se obtienen cuando el periodo predominante del suelo coincide con el de la estructura.

En el estudio realizado por Miranda y Bertero¹⁸ en 1994, se remarca que para una determinada ductilidad, independientemente del tipo de suelo, el factor de reducción de resistencia presenta variaciones importantes para distintos valores de periodos, particularmente para el rango de periodos cortos; además que el uso de factores de reducción de resistencia independientes a los periodos, es inadecuado. Los periodos a partir de los cuales los factores de reducción de resistencia son muy semejantes a las ductilidades, dependen no solo de las condiciones del suelo del sitio sino también del nivel de deformación inelástica.

Para conmemorar el décimo aniversario del sismo de 1985, Miranda¹⁷ realiza observaciones a los criterios de diseño sísmico propuestos por el Reglamento de Construcción del Distrito Federal, comparando los espectros de diseño con espectros de respuesta lineal y no lineal calculados para movimientos severos registrados durante este sismo, así como los factores de comportamiento sísmico y las demandas de desplazamiento lateral, calculadas a partir de los registros con los especificados en este Reglamento.

En este último se observa que dentro de la zona de lago especificada por este reglamento, pueden ocurrir diferencias importantes en algunas características de los espectros de respuesta como las aceleraciones máximas de terreno, periodos dominantes, anchos de banda, etc.; los factores de reducción de resistencia lateral propuestos por el reglamento, corresponden a sistemas de un grado de libertad con comportamiento no lineal sometidos a movimientos registrados en roca o terreno firme y no en suelos blandos. En cuanto a las demandas de desplazamiento lateral se recomienda que si se continúan obteniendo a partir de las deformaciones calculadas con un análisis elástico-lineal con fuerzas laterales reducidas, se tome en cuenta de forma explícita la relación entre desplazamientos elásticos e inelásticos, pues los desplazamientos calculados por este reglamento para sistemas de un grado de libertad pueden ser mayores o menores que los calculados a partir de registros sísmicos, dependiendo del periodo de vibración y del nivel de deformación inelástica.

2.2 Demandas sísmicas en la zona del lago del valle de México.

2.2.1. Acelerogramas empleados.

Se consideraron 30 registros obtenidos en zona de lago de la ciudad de México (registrados durante varios sismos de 1985 a la fecha) y preferentemente en la zona donde se presentaron los daños más importantes durante el sismo de 1985. Como criterios generales para seleccionar registros se buscó: i) que fueran en zona de lago; ii) con periodo predominante entre 1 y 2.5 s.; iii) con aceleración máxima de terreno mayor a 20 cm/s^2 . El registro del 24 de octubre de 1993, estación SCT-B2, no cumple con el requisito de aceleración máxima de terreno (10 cm/s^2) pero se ha tomado en cuenta, por que en esta estación se han registrado para otros sismos altos valores de aceleración de terreno.

Con base en estos criterios, se seleccionaron los 30 registros listados en la tabla 2.1. En esta tabla se muestra el número de identificación de la estación en la cual se registro cada sismo, el nombre de la estación, nombre de la colonia en la cual se encuentra la estación, el propietario de dicha estación, su latitud y longitud, clave de identificación del registro y la componente de que se trata, la fecha del sismo, su duración y finalmente la aceleración máxima del terreno.

| Estación No. | Nombre de la Estación | Colonia | Instif. Resp. | Lat N° | Long. W° | Nombre Reg. | Comp. | Fecha | A.M.T.* (cm/s ²) | Duración (seg.) |
|--------------|-----------------------|----------------------|---------------|---------|----------|-------------|-------|-----------|------------------------------|-----------------|
| 01 | ALAMEDA | CENTRO | FUND.ICA | 19.4356 | 99.1453 | 0125 | NS | 25/ABR/89 | 45.95 | 234.22 |
| | | | | | | | EW | 25/ABR/89 | 37.52 | |
| 03 | C.U. JUAREZ | BENITO JUAREZ C.U. | FUND.ICA | 19.4098 | 99.1567 | 0325 | NS | 25/ABR/89 | 40.72 | 249.58 |
| | | | | | | | EW | 25/ABR/89 | 37.68 | |
| 05 | CIBELES | ROMA | FUND.ICA | 19.4186 | 99.1653 | 0525 | NS | 25/ABR/89 | 54.34 | 273.90 |
| | | | | | | | EW | 25/ABR/89 | 45.82 | |
| 06 | XOCHIPILI | EL ARENAL 3A. SECC. | F.B.SIERRA | 19.4198 | 99.1353 | 0625 | EW | 25/ABR/89 | 57.24 | 181.96 |
| | | | | | | | NS | 25/ABR/89 | 43.55 | |
| 08 | TLATELOLCO | NONOALCO TLATELOLCO | F.B.SIERRA | 19.4500 | 99.1336 | 0825 | EW | 25/ABR/89 | 47.55 | 224.08 |
| | | | | | | | NS | 25/ABR/89 | 32.35 | |
| 08 | TLATELOLCO | NONOALCO TLATELOLCO | F.B.SIERRA | 19.4500 | 99.1336 | 0824 | EW | 24/OCT/93 | 8.10 | 185.18 |
| | | | | | | | NS | 24/OCT/93 | 8.38 | |
| 09 | VILLA GOMEZ | NICOLAS BRAVO | FUND.ICA | 19.4539 | 99.1225 | 0925 | EW | 25/ABR/89 | 47.41 | 303.34 |
| | | | | | | | NS | 25/ABR/89 | 38.21 | |
| 19 | MEYEHUALCO | STA. CRUZ MEYEHUALCO | FUND.ICA | 19.3461 | 99.0433 | 1925 | EW | 25/ABR/89 | 29.78 | 287.98 |
| | | | | | | | NS | 25/ABR/89 | 54.55 | |
| 25 | P.C.C. SUPERFICIE | ROMA | FUND.ICA | 19.2483 | 99.1444 | 2525 | EW | 25/ABR/89 | 43.23 | 257.30 |
| | | | | | | | NS | 25/ABR/89 | 42.43 | |
| 29 | VILLA DEL MAR | MARTE | FUND.ICA | 19.8811 | 99.1253 | 2925 | EW | 25/ABR/89 | 47.80 | 219.98 |
| | | | | | | | NS | 25/ABR/89 | 49.54 | |
| 49 | BUENOS AIRES | BUENOS AIRES | FUND.ICA | 19.4097 | 99.1450 | 4925 | EW | 25/ABR/89 | 58.97 | 300.78 |
| | | | | | | | NS | 25/ABR/89 | 54.52 | |
| 56 | CORDOBA | ROMA | F.B.SIERRA | 19.4215 | 99.1590 | 5625 | EW | 25/ABR/89 | 39.10 | 241.98 |
| | | | | | | | NS | 25/ABR/89 | 73.00 | |
| 95 | S.C.T. (B2) | ALGARIN | I. de I. | 19.3930 | 99.1470 | SC1125 | NS | 25/ABR/89 | 37.49 | 160.76 |
| | | | | | | | EW | 25/ABR/89 | 37.89 | |
| 95 | S.C.T. (B2) | ALGARIN | I. de I. | 19.3930 | 99.1470 | SC124 | NS | 24/OCT/93 | 11.74 | 99.20 |
| | | | | | | | EW | 24/OCT/93 | 10.54 | |
| 95 | S.C.T. (B2) | ALGARIN | I. de I. | 19.3930 | 99.1470 | SC119 | NS | 19/SEP/85 | 97.85 | 163.40 |
| | | | | | | | EW | 19/SEP/85 | 167.92 | |

A.M.T.* = aceleración máxima del terreno
I. de I. = Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México
F. ICA = Fundación ICA, (Ingenieros Civiles Asociados)
F.B.SIERRA = Centro de Instrumentación y Registro Sísmico, Fundación Javier Barros Sierra

Tabla 2.1 Características y registros de los sismos empleados.

2.2.2. Sistemas analizados.

2.2.2.1 Solución de sistemas inelásticos.

Para obtener la respuesta de un sistema de un grado de libertad (S1GL) elástico, se supone: i) que la fuerza restitutiva es proporcional al desplazamiento; ii) la fuerza de amortiguamiento es proporcional a la velocidad; iii) la masa y la constante del amortiguador no cambian con el tiempo. Con base en estas suposiciones la ecuación de movimiento para este sistema resulta ser una ecuación lineal diferencial ordinaria de segundo orden.

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = F(t) \quad \dots\dots (2.1)$$

Existen situaciones especiales en las que un modelo lineal no representa adecuadamente las características dinámicas de la estructura. En estos casos el análisis requiere de un nuevo modelo en el cual la fuerza elástica o la fuerza viscosa no permanezca proporcional al desplazamiento o a la velocidad, respectivamente. En consecuencia, el resultado de esta ecuación de movimiento ya no será lineal y su solución será más compleja.

Para S1GL no lineales, primeramente se considera el equilibrio dinámico del sistema, igualando la suma de la fuerza de inercia $F_I(t)$, la fuerza de amortiguamiento $F_D(t)$, la fuerza elástica $F_S(t)$ con la fuerza externa $F(t)$. En el tiempo t_i , el equilibrio de estas fuerzas se expresa como lo muestra la expresión 2.2

$$F_I(t_i) + F_D(t_i) + F_S(t_i) = F(t_i) \quad \dots\dots (2.2)$$

y en un lapso de tiempo Δt tenemos la expresión 2.3

$$F_I(t_i + \Delta t) + F_D(t_i + \Delta t) + F_S(t_i + \Delta t) = F(t_i + \Delta t) \quad \dots\dots (2.3)$$

restando la expresión 2.2 de la 2.3, resultan las expresiones 2.4 y 2.5

$$\Delta F_I + \Delta F_D + \Delta F_S = \Delta F \quad \dots\dots (2.4)$$

$$m\Delta\ddot{y}_i + c\Delta\dot{y}_i + k\Delta y_i = \Delta F \quad \dots\dots (2.5)$$

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

Para resolver esta ecuación existen muchos procedimientos para realizar la integración paso a paso. Los dos métodos más conocidos son el de aceleración constante y el método de aceleración lineal. Debido a que el segundo aporta un poco más de precisión, se empleó este método para resolver los sistemas inelásticos de un grado de libertad del presente trabajo.

2.2.2.2. Método paso a paso con aceleración lineal para S1GL inelástico.

En este método, la aceleración puede ser expresada por una función lineal de tiempo durante un determinado intervalo Δt . En este tipo de análisis, las propiedades del sistema c_i y k_i pueden incluir cualquier forma no lineal, de modo que ya no es necesario que la fuerza elástica sea función sólo del desplazamiento o el amortiguamiento especificado sea función sólo de la velocidad. La única restricción en el análisis, es que se evalúen estos coeficientes en el tiempo t_i y se asuma que estos permanecen constantes durante el intervalo de tiempo. Al asumir la aceleración como función lineal del tiempo para un intervalo, la aceleración se puede expresar:

$$\ddot{y}(t) = \ddot{y}_i + (\Delta\ddot{y}_i/\Delta t)(t - t_i) \quad \dots\dots (2.6)$$

10 Demandas Sísmicas en la Zona del Lago del Valle de México

si la expresión 2.6 se integra dos veces para obtener la velocidad y el desplazamiento, tenemos:

$$\dot{y}(t) = \dot{y}_i + \ddot{y}_i(t - t_i) + \frac{1}{2}(\Delta \dot{\ddot{y}}_i / \Delta t)(t - t_i)^2 \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

$$y(t) = y_i + \dot{y}_i(t - t_i) + \frac{1}{2}\ddot{y}_i(t - t_i)^2 + \frac{1}{6}(\Delta \dot{\ddot{y}}_i / \Delta t)(t - t_i)^3 \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

evaluando las expresiones 2.7 y 2.8 en el tiempo $t = t_i + \Delta t$

$$\Delta \dot{y}_i = \ddot{y}_i \Delta t + \frac{1}{2} \Delta \dot{\ddot{y}}_i \Delta t^2 \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

$$\Delta y_i = \dot{y}_i \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{y}_i \Delta t^2 + \frac{1}{6} \Delta \dot{\ddot{y}}_i \Delta t^3 \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

finalmente resolviendo la ecuación 2.10 para el incremento de aceleración $\Delta \dot{\ddot{y}}_i$ y sustituyendo en la expresión 2.9, se obtiene

$$\Delta \dot{\ddot{y}}_i = (6/\Delta t^2) \Delta y_i - (6/\Delta t) \Delta \dot{y}_i - 3\ddot{y}_i \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

$$\Delta \dot{y}_i = (3/\Delta t) \Delta y_i - 3\dot{y}_i - (\Delta t/2) \ddot{y}_i \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

si estas dos últimas expresiones, 2.11 y 2.12, se sustituyen en la expresión 2.5 se obtiene la siguiente forma de la ecuación de movimiento

$$m \left\{ (6/\Delta t^2) \Delta y_i - (6/\Delta t) \Delta \dot{y}_i - 3\ddot{y}_i \right\} + c_i \left\{ (3/\Delta t) \Delta y_i - 3\dot{y}_i - (\Delta t/2) \ddot{y}_i \right\} + k_i \Delta y_i = \Delta F_i \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

Finalmente, transfiriendo en la expresión 2.13 todos los términos que contienen el incremento de desplazamiento Δy_i (el cual es desconocido) al lado izquierdo se tiene

$$\bar{k}_i \Delta y_i = \Delta \bar{F}_i \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

en donde \bar{k}_i es la rigidez efectiva, dada por la expresión 2.15

$$\bar{k}_i = k_i + (6m/\Delta t^2) + (3c_i/\Delta t) \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

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

$$\Delta \bar{F}_i = \Delta F_i + m \left\{ (6/\Delta t) \dot{y}_i + 3\ddot{y}_i \right\} + c_i \left\{ 3\dot{y}_i - (\Delta t/2) \ddot{y}_i \right\} \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

La ecuación 2.14 es equivalente a la ecuación estática incremental de equilibrio y puede ser resuelta para el incremento de desplazamiento dividiendo simplemente el incremento de la fuerza entre la rigidez efectiva, esto es

$$\Delta y_i = \Delta \bar{F}_i / \bar{k}_i \quad \dots\dots\dots (2.17)$$

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

2.2.2.3. Comportamiento elastoplástico perfecto y elastoplástico bilineal.

Cuando una estructura es modelada como un sistema de un grado de libertad y se permite que este sistema fluya plásticamente, entonces la fuerza restitutiva es parecida a la presentada en el diagrama de la fig. 2.1. En este observamos un comportamiento elastoplástico perfecto, el cual se explica también a continuación.

Existe una porción en la gráfica en que ocurre un comportamiento elástico, saliendo de esta línea, para cualquier deformación se tiene fluencia. Cuando la estructura es descargada, el comportamiento es nuevamente elástico hasta que una nueva carga en la otra dirección produce una deformación plástica, ya sea a compresión o a tensión nuevamente. La estructura puede estar sujeta a una carga cíclica y tener periodos de descarga. El sistema disipa energía durante cada ciclo, en una cantidad igual al área encerrada por la curva (ciclo de histéresis). La fig. 2.1 representa de forma simplificada el comportamiento anterior.

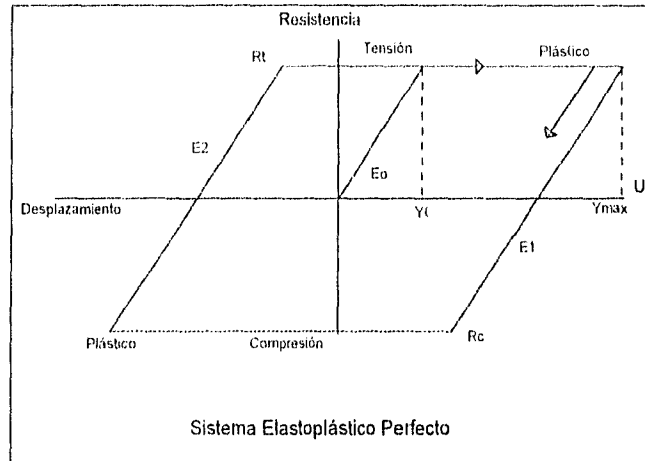


Fig. 2.1 Comportamiento elastoplástico perfecto.

Para estructuras modeladas como un sistema de masa-resorte, las expresiones para la fuerza restitutiva de un sistema con comportamiento elastoplástico son fácilmente escritas. Estas fuerzas dependen de la magnitud de la resistencia, así como el movimiento, que hace que el desplazamiento se incremente y la velocidad del sistema sea mayor a cero o que disminuya y por lo tanto la velocidad sea menor a cero. En la fig. 2.1 donde se representa el comportamiento elastoplástico perfecto, se asume que las condiciones iniciales son cero (desplazamiento y velocidad inicial) para la estructura descargada. Al aplicarse carga, el sistema se comporta elásticamente a lo largo de E_0 . El desplazamiento Y_t en el cual se inicia el comportamiento inelástico en tensión, y el desplazamiento Y_{cr} , donde se inicia el comportamiento plástico a compresión, se calculan como

$$Y_t = R_t / k \quad \dots (2.18)$$

$$Y_c = R_c / k \quad \dots (2.19)$$

donde R_t y R_c son las fuerzas respectivas que producen fluencia a tensión y compresión y k es la rigidez elástica de la estructura. El sistema permanecerá elástico mientras el desplazamiento Y satisfaga

$$Y_c < Y < Y_t \quad \dots (2.20)$$

12 Demandas Sísmicas en la Zona del Lago del Valle de México

Si el desplazamiento y se incrementa, el sistema se comporta plásticamente en tensión (fuerza positiva) a lo largo de la curva en la parte superior (ver fig. 2.1) y la velocidad del sistema es mayor que cero. Cuando la velocidad es menor que cero, el sistema se invierte a un comportamiento elástico, como se ve en la fig. 2.1 a lo largo de E1. Los nuevos límites de fluencia están dados por

$$Y_t = Y_{m\acute{a}x} \quad \dots (2.21)$$

$$Y_c = Y_{m\acute{a}x} - (R_t - R_c) / k \quad \dots (2.22)$$

en donde $Y_{m\acute{a}x}$ es el máximo desplazamiento a lo largo de la curva de tensión, el cual ocurre cuando la velocidad es igual que cero. De la misma forma, en un comportamiento inverso, cuando el desplazamiento disminuye hasta el desplazamiento Y_{er} , el sistema comienza a comportarse plásticamente a compresión (fuerza negativa) y permanece así en la curva de compresión mientras la velocidad sea menor que cero. El sistema regresa a un comportamiento elástico cuando la velocidad es mayor que cero. En este caso los nuevos límites de fluencia están dados por

$$Y_c = Y_{m\acute{i}n} \quad \dots (2.23)$$

$$Y_t = Y_{m\acute{i}n} + (R_t - R_c) / k \quad \dots (2.24)$$

en el cual $Y_{m\acute{i}n}$ es el mínimo desplazamiento a lo largo de la curva de compresión, que ocurre cuando la velocidad es igual que cero. La misma condición del desplazamiento entre los desplazamientos de fluencia de tensión (fuerza positiva) y compresión (fuerza negativa) es válida para que el sistema permanezca operando dentro del intervalo elástico, ya sea en la curva E0, E1, etc.

Finalmente, la resistencia en cada posible segmento para la fase elástica puede ser calculada como

$$R = R_t - (Y_t - Y) k \quad \dots (2.25)$$

en una fase plástica en tensión como

$$R = R_t \quad \dots (2.26)$$

en la fase plástica de compresión como

$$R = R_c \quad \dots (2.27)$$

Un sistema elastoplástico bilineal, es semejante al elastoplástico perfecto; la diferencia se presenta en la fase plástica, donde este sistema presenta una rigidez distinta de cero mientras que en el sistema elastoplástico perfecto es igual que cero.

Este sistema bilineal se puede considerar como la suma de un sistema elastoplástico con rigidez igual a $K - \beta K$, donde β es la relación entre la rigidez correspondiente al endurecimiento por deformación entre la rigidez elástica (en este trabajo se consideró $\beta=0.03$), más un sistema elástico lineal con una rigidez igual a βK , es decir un porcentaje de la rigidez. Al sumarse ambos sistemas, tenemos como resultado el elastoplástico bilineal.

En la fig. 2.2 se muestra el sistema total, mientras que en las figs. 2.3a y 2.3b se presentan los sistemas en los que éste se puede descomponer.

El procedimiento de cálculo de la respuesta es el mismo que para el sistema elastoplástico, las variables son iguales, la diferencia constará en la resistencia obtenida, la cual ahora se verá afectada al incrementarse con un valor de $(\beta K Y)$, para todos los comportamientos ya sean elásticos o plásticos.

Para este trabajo se realizó la solución de sistemas elastoplásticos con un modelo bilineal para un sistema de un grado de libertad. Se elaboró un programa de computadora siguiendo los pasos mencionados anteriormente.

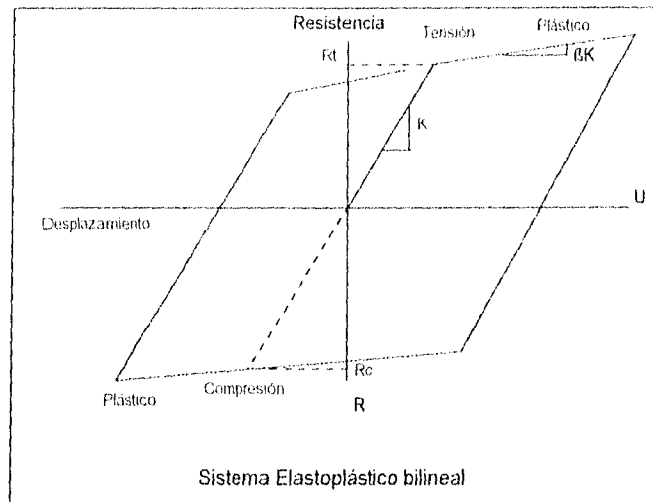


Fig. 2.2 Sistema elastoplástico bilineal.

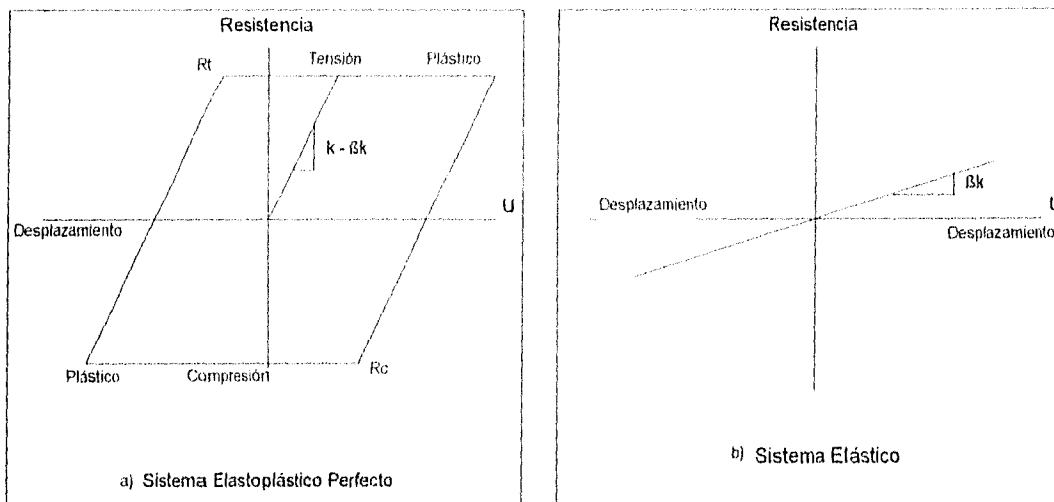


Fig. 2.3 Componentes de un sistema elastoplástico bilineal. a) Sistema elastoplástico perfecto. b) Sistema lineal.

2.2.3 Demandas elásticas.

Resolviendo la ecuación de movimiento 2.1 para los sismos presentados en la sec. 2.2.1 y considerando sistemas de un grado de libertad con un amortiguamiento del 5% del crítico, se obtuvieron distintos espectros de respuesta de aceleración y desplazamiento, los cuales se presentan en las figs. 2.4a y 2.4b, respectivamente.

14 Demandas Sísmicas en la Zona del Lago del Valle de México

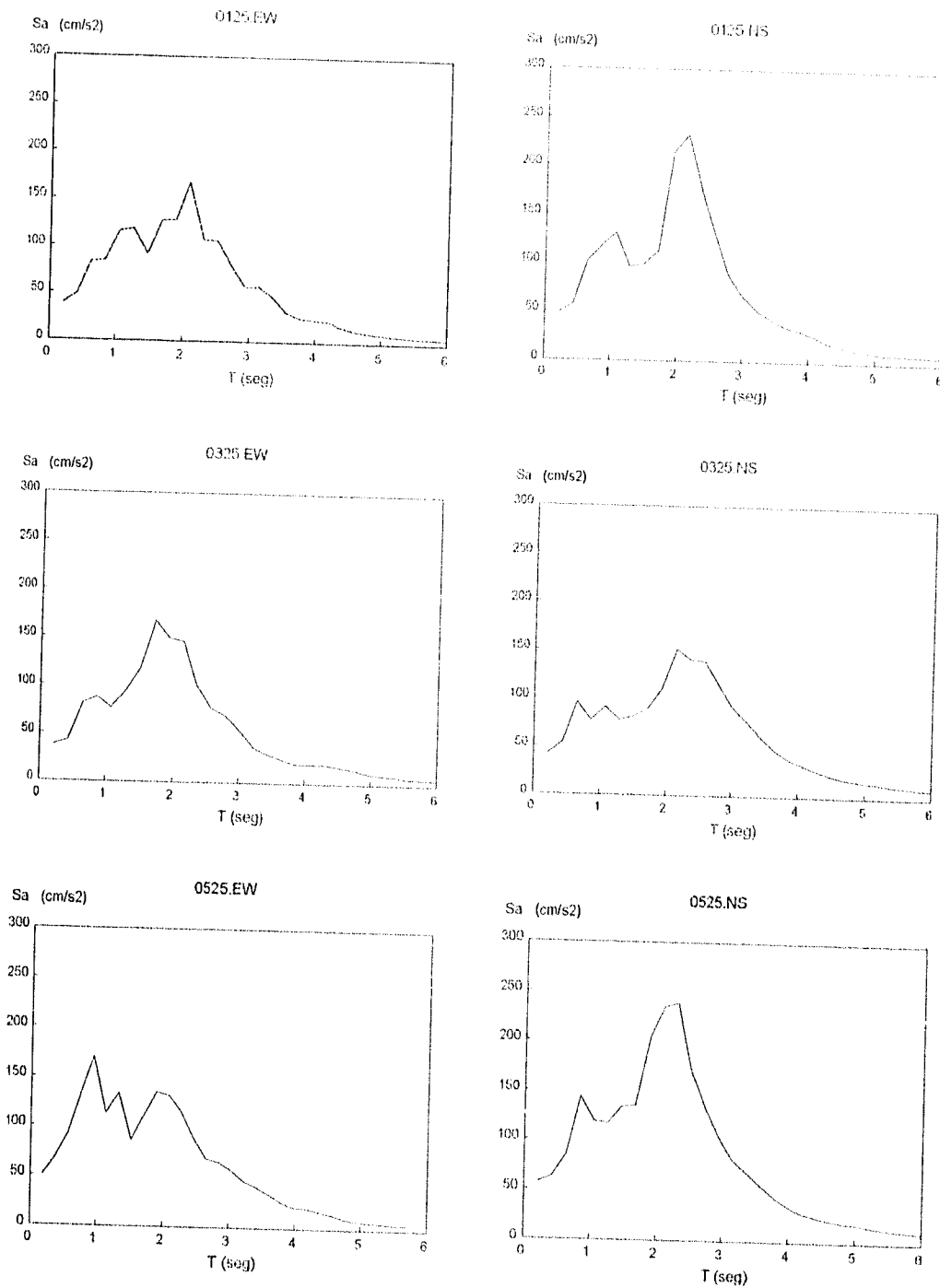


Fig. 2.4a Espectros de respuesta de aceleración para distintos acelerogramas.

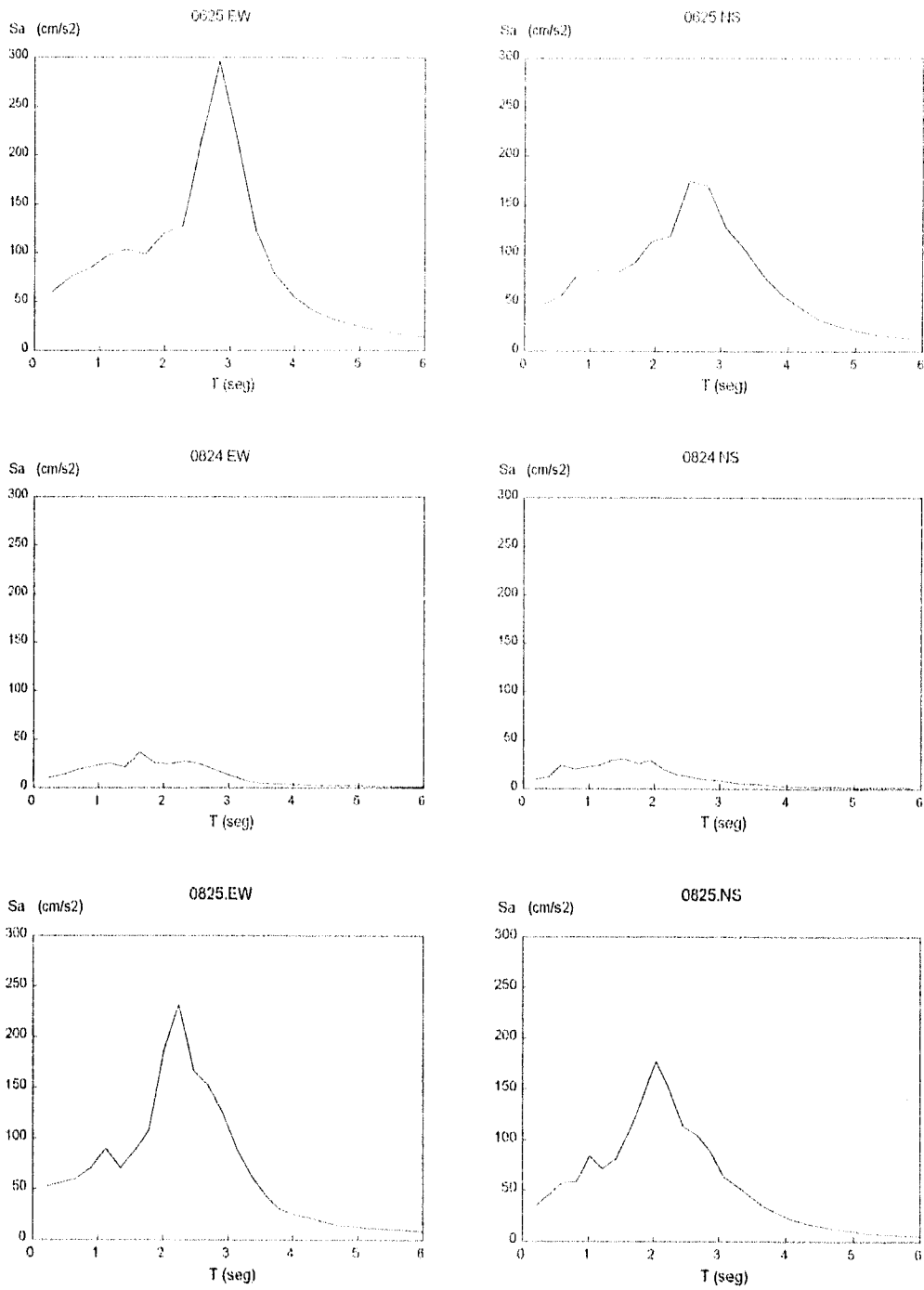


Fig. 2.4a Espectros de respuesta de aceleración para distintos acelerogramas (continuación).

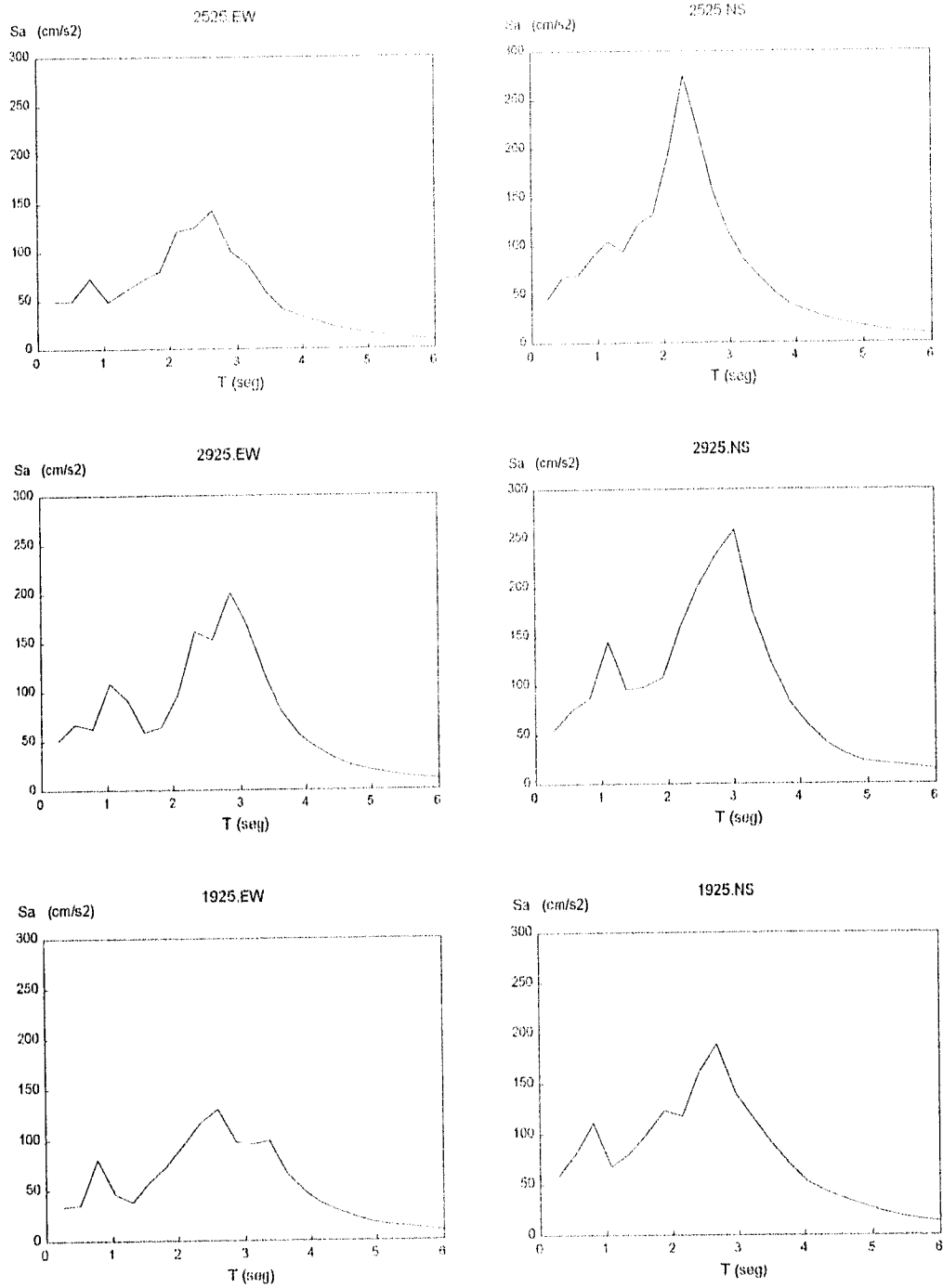


Fig. 2.4a Espectros de respuesta de aceleración para distintos acelerogramas (continuación).

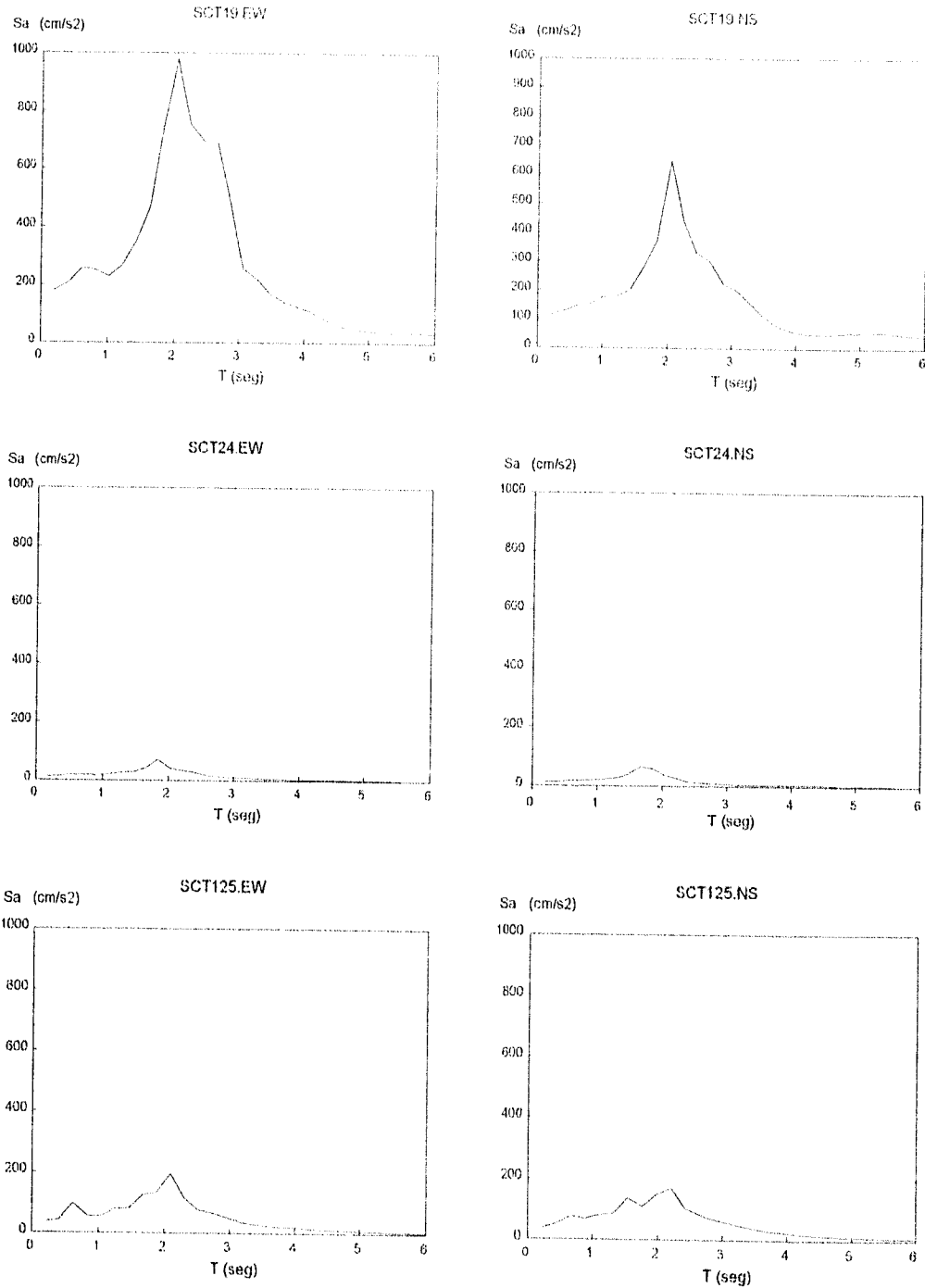


Fig. 2.4a Espectros de respuesta de aceleración para distintos acelerogramas (continuación).

18 Demandas Sísmicas en la Zona del Lago del Valle de México

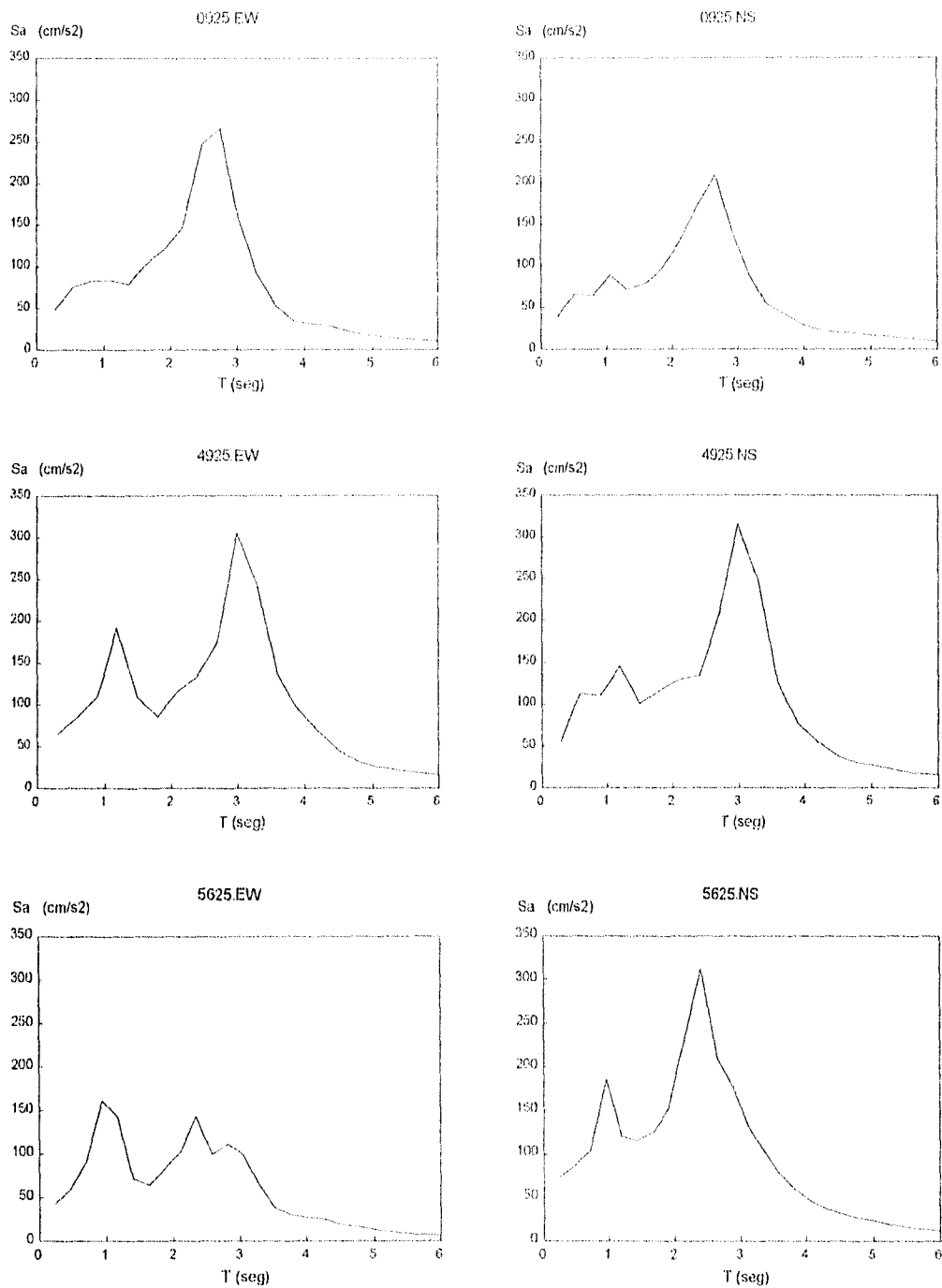


Fig. 2.4a Espectros de respuesta de aceleración para distintos acelerogramas (continuación).

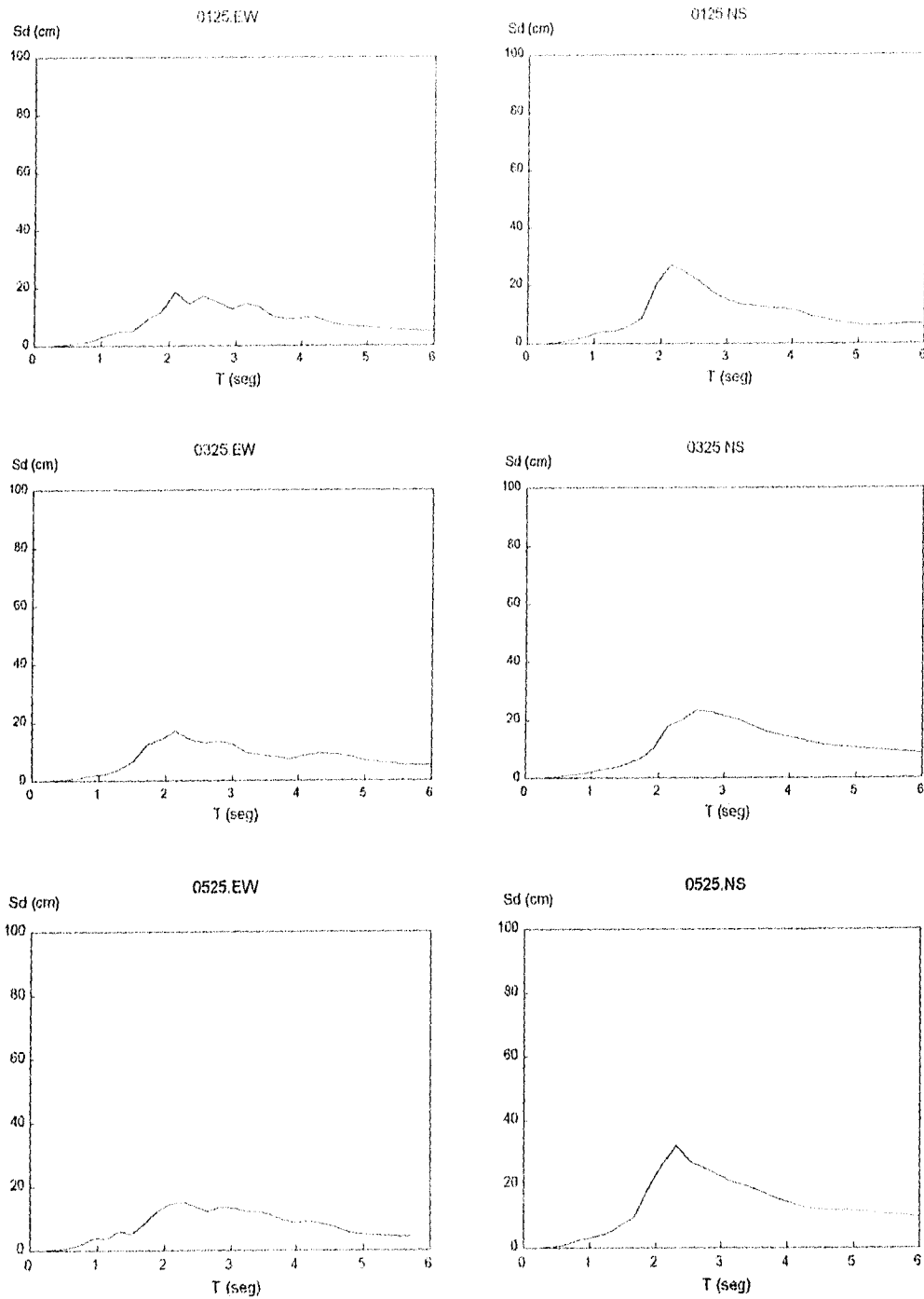


Fig. 2.4b Espectros de respuesta de desplazamiento para distintos acelerogramas.

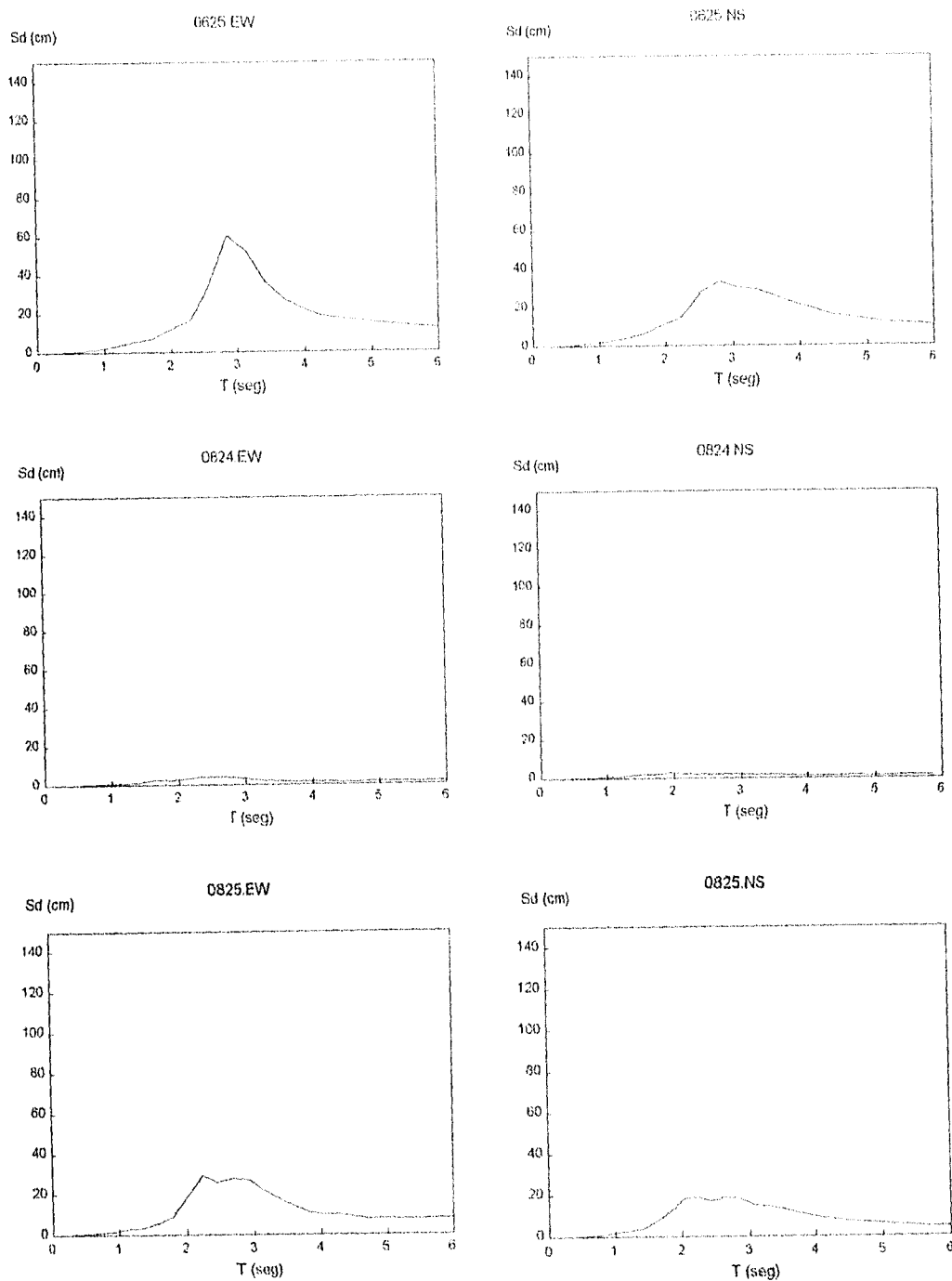


Fig. 2.4b Espectros de respuesta de desplazamiento para distintos acelerogramas (continuación).

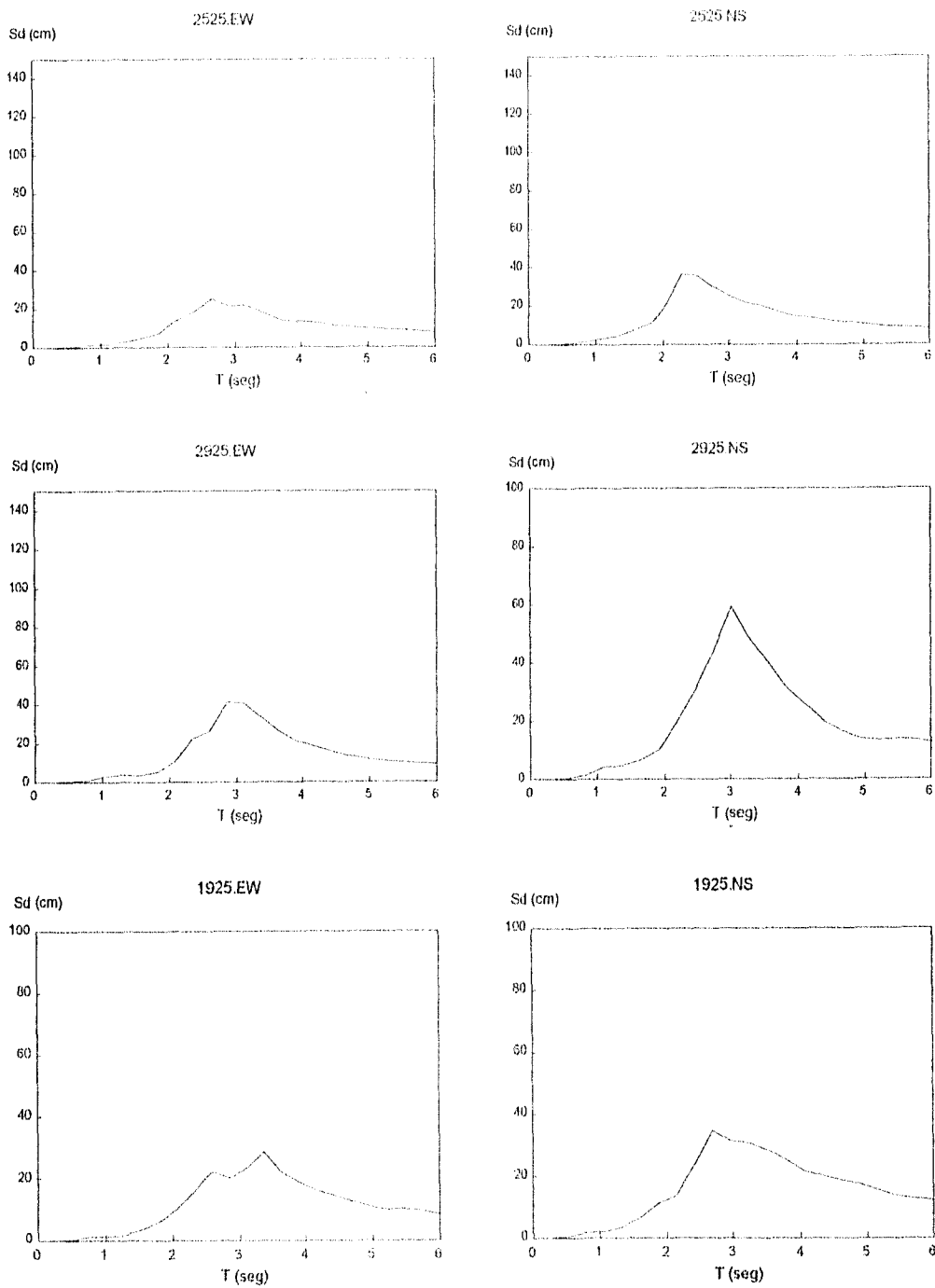


Fig. 2.4b Espectros de respuesta de desplazamiento para distintos acelerogramas (continuación).

22 Demandas Sísmicas en la Zona del Lago del Valle de México

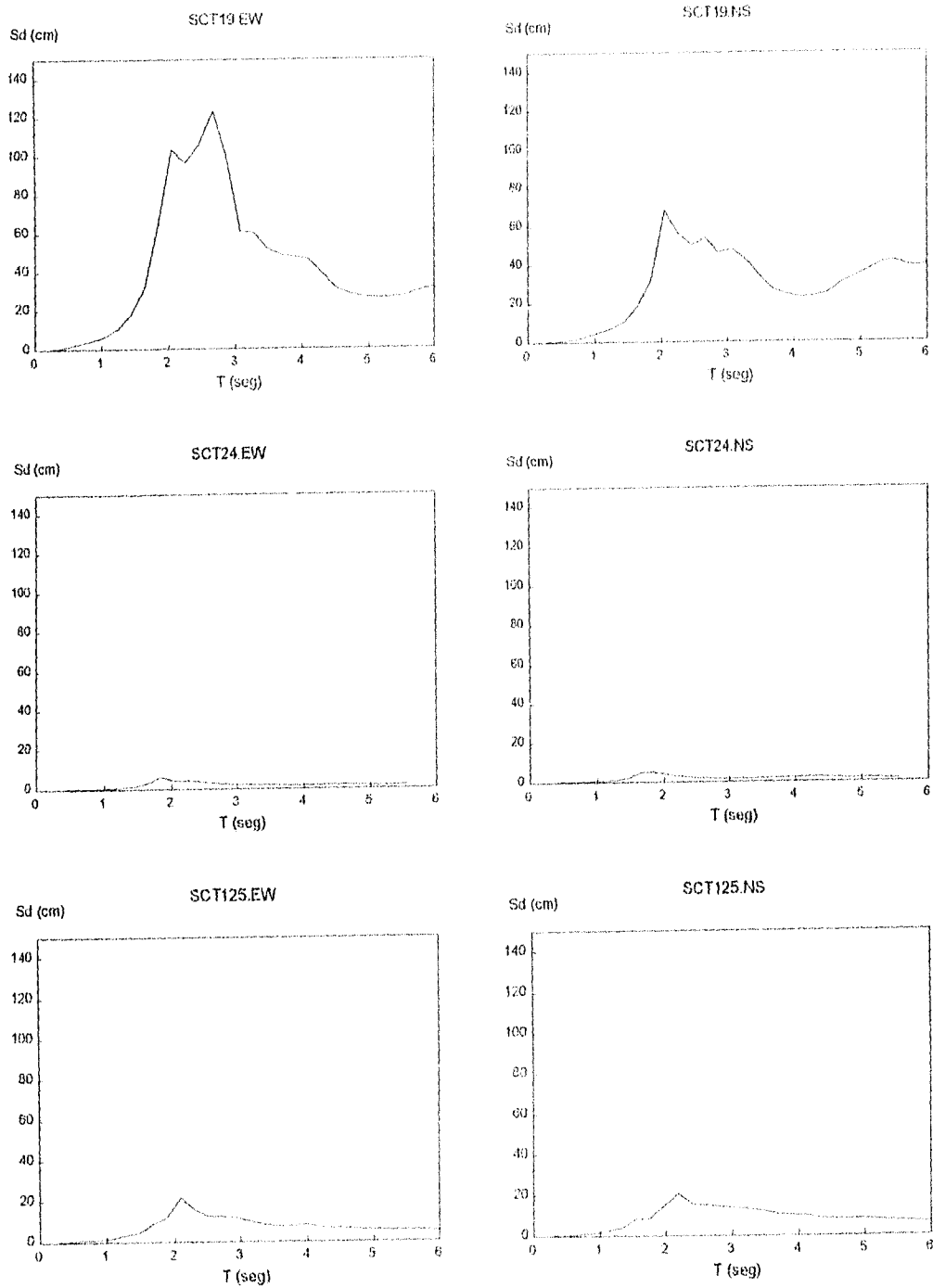


Fig. 2.4b Espectros de respuesta de desplazamiento para distintos acelerogramas (continuación).

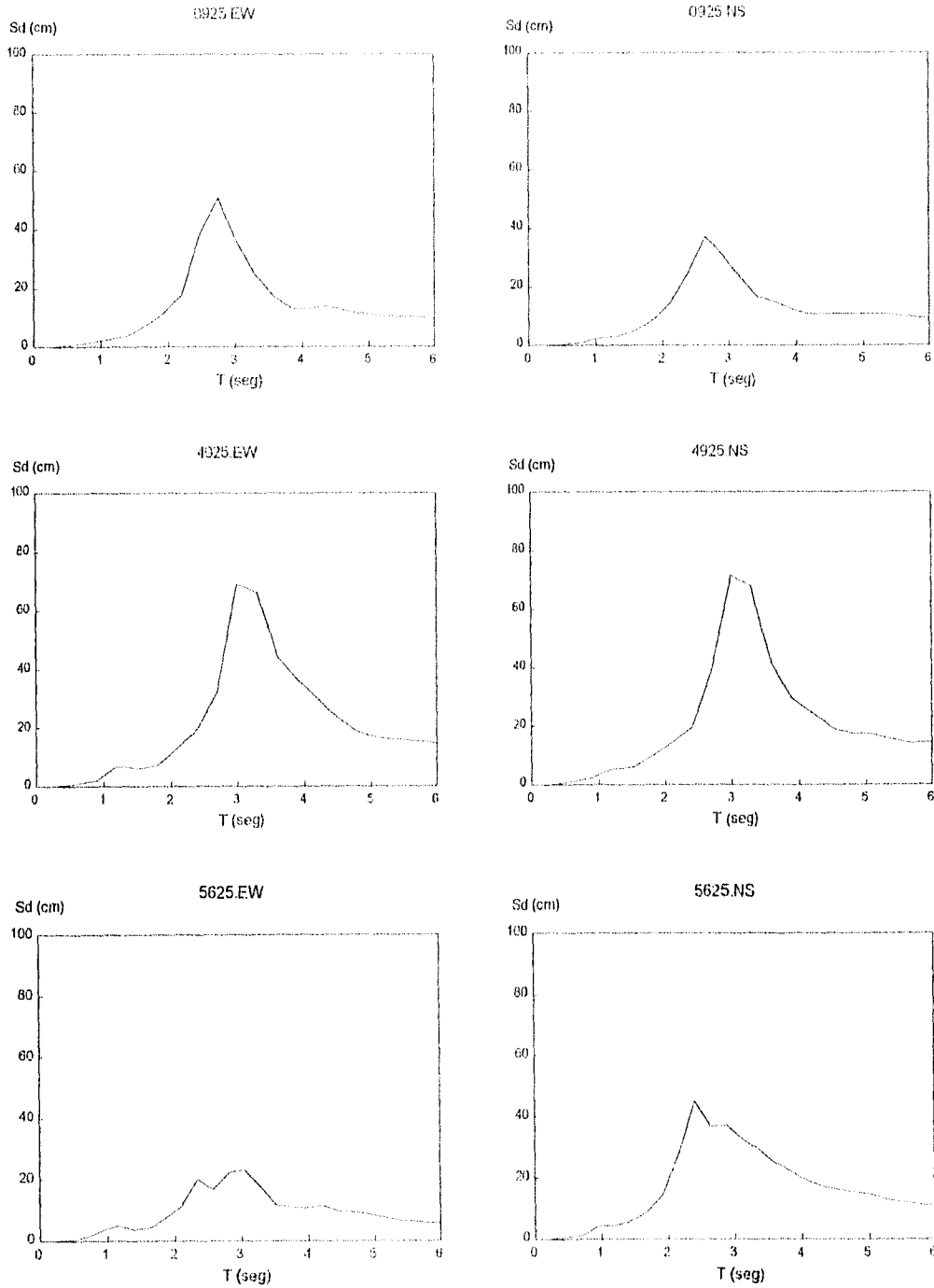


Fig. 2.4b Espectros de respuesta de desplazamiento para distintos acelerogramas (continuación).

Con base en los datos obtenidos de los distintos espectros mostrados se generó la tabla 2.1b. En esta se muestra nuevamente el número de identificación de la estación, el nombre de la estación, nombre del registro y su componente, el valor de aceleración, velocidad y desplazamiento máximo espectral, así como el periodo en el que se producen estos valores máximos.

| Estación No. | Nombre de la Estación | Fecha | Comp. | Sa máx. (m/s ²) | T (Sa) (s.) | Sv máx. (m/s) | T (Sv) (s.) | Sd máx. (m) | T (d) (s.) |
|--------------|------------------------|-----------|-------|-----------------------------|-------------|---------------|-------------|-------------|------------|
| 01 | CENTRO (ALAMEDA) | 25/ABR/89 | NS | 2.390 | 2.10 | 0.8162 | 2.15 | 0.2714 | 2.15 |
| | | 25/ABR/89 | EW | 1.670 | 2.10 | 0.5577 | 2.10 | 0.1858 | 2.10 |
| 03 | ROMA NORIE | 25/ABR/89 | NS | 1.650 | 2.05 | 0.5593 | 2.10 | 0.1800 | 2.10 |
| | | 25/ABR/89 | EW | 1.650 | 2.05 | 0.5593 | 2.10 | 0.1800 | 2.10 |
| 05 | ROMA (LAS CIBELES) | 25/ABR/89 | NS | 2.630 | 2.20 | 0.9139 | 2.25 | 0.3300 | 2.25 |
| | | 25/ABR/89 | EW | 1.736 | 0.90 | 0.4379 | 2.10 | 0.1520 | 2.25 |
| 06 | CENTRO | 25/ABR/89 | EW | 2.960 | 2.80 | 1.3300 | 2.80 | 0.6700 | 2.80 |
| | | 25/ABR/89 | NS | 1.840 | 2.70 | 0.7760 | 2.80 | 0.3346 | 2.80 |
| 08 | NONOALCO TLATELOLCO | 25/ABR/89 | EW | 2.390 | 2.20 | 0.8367 | 2.25 | 0.2955 | 2.25 |
| | | 25/ABR/89 | NS | 1.810 | 2.00 | 0.5863 | 2.05 | 0.1915 | 2.10 |
| 08 | NONOALCO TLATELOLCO | 24/OCT/93 | EW | 0.399 | 1.70 | 0.1100 | 2.35 | 0.0400 | 2.40 |
| | | 24/OCT/93 | NS | 0.300 | 1.60 | 0.0950 | 1.95 | 0.0279 | 2.00 |
| 09 | VILLA GOMEZ | 25/ABR/89 | EW | 2.710 | 2.65 | 1.1996 | 2.75 | 0.5066 | 2.75 |
| | | 25/ABR/89 | NS | 2.130 | 2.60 | 0.8955 | 2.65 | 0.3716 | 2.65 |
| 19 | STA. CRUZ MEYEHUALCO | 25/ABR/89 | EW | 1.310 | 2.55 | 0.5934 | 3.30 | 0.2880 | 3.30 |
| | | 25/ABR/89 | NS | 1.940 | 2.65 | 0.8154 | 2.70 | 0.3469 | 2.70 |
| 25 | R.C.C. SUPERFICIE | 25/ABR/89 | EW | 1.450 | 2.60 | 0.6300 | 2.65 | 0.2519 | 2.65 |
| | | 25/ABR/89 | NS | 1.450 | 2.60 | 0.6300 | 2.65 | 0.2519 | 2.65 |
| 29 | VILLA MAR COL.MARTE | 25/ABR/89 | EW | 2.000 | 2.85 | 0.9341 | 2.95 | 0.4316 | 2.95 |
| | | 25/ABR/89 | NS | 2.670 | 2.95 | 1.2659 | 2.95 | 0.5954 | 3.00 |
| 49 | COL.BUENOS AIRES | 25/ABR/89 | EW | 3.150 | 3.05 | 1.5655 | 3.15 | 0.7608 | 3.10 |
| | | 25/ABR/89 | NS | 3.190 | 3.05 | 1.6209 | 3.10 | 0.7710 | 3.15 |
| 56 | COL.ROMA (CORDOBA) | 25/ABR/89 | EW | 2.031 | 0.90 | 0.5503 | 2.90 | 0.2447 | 2.95 |
| | | 25/ABR/89 | NS | 3.107 | 2.40 | 1.1902 | 2.40 | 0.4512 | 2.40 |
| 95 | SEC.COM.Y TRANSP. (B2) | 25/ABR/89 | NS | 1.709 | 2.20 | 0.6146 | 2.20 | 0.2084 | 2.20 |
| | | 25/ABR/89 | EW | 1.998 | 2.05 | 0.6651 | 2.10 | 0.2182 | 2.10 |
| 95 | SEC.COM.Y TRANSP. (B2) | 24/OCT/93 | NS | 0.718 | 1.75 | 0.1979 | 1.75 | 0.0554 | 1.75 |
| | | 24/OCT/93 | EW | 0.706 | 1.85 | 0.2064 | 1.85 | 0.0609 | 1.85 |
| 95 | SEC.COM.Y TRANSP. (B2) | 19/SEP/85 | NS | 6.500 | 2.05 | 2.0600 | 2.05 | 0.6862 | 2.05 |
| | | 19/SEP/85 | EW | 9.780 | 2.05 | 3.1900 | 2.65 | 1.2400 | 2.65 |

Sa máx. = Aceleración máxima espectral
 Sv máx. = Velocidad máxima espectral
 Sd máx. = Desplazamiento máximo espectral
 T () = Periodo en el cual ocurre el valor máximo

Tabla 2.1b Valores máximos espectrales para los sismos empleados, considerando S1GL elástico con amortiguamiento de 5% del crítico.

2.2.4 Factores de reducción por comportamiento inelástico.

2.2.4.1. Conceptos generales.

La ecuación de movimiento para un sistema elástico ó inelástico de un grado de libertad, sujeto a un movimiento sísmico esta dada por la expresión 2.28a.

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + F(u) = -m\ddot{u}_g(t) \quad \dots\dots\dots (2.28a)$$

donde m, c y $F(t)$ son igual a la masa, coeficiente de amortiguamiento y fuerza restitutiva del sistema, respectivamente. $u(t)$ es el desplazamiento relativo y $u_g(t)$ es el desplazamiento del terreno; los puntos sobre estas últimas variables significa la derivada con respecto al tiempo.

El periodo inicial del sistema es

$$T = 2\pi \left(\frac{m}{k} \right)^{1/2} = 2\pi \left(\frac{m u_y}{F_y} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (2.28b)$$

donde k es la rigidez inicial del sistema, F_y es la resistencia de fluencia del sistema y u_y es el desplazamiento de fluencia.

El nivel de deformación inelástica que el sistema presenta bajo determinada excitación del terreno, se puede expresar a través del factor de ductilidad de desplazamiento; el cual está definido como el máximo desplazamiento relativo absoluto entre el desplazamiento de fluencia (expresión 2.28c),

$$\mu = \frac{\max |u(t)|}{u_y} \dots\dots\dots (2.28c)$$

La demanda de resistencia lateral es la resistencia lateral de fluencia que debe tener un sistema para lograr un valor predeterminado de demanda de ductilidad. Para obtener el valor de la demanda de resistencia lateral $F_y(\mu)$ se requiere de una serie de iteraciones, para cada periodo y cada ductilidad predeterminada, hasta alcanzar la demanda de ductilidad requerida y obtener la demanda de resistencia de fluencia respectiva.

En la fig. 2.5a se muestra un espectro de demandas de resistencias laterales obtenidas para el sismo SCT-19.EW y para distintas demandas de ductilidad ($\mu = 1, 1.5, 2, 3, 4$ y 5). En este espectro, el valor de la resistencia lateral F_y se encuentra normalizado con respecto a la masa del sistema.

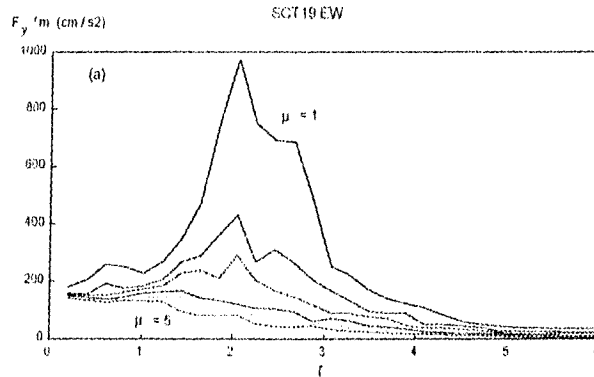


Fig. 2.5a Espectro de demanda de resistencia lateral, (para sismo SCT-19.EW).

Los espectros de demanda de resistencia se normalizaron con respecto a la aceleración máxima presentada en el terreno. En la fig. 2.5b se muestra el espectro de demanda de resistencia lateral inelástico para el sismo SCT-19.EW. Se observa en esta figura que para demandas altas de ductilidad, la demanda de resistencia disminuye conforme el periodo aumenta. Al aumentar la demanda de ductilidad el espectro de demanda de resistencia difiere significativamente del espectro elástico. El espectro de demanda de resistencia aporta la demanda de resistencia en diversas estructuras al someterse a una determinada excitación.

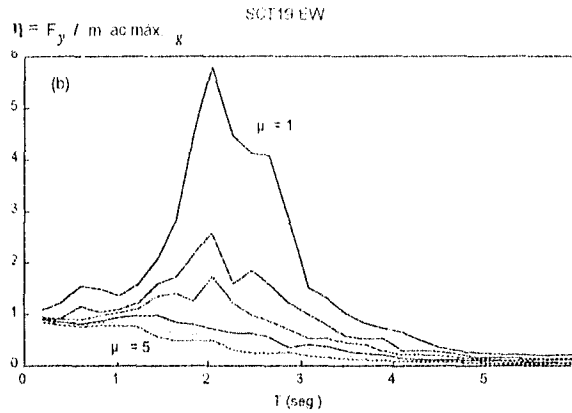


Fig. 2.5b Espectro de demanda de resistencia normalizado con la acel. máxima del terreno. (para SCT-19.EW).

La reducción en las fuerzas producida por la capacidad de disipación de energía histerética de la estructura, puede ser considerada mediante el uso de factores de reducción de resistencia o mediante su recíproco, conocido como factor de deamplificación. Así, la evaluación de espectros de diseño de respuesta inelástica derivados de espectros de respuesta elástico-lineales, requiere de una buena estimación de estos factores de reducción de resistencia lateral.

El factor de reducción de resistencia R_{μ} está definido como la relación entre la demanda de resistencia elástica con respecto a la demanda de resistencia inelástica¹⁶.

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

donde

$F_y(\mu = 1)$ = resistencia lateral de fluencia requerida para mantener el sistema elástico.

$F_y(\mu = \mu_i)$ = resistencia lateral de fluencia requerida para mantener la demanda de ductilidad μ menor o igual a una determinada ductilidad μ_i . Esta ecuación puede ser escrita también como

$$R_{\mu} = \frac{C_y(\mu = 1)}{C_y(\mu = \mu_i)} \quad \dots\dots (2.29)$$

donde

$C_y(\mu = 1)$ = coeficiente sísmico (resistencia de fluencia dividida entre el peso de la estructura) requerido para evitar la fluencia.

$C_y(\mu = \mu_i)$ = coeficiente sísmico mínimo requerido para controlar la demanda de ductilidad por debajo de μ_i .

En algunos casos la demanda de resistencia lateral no es única para un determinado valor de ductilidad y como para fines de diseño sólo interesa la resistencia lateral de mayor valor ya que corresponde a la máxima reducción en resistencia, se considera para una determinada ductilidad su correspondiente F_y máximo y así obtener un valor máximo de R_{μ} .

Para sistemas desplantados en suelos blandos, el cálculo de los factores de reducción de resistencia requieren de la estimación del periodo predominante del suelo. Dicho periodo predominante del movimiento del terreno, T_g , esta definido por Miranda²¹ como el periodo en el cual la entrada de energía de un sistema elástico lineal con amortiguamiento de 5% del crítico, es la máxima dentro de todo el rango de periodos. Para un sistema de un grado de libertad, la máxima energía de entrada está dada por

$$E_i = \max \left[\int (m \ddot{u}_t) du_g \right] \quad \dots\dots (2.30)$$

donde

\ddot{u}_t = aceleración total (del terreno más la relativa) del sistema y u_g = desplazamiento del terreno.

El periodo en el cual se produce el máximo factor de reducción, coincide con el periodo de máxima entrada de energía, T_g .

Si se dispone del espectro lineal elástico de respuesta del movimiento del terreno, el periodo predominante del suelo, para suelos blandos, puede ser estimado como el periodo en el cual se produce la máxima velocidad relativa. La máxima velocidad relativa es proporcional a la energía cinética "relativa". Por lo tanto, como la energía cinética absoluta y relativa son semejantes para periodos cercanos al periodo predominante de la excitación, ambos procedimientos para estimar T_g dan resultados semejantes²².

En el presente trabajo se obtuvieron los periodos predominantes de los sismos empleados, mediante la solución de la expresión 2.30, ya que al obtenerlos mediante la máxima velocidad relativa en el espectro de respuesta para algunos registros, los T_g encontrados no fueron los correctos, debido a la presencia de periodos distintos al predominante del terreno, los cuales presentan entradas máximas de energía cinética relativa, siendo ésta última menor a la absoluta que se presenta en T_g . En la fig. 2.6a se presenta un ejemplo del espectro de energía obtenido para el registro 0125.EW, a partir del cual se determinó T_g para el valor de máxima energía, y también (fig. 2.6b) un espectro de velocidades para ratificar el segundo método de obtención de T_g para este registro. En la Fig. 2.6c se muestra el espectro de energía para el registro 0325.NS con su correspondiente T_g y en la fig. 2.6d se ve el espectro de velocidades, donde no coincide el máximo periodo con el periodo predominante.

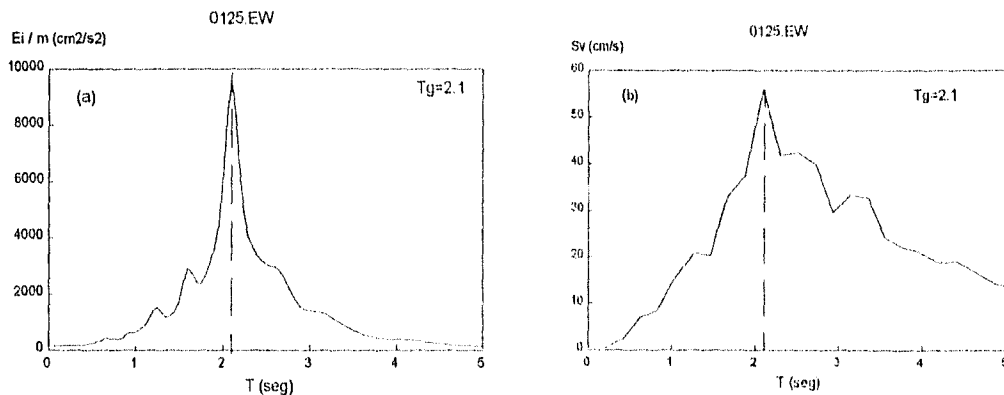


Fig. 2.6 Determinación de T_g para el registro 0125.EW por medio del: a) Espectro de energía. b) Espectro de velocidades.

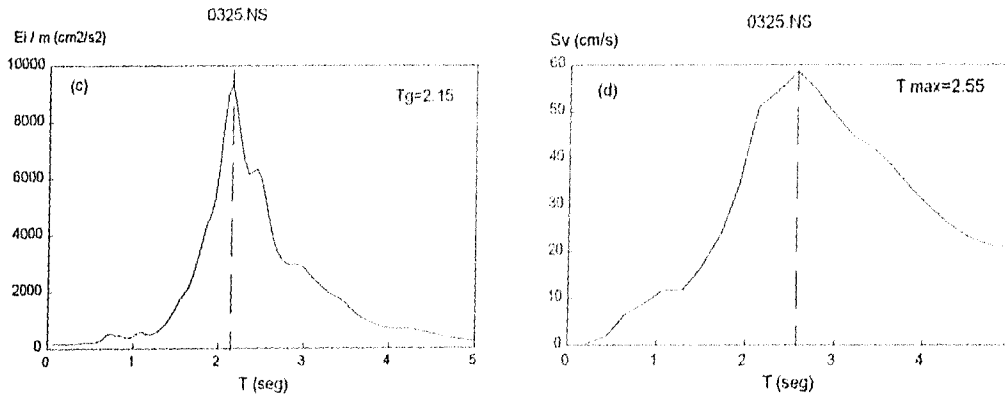


Fig.2.6 Determinación de T_g para el registro 0325.NS por medio del: c)Espectro de energía. d)Espectro de velocidades

Los valores de T_g para todos los sismos empleados en el presente estudio, se encuentran en la tabla 2.1c.

| Estación No. | Nombre de la Estación | Fecha | Comp. | T_g (s) | Estación No. | Nombre de la Estación | Fecha | Comp. | T_g (s) |
|--------------|-----------------------|-----------|-------|-----------|--------------|------------------------|-----------|-------|-----------|
| 01 | CENTRO (ALAMEDA) | 25/ABR/89 | NS | 2.10 | 25 | P.C.C. SUPERFICIE | 25/ABR/89 | EW | 2.65 |
| | | 25/ABR/89 | EW | 2.10 | | | 25/ABR/89 | NS | 2.30 |
| 03 | ROMA NORTE | 25/ABR/89 | NS | 2.15 | 29 | VILLA MAR COL.MARIE | 25/ABR/89 | EW | 2.60 |
| | | 25/ABR/89 | EW | 2.10 | | | 25/ABR/89 | NS | 2.75 |
| 05 | ROMA (LAS CIBELES) | 25/ABR/89 | NS | 2.10 | 49 | COL.BUENOS AIRES | 25/ABR/89 | EW | 3.00 |
| | | 25/ABR/89 | EW | 1.90 | | | 25/ABR/89 | NS | 3.00 |
| 06 | CENTRO | 25/ABR/89 | EW | 2.85 | 56 | COL.ROMA (CORDOBA) | 25/ABR/89 | EW | 2.35 |
| | | 25/ABR/89 | NS | 2.70 | | | 25/ABR/89 | NS | 2.45 |
| 08 | NONOALCO TLATELOLCO | 25/ABR/89 | EW | 2.30 | 95 | SEC.COM.Y TRANSP. (B2) | 25/ABR/89 | NS | 2.20 |
| | | 25/ABR/89 | NS | 2.00 | | | 25/ABR/89 | EW | 2.05 |
| 08 | NONOALCO TLATELOLCO | 24/OCT/93 | EW | 2.35 | 95 | SEC.COM.Y TRANSP. (B2) | 24/OCT/93 | NS | 1.80 |
| | | 24/OCT/93 | NS | 2.00 | | | 24/OCT/93 | EW | 1.80 |
| 09 | VILLA GOMEZ | 25/ABR/89 | EW | 2.75 | 95 | SEC.COM.Y TRANSP. (B2) | 19/SEP/85 | NS | 2.05 |
| | | 25/ABR/89 | NS | 2.65 | | | 19/SEP/85 | EW | 2.05 |
| 19 | STA.CRUZ MEYEHUALCO | 25/ABR/89 | EW | 2.60 | | | | | |
| | | 25/ABR/89 | NS | 2.70 | | | | | |

Tabla 2.1c. Valores de T_g para los sismos empleados.

2.2.4.2. Factores de reducción de resistencia

Se obtuvieron los espectros de los factores de reducción de resistencia lateral para no exceder ductilidades de 1.5,2,3,4 y 5 para los acelerogramas anteriormente presentados. Estos se encuentran en la fig.2.7. Los periodos con los que se realizaron dichos espectros fueron normalizados con el periodo fundamental del suelo correspondiente, ya que se trata de zonas con suelos blandos. El factor de reducción de resistencia se obtuvo dividiendo la resistencia del sistema inelástico para determinada ductilidad entre la resistencia del sistema elástico respectivo. La línea que se encuentra en la parte baja de estas gráficas, corresponde a una ductilidad de 1.5 y la superior es para una ductilidad de 5.

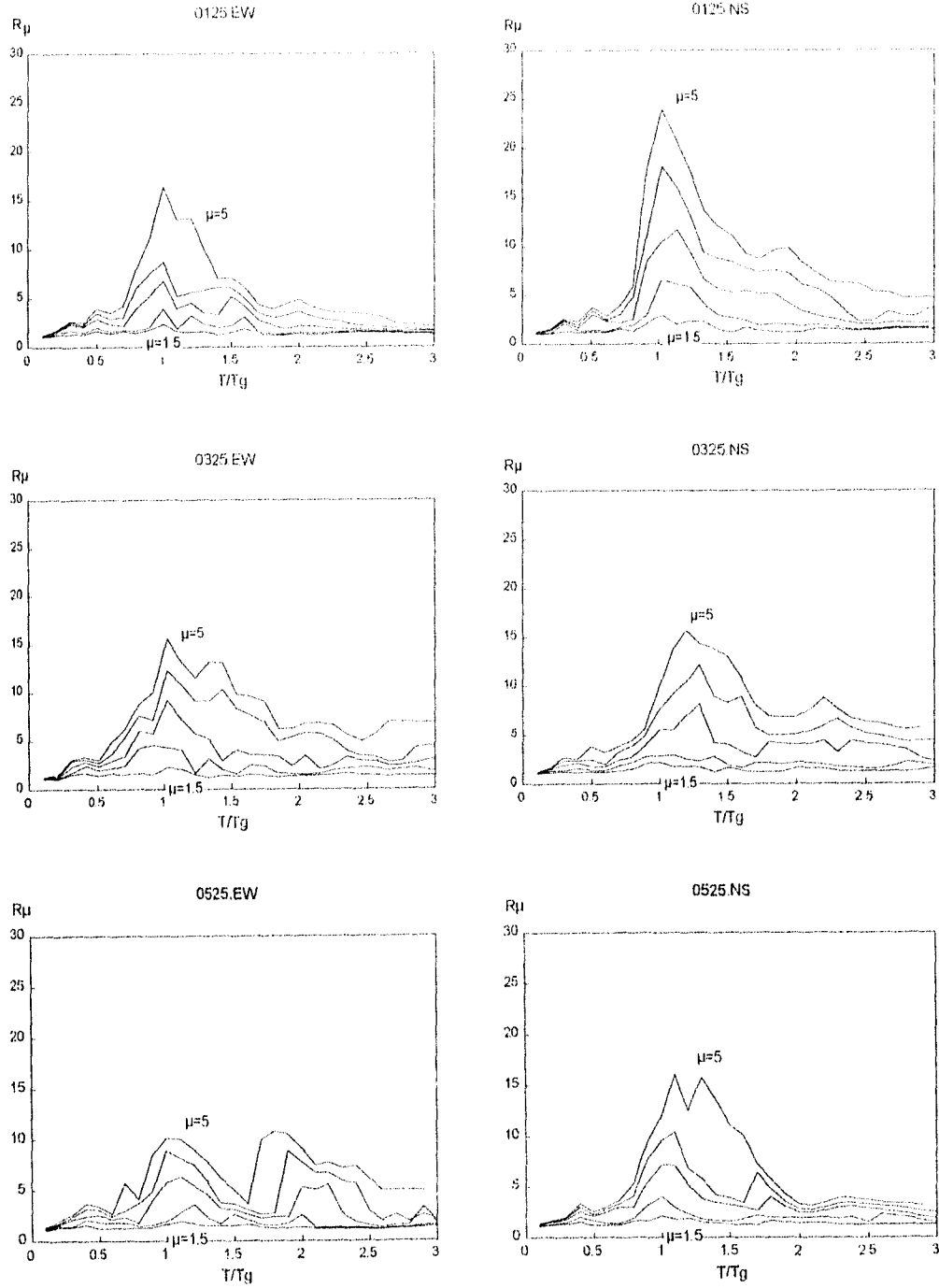


Fig. 2.7 Factores de reducción para distintos acelerogramas. (Para $\mu = 1.5, 2, 3, 4$ y 5)

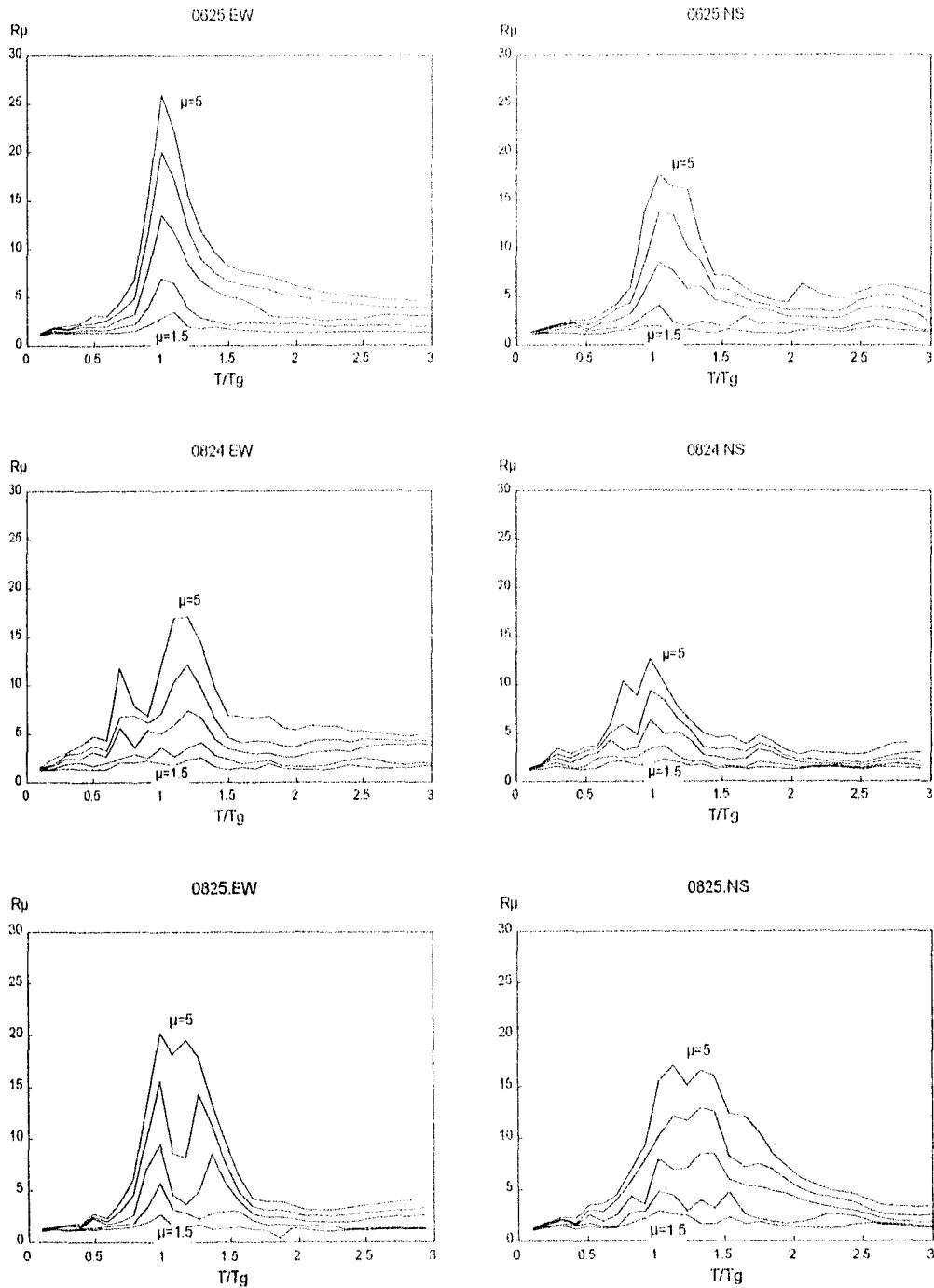


Fig. 2.7 Factores de reducción para distintos acelerogramas. (Para $\mu = 1.5, 2, 3, 4$ y 5) (continuación).

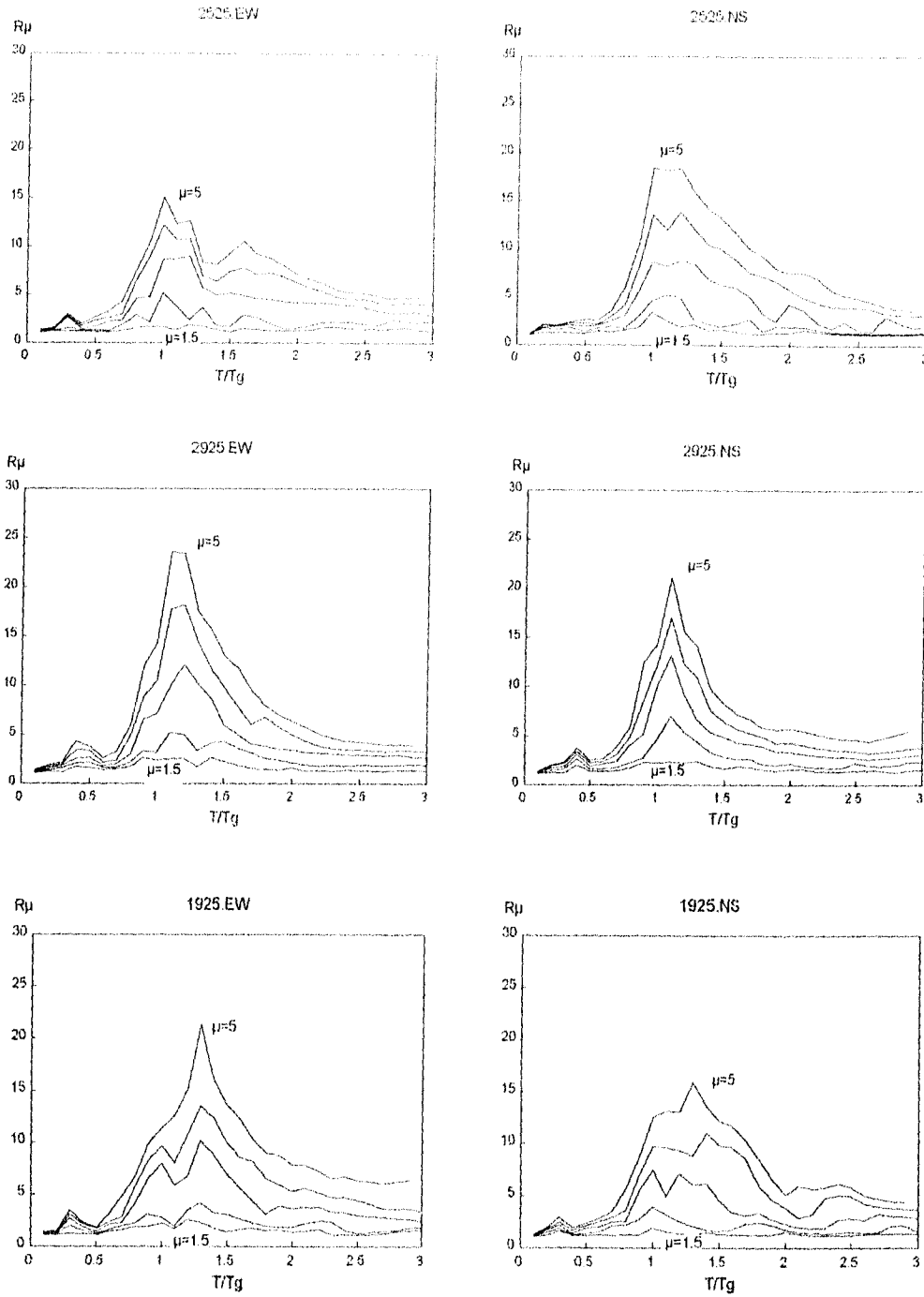


Fig. 2.7 Factores de reducción para distintos acelerogramas. (Para $\mu = 1.5, 2, 3, 4$ y 5) (continuación).

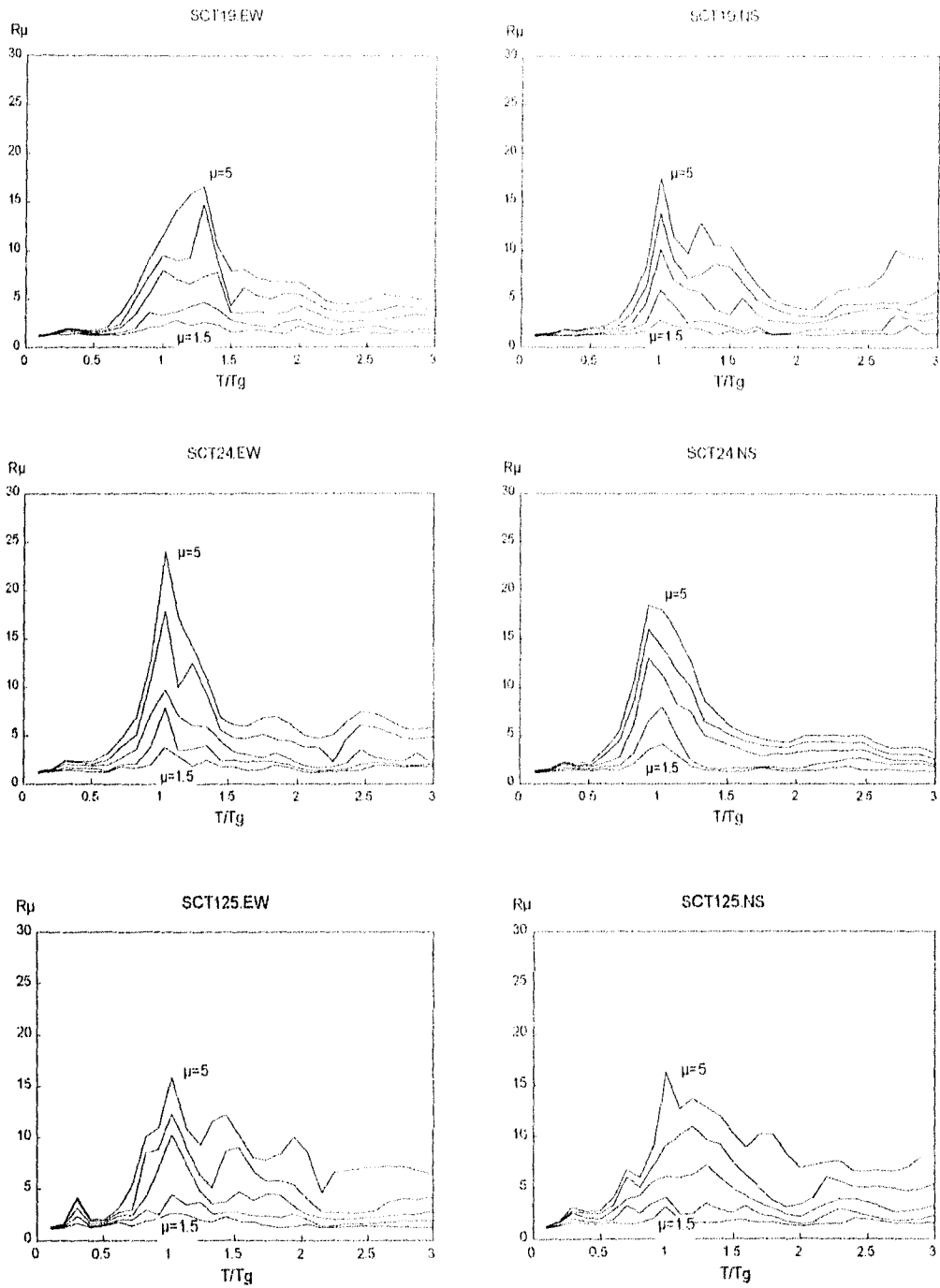


Fig. 2.7 Factores de reducción para distintos acelerogramas. (Para $\mu = 1.5, 2, 3, 4$ y 5) (continuación).

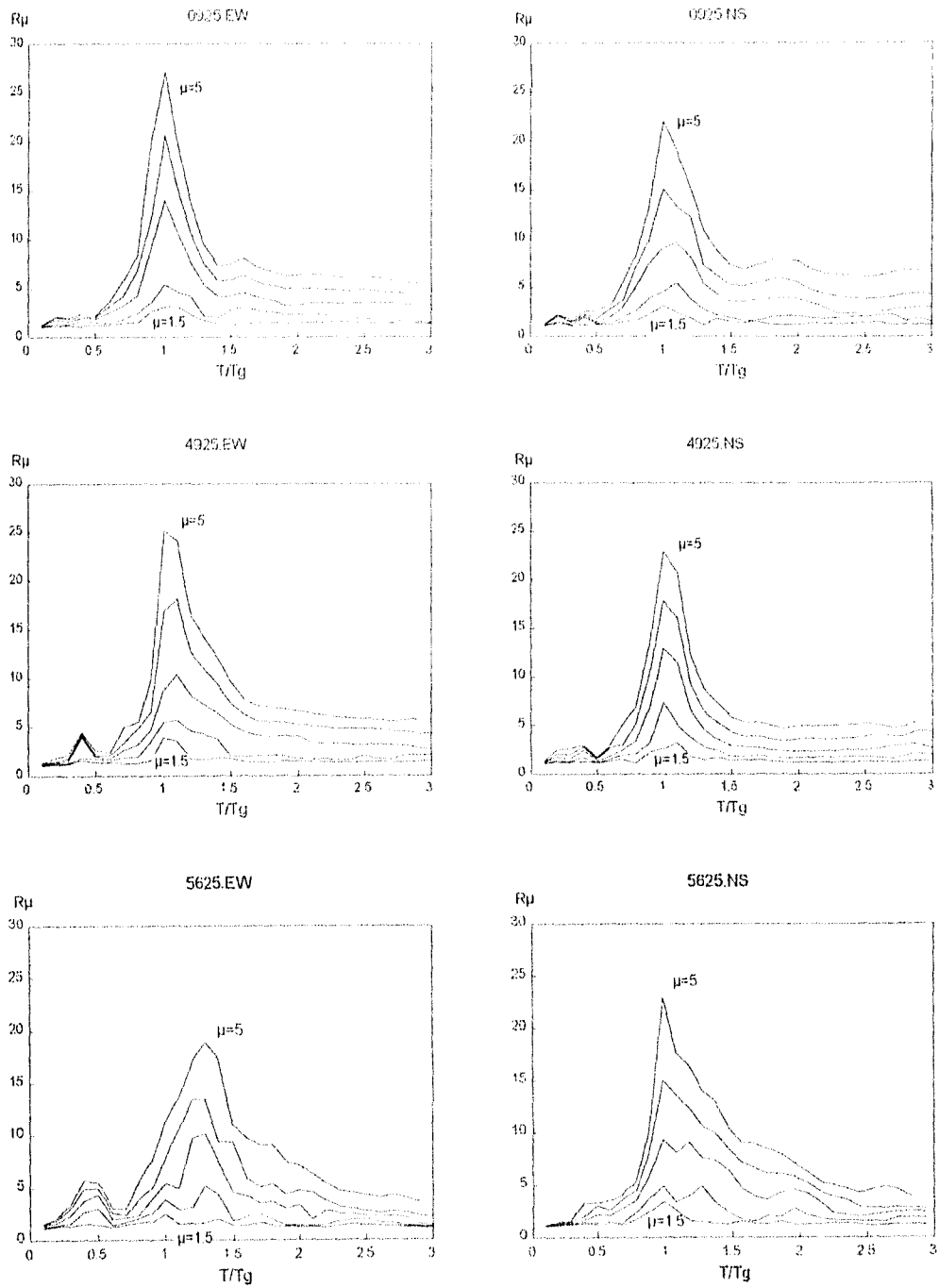


Fig. 2.7 Factores de reducción para distintos acelerogramas. (Para $\mu = 1.5, 2, 3, 4$ y 5) (continuación).

En las gráficas anteriores la máxima reducción de resistencia se presenta para una relación de T/T_g igual a 1, observándose el efecto del segundo modo de vibrar del depósito de suelo para T/T_g aproximadamente a 1/3. Se observa que el factor de reducción se incrementa al aumentar la ductilidad y este incremento varía dependiendo del periodo; para una determinada ductilidad, estos factores dependen de la relación del periodo del sistema entre T_g , sobre todo en periodos cortos.

2.2.4.3. Media y coeficiente de variación del factor de reducción en suelos blandos.

Los factores de reducción de resistencia fueron organizados y analizados estadísticamente de acuerdo a la relación de periodo del sistema entre el periodo predominante del movimiento del terreno y los distintos valores de ductilidad. Los valores medios de los factores de reducción de resistencia se presentan en la fig. 2.8.

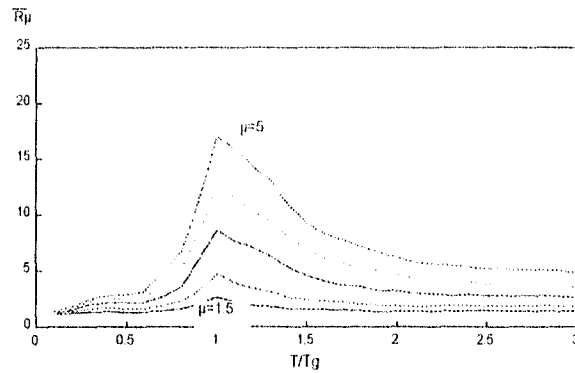


Fig. 2.8a Espectros de la media de factor de reducción de resistencia.

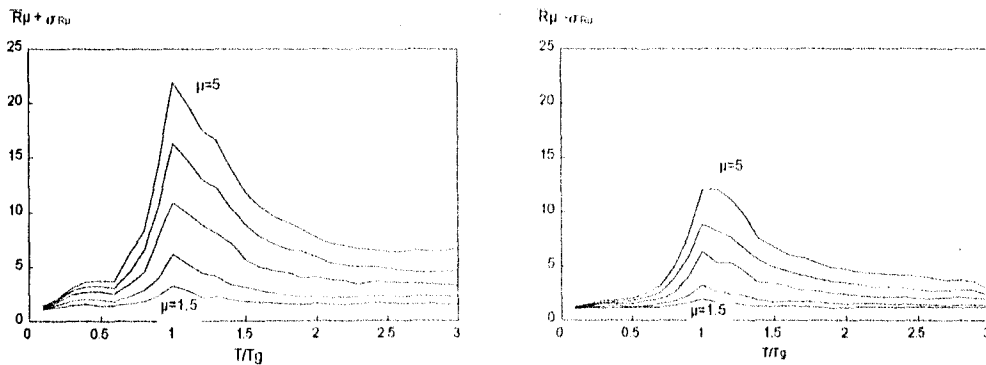


Fig. 2.8b Espectros de Ry media $\pm\sigma$ de factor de reducción de resistencia.

En la figura 2.8a podemos ver que los factores de reducción de resistencia para estructuras en suelos blandos, presentan una variación importante con respecto al valor de la relación de periodos T/T_g .

Este comportamiento puede ser delimitado de forma general en tres zonas: i) para $T/T_g < 0.6$ los factores de reducción de resistencia debido a comportamiento inelástico resultan ser significativamente menores que el factor de ductilidad; ii) para el rango $0.6 < T/T_g < 2.0$ los factores de reducción de resistencia son mucho mayores que el valor del factor de ductilidad, presentándose los valores máximos para las estructuras cuyos periodos estén cercanos al periodo predominante del terreno ($T = T_g$); iii) para valores de $T/T_g > 2.0$ los factores de reducción de resistencia son aproximadamente iguales a la demanda de ductilidad predeterminada.

Para algunos valores de ductilidad, el factor de reducción puede presentar grandes variaciones de un movimiento sísmico con respecto a otro, aún si ambos movimientos sísmicos son similares (igual duración, intensidad y frecuencia); para el diseño de una estructura esto significa que la capacidad de resistencia lateral requerida para evitar una ductilidad mayor que un límite dado, puede tener importantes variaciones de un sismo con respecto a otro. Un modo de evaluar la dispersión de los valores de este factor de reducción, es calculando el coeficiente de variación (CDV), el cual está definido como la relación entre la desviación estándar y la media. En la fig. 2.9 se muestra la influencia del nivel de la deformación inelástica sobre la dispersión de los factores de reducción.

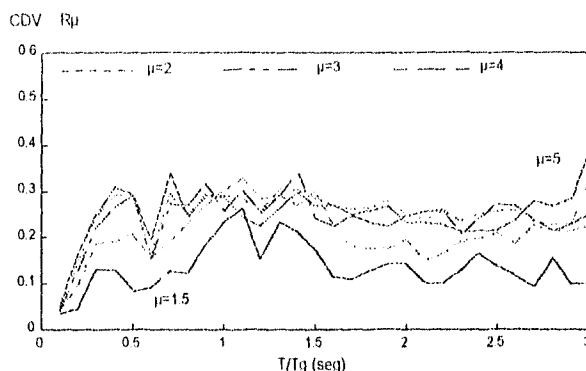


Fig. 2.9 Coeficientes de variación de los factores de reducción.

En la fig. 2.9 puede verse que en general la dispersión en los factores de reducción de resistencia crece conforme la ductilidad aumenta.

A pesar de que estos CDV tienen grandes variaciones para las distintas ductilidades predeterminadas, se presenta entre ellas un comportamiento uniforme.

Es importante remarcar, que para poder observar una respuesta completa se consideró un rango de periodos que va de 0 a 6 seg. presentándose en algunos registros para periodos largos (T aproximadamente igual con 6 seg.) un comportamiento distinto al real ($R_f = \mu$, $CDV = 0$) debido a problemas en los datos finales de los registros empleados; afectando de forma directa el CDV mostrado.

2.2.4.4. Expresiones aproximadas para obtener R_{μ} .

Para poder obtener de una forma sencilla el valor de los factores de reducción de resistencia asociados a una determinada ductilidad, Miranda²⁶ propuso una expresión para relacionar el factor de resistencia debido a un comportamiento histérico R_{μ} con una ductilidad dada μ . Realizando un análisis de regresión para obtener una expresión simple, se tomaron como factores que afectan a R_{μ} : la ductilidad, el periodo de vibración y las condiciones locales del suelo. Se dejó a un lado: magnitud, distancia al epicentro, tipo de comportamiento histérico y amortiguamiento. Por lo tanto

$$\hat{R}_{\mu} = f(\mu, T, SC) \quad \dots\dots (2.31)$$

donde SC representa las condiciones del suelo. Sin importar estas últimas condiciones, se tiene que satisfacer las siguientes condiciones:

$$\lim_{T \rightarrow 0} \hat{R}_{\mu} = \lim_{T \rightarrow 0} f(\mu, T, SC) = 1 \quad \dots\dots (2.32)$$

$$\lim_{T \rightarrow \infty} \hat{R}_{\mu} = \lim_{T \rightarrow \infty} f(\mu, T, SC) = \mu \quad \dots\dots (2.33)$$

$$\hat{R}_{\mu} = f(\mu, T, SC) = 1, \quad \mu \leq 1 \quad \dots\dots (2.34)$$

La forma de la función descrita por la ecuación 2.31 fue elegida para ser

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad \dots\dots (2.35)$$

donde

Φ = función de μ , T y las condiciones del suelo del sitio.

Para suelos blandos, los factores de reducción de resistencia medios sufren variaciones importantes al cambiar la relación de periodos T/T_g , por lo que pequeños errores en esta relación de periodos puede llevar a grandes errores de estimación de R_{μ} , especialmente para sistemas con periodos fundamentales cercanos al periodo predominante del movimiento del terreno. Para obtener una buena aproximación de T/T_g , se debe realizar una buena estimación del periodo fundamental de vibración de la estructura y del periodo predominante del movimiento del terreno. Estos dos últimos valores presentan un alto grado de incertidumbre, además de que su relación puede cambiar durante un sismo y los métodos existentes con los cuales se obtienen estos valores no son exactos debido a simplificaciones en las hipótesis que los conforman.

Debido a la importancia en las variaciones de R_{μ} al presentarse cambios en la relación T/T_g y combinado con las incertidumbres existentes para determinar el valor de esta última relación, Miranda modificó el espectro de factores de reducción de resistencia considerando un valor de error al estimar T/T_g de $\pm 10\%$.

La función que mejor ajustó con el espectro de factores de reducción de resistencia medio modificado, combinado con la expresión 2.35 es

$$\Phi = 1 + (T_g/3T) - (3T_g/4T) \exp \left[-0.5 \left(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right] \quad \dots\dots (2.36)$$

A partir de esta última función 2.36, se ajustaron los espectros medios de demanda de resistencia para cada demanda de ductilidad, quedando como expresión general

$$\Phi = 1 + a(T_g/T) - b(T_g/T) \exp \left[-c \left(\ln \frac{T}{T_g} - d \right)^2 \right] \quad \dots\dots (2.37)$$

siendo los valores de las constantes para cada demanda de ductilidad como se muestran en la

tabla 2.2. Graficando estas funciones sobre los espectros de valores medios, podemos ver la función ajustada, fig.2.10.

| μ | a | b | c | d |
|-------|------|------|------|------|
| 1.5 | 0.33 | 1.05 | 6.65 | 0.07 |
| 2 | 0.53 | 1.31 | 3.50 | 0.10 |
| 3 | 0.78 | 1.60 | 2.83 | 0.13 |
| 4 | 1.00 | 1.82 | 2.00 | 0.16 |
| 5 | 1.17 | 2.01 | 1.55 | 0.17 |

Tabla 2.2 Valores de las constantes para la ecuación 2.36 para cada ductilidad.

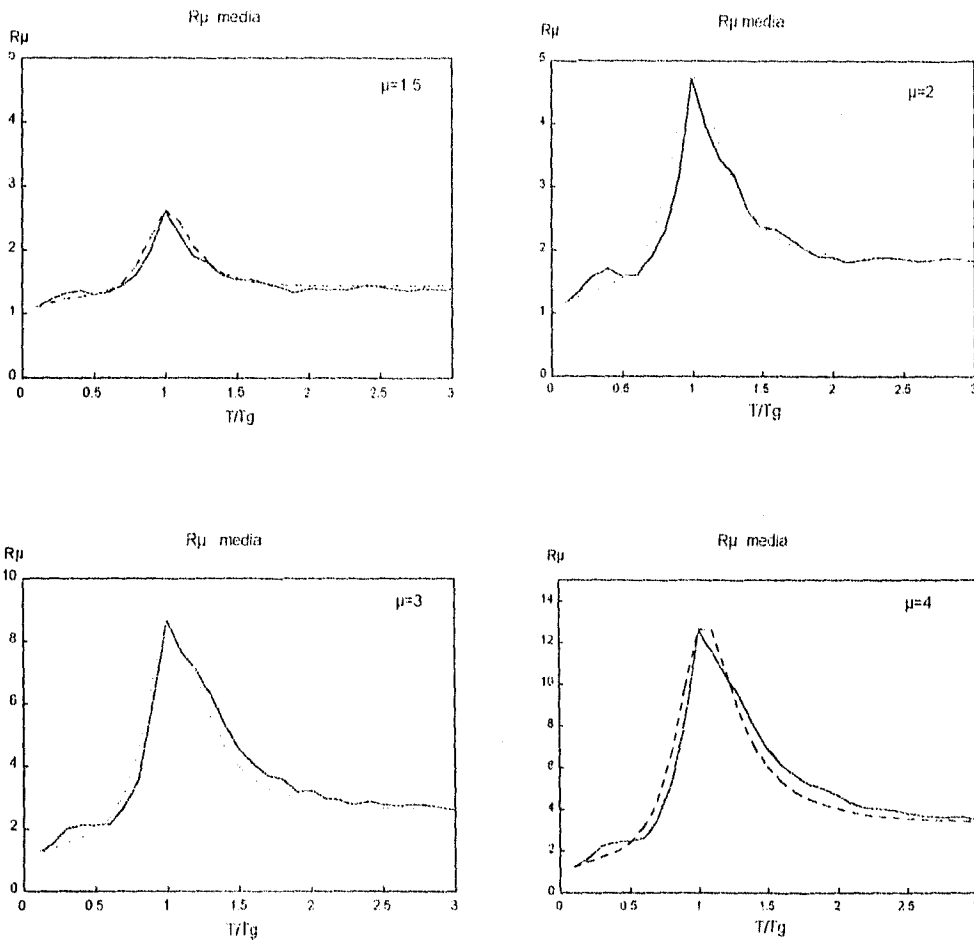


Fig. 2.10 Comparación de la media del factor de reducción de resistencia (línea continua) con aquella obtenida usando la ecuación 2.37 (línea punteada), para los valores de ductilidad 1.5,2,3 y 4.

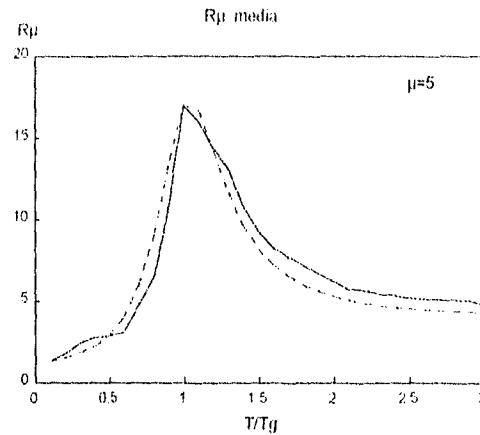


Fig. 2.10 Comparación de la media del factor de reducción de resistencia (línea continua) con aquella obtenida usando la ecuación 2.37 (línea punteada), para los valores de ductilidad 5. (continuación).

2.2.5 Relación entre desplazamientos elásticos e inelásticos.

Un buen diseño sísmico es obtenido cuando la resistencia y la capacidad de deformación de la estructura son mayores que las demandas correspondientes²². Existen métodos que estiman las demandas de desplazamientos inelásticos en función de las demandas de desplazamientos elásticos. En algunos de estos métodos es una práctica común asumir que los desplazamientos inelásticos son iguales a los obtenidos elásticamente, y por lo tanto al usarse análisis elásticos para determinar los desplazamientos inelásticos, la estructura puede presentar desplazamientos distintos a los esperados. Es por ello que debe estudiarse la relación existente entre ambas demandas de desplazamientos.

2.2.5.1. Espectros de relación de desplazamiento inelástico a elástico.

Para saber hasta qué intervalo de períodos, los desplazamientos inelásticos pueden ser predichos usando análisis elásticos lineales en suelos blandos, se obtuvo la relación de desplazamientos máximos inelásticos con respecto a los máximos elásticos. Para esto se resolvieron un total de 4500 S1GL (30 sismos, 30 períodos y 5 valores distintos de ductilidad). En la fig. 2.11 se muestran los espectros generados con la relación de desplazamientos inelásticos a elásticos. Los períodos se encuentran normalizados con los correspondientes períodos predominantes del movimiento del terreno, por lo que estas gráficas son adimensionales.

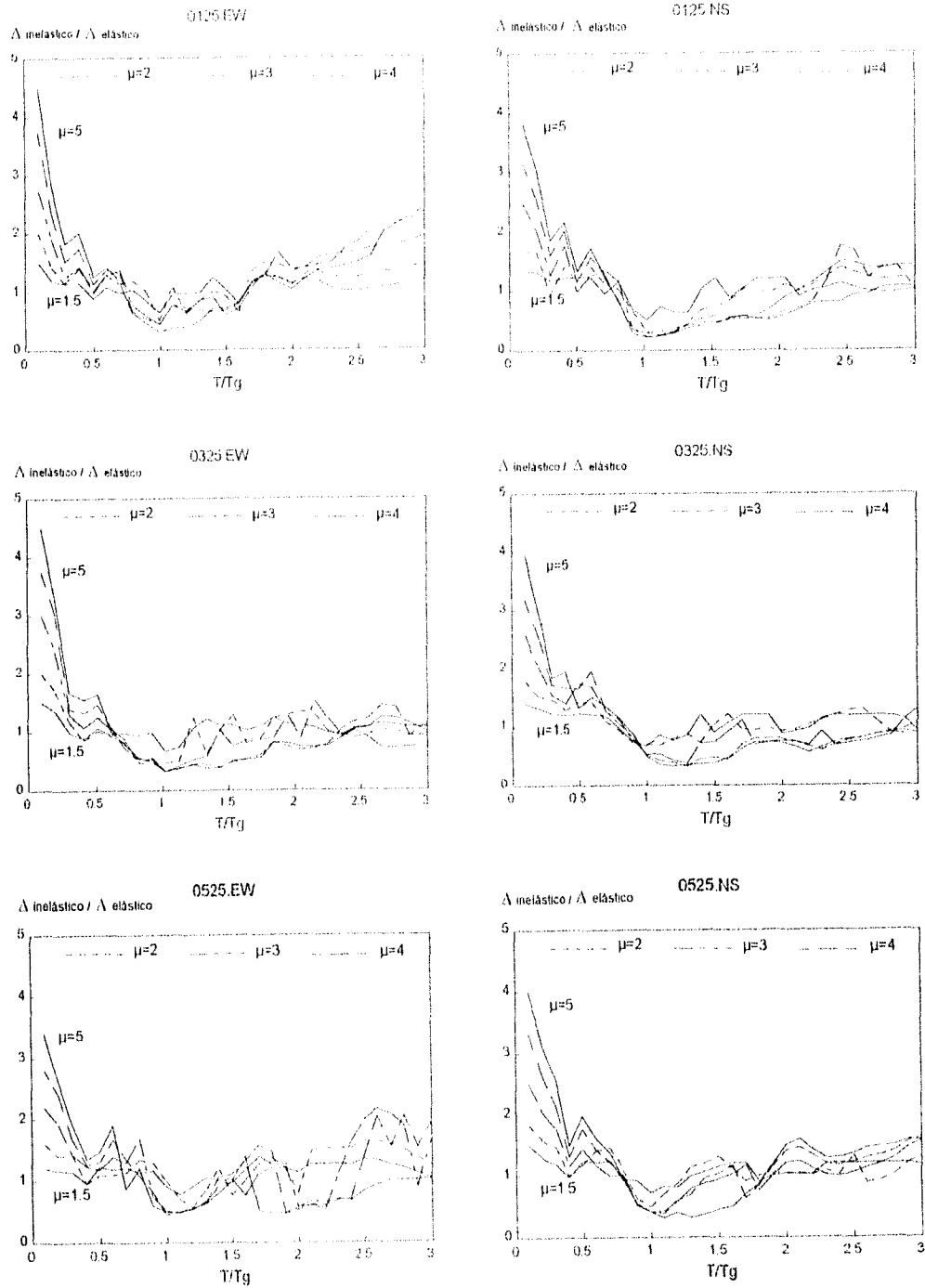


Fig. 2.11 Espectros de relación de desplazamiento inelástico a elástico.

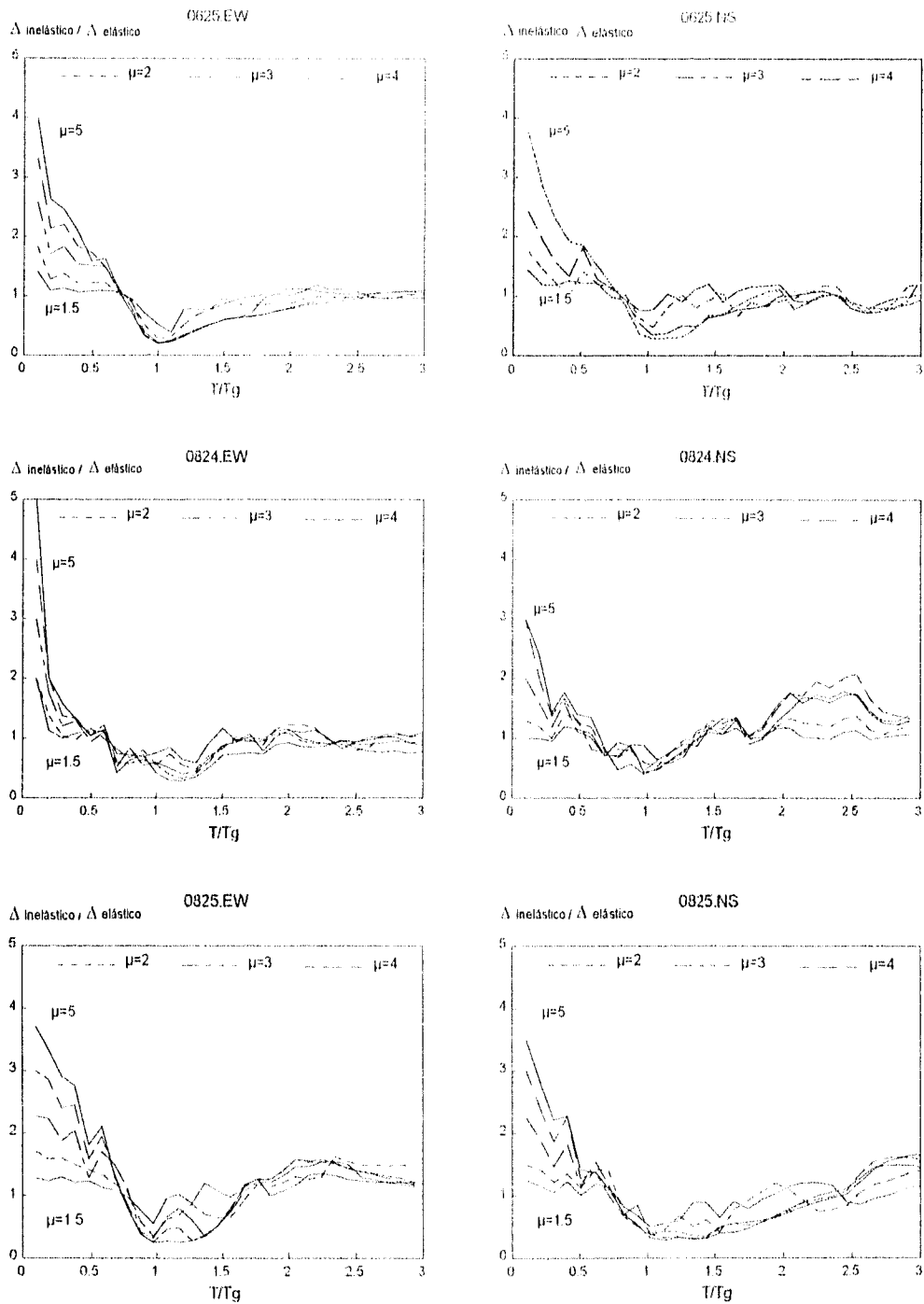


Fig. 2.11 Espectros de relación de desplazamiento inelástico a elástico. (continuación)

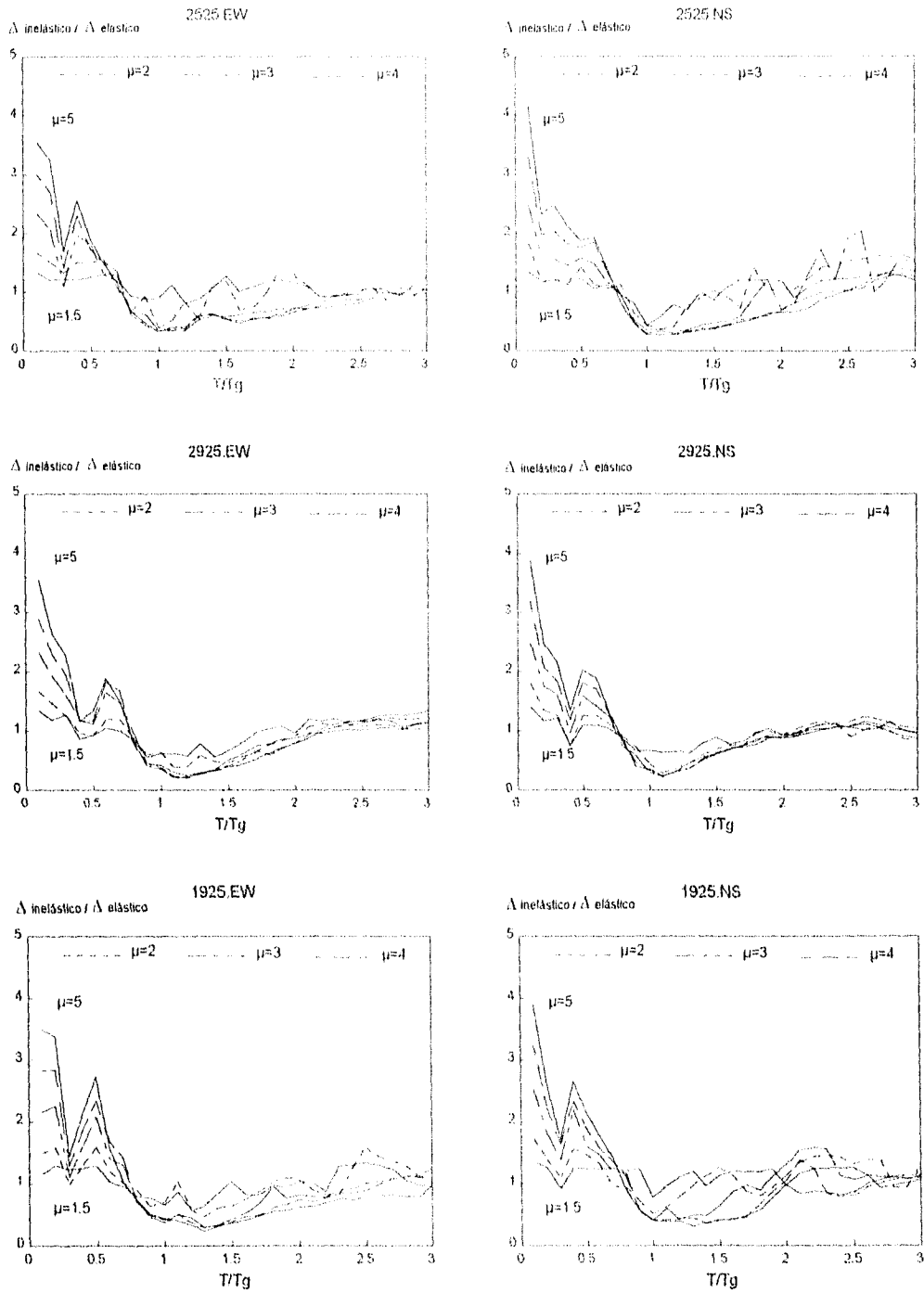


Fig. 2.11 Espectros de relación de desplazamiento inelástico a elástico. (continuación)

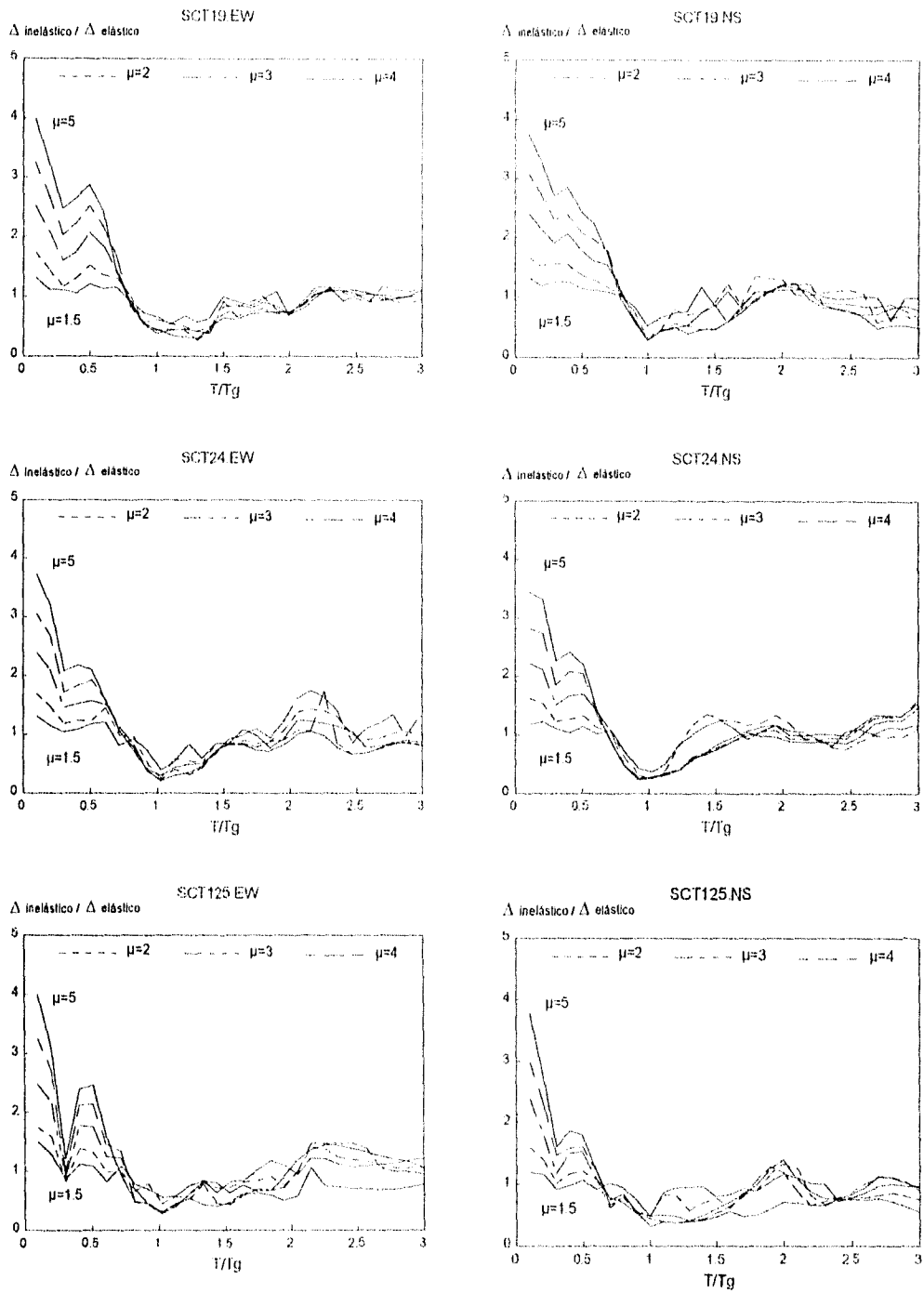


Fig. 2.11 Espectros de relación de desplazamiento inelástico a elástico. (continuación)

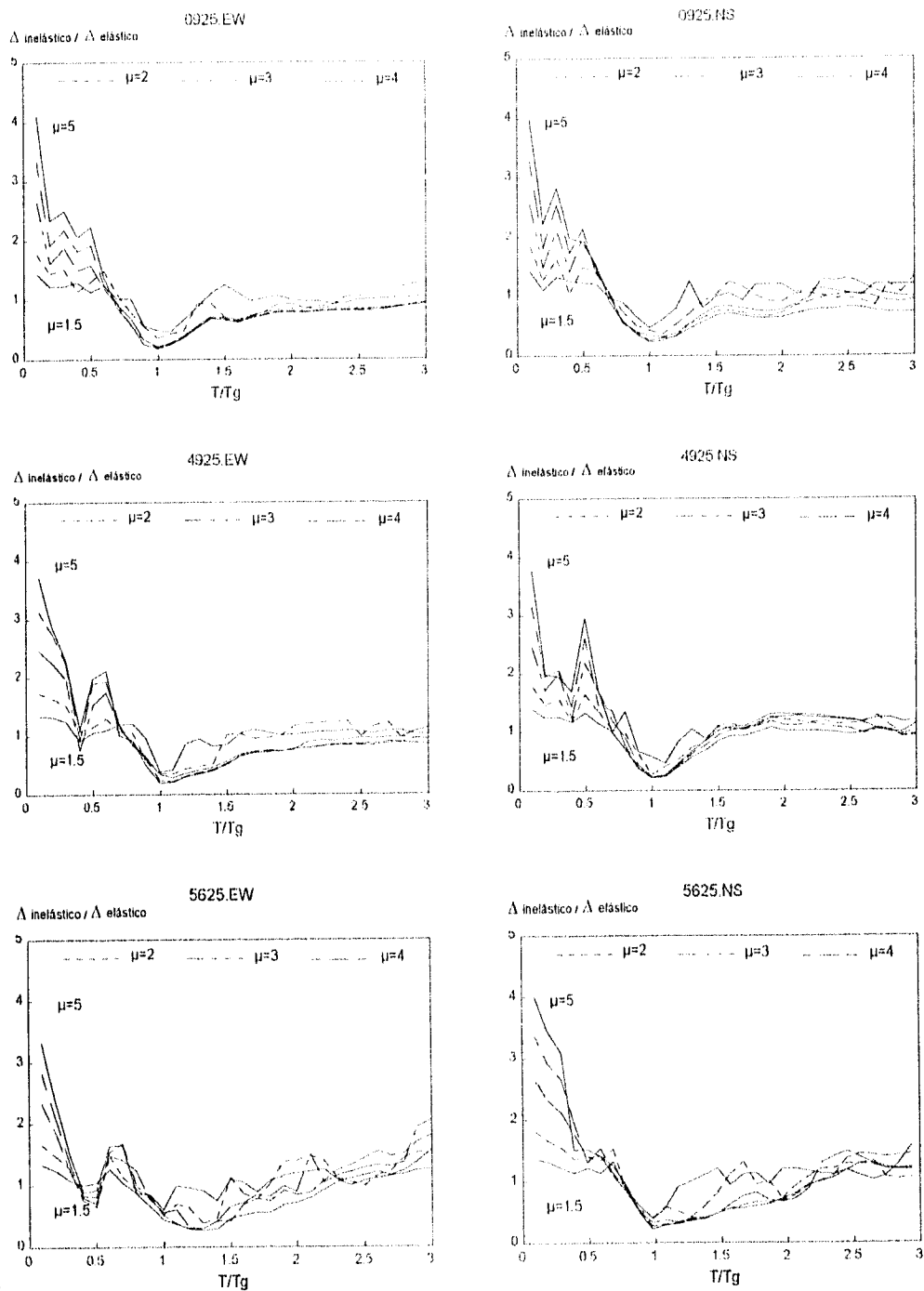


Fig. 2.11 Espectros de relación de desplazamiento inelástico a elástico. (continuación)

En estos espectros de relación de desplazamientos se observa que para el rango de valores T/T_g menores a 0.7, el desplazamiento inelástico es significativamente mayor al elástico. Para el rango de T/T_g entre 0.7 y 2.0, los desplazamientos inelásticos son menores a los elásticos, presentándose la reducción máxima (hasta más de un 50%) cuando el periodo de la estructura es aproximadamente igual al periodo predominante del movimiento del terreno. Finalmente para los valores de T/T_g mayores a 2.0, los desplazamientos inelásticos tienden a ser iguales a los elásticos para todos las demandas de ductilidades, es decir, tienen una relación de desplazamientos unitaria pues se comportan semejante al sistema elástico.

2.2.5.2. Espectros de la media de la relación de desplazamiento inelástico a elástico.

Estos espectros fueron analizados estadísticamente y en la fig. 2.12a y 2.12b se muestran los valores medios de las relaciones entre desplazamientos inelásticos con respecto a elásticos. En las gráficas de la fig. 2.12a se ve: i) que en el intervalo de periodos cortos, las demandas de desplazamientos inelásticos son mayores a las demandas elásticas; entre menor es el valor de T/T_g , la diferencia entre desplazamientos es mayor y tiende a ser proporcional al valor de μ . ii) para periodos largos las demandas de desplazamientos inelásticos son iguales a las demandas elásticas, corroborando la regla de Veletsos-Newmark⁶. iii) para periodos cercanos al periodos predominante del sitio, el máximo desplazamiento inelástico puede ser tan sólo un 30% del elástico.

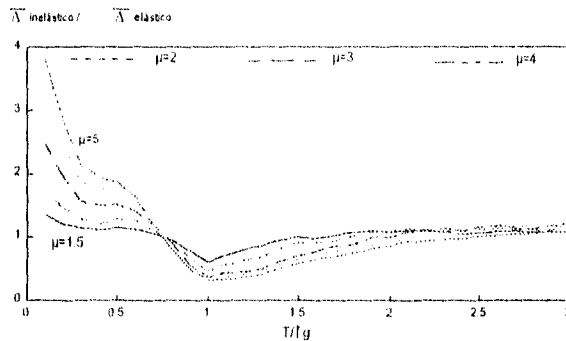


fig. 2.12a Espectros de la media de la relación de desplazamiento inelástico a elástico.

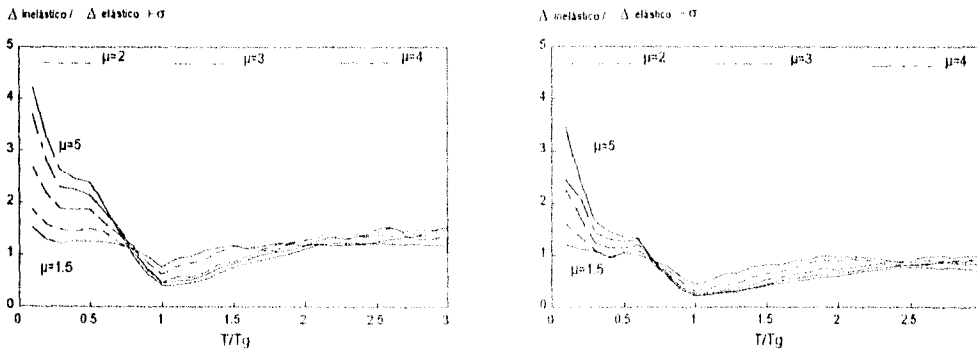


fig. 2.12b Espectros de $(\Delta in. / \Delta el. media) \pm \sigma$

Con base en las gráficas anteriores, se afirma que son muy pocas las estructuras en zona de lago de la Ciudad de México, en las que la regla de Veletsos-Newmark⁶ es aplicable. Sin embargo el RCDF-93 considera válida dicha regla para todas las estructuras con periodo mayor a 0.6 seg, independientemente del periodo predominante del movimiento de terreno.

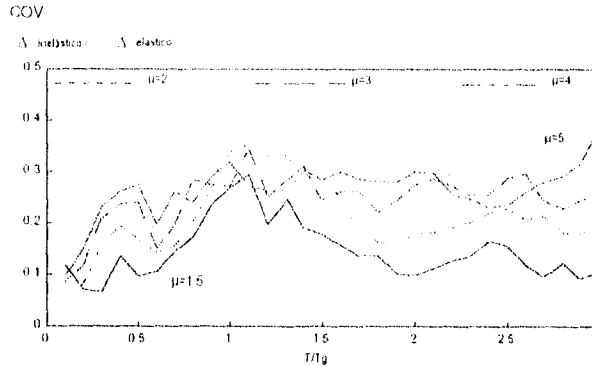


fig. 2.12c Coeficientes de variación de la relación de desplazamientos inelásticos a elásticos.

De la figura 2.12c, puede verse que, en general, la dispersión en el cociente de desplazamiento se incrementa al aumentar el factor de ductilidad. Nuevamente se observa para periodos altos (T=6) un comportamiento distinto al real (Δ elástico = Δ inelástico) por problemas en los datos finales de los registros empleados. Este comportamiento afecta el CDV de la relación de desplazamientos.

2.2.5.3. Expresiones aproximadas para obtener la media de la relación de desplazamientos.

Al igual que para los espectros de demanda de resistencia lateral, se obtuvo una expresión aproximada para poder determinar la forma de los espectros medios de la relación de desplazamientos. Debido a que la forma que presentan estas relaciones son semejantes a las obtenidas para los factores de reducción de resistencia, se decidió ajustar estos nuevos espectros con una función similar a la expresión 2.36. En este caso se propone la siguiente relación de desplazamientos, $\Delta_{in.}/\Delta_{el.}$.

$$\frac{\Delta_{in.}}{\Delta_{el.}} = 1 + a(T_g/T) + b(T_g/T) \exp \left[-c \left(\ln \frac{T}{T_g} - d \right)^2 \right] \dots\dots (2.39)$$

$\Delta_{in.}/\Delta_{el.}$ = valor ajustado de la relación de los desplazamientos inelásticos con respecto a los elásticos.

Los valores de las distintas constantes dependiendo de las ductilidades se encuentran en la tabla 2.3

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

Tabla 2.3 Valores de las constantes para la función 2.39 para cada ductilidad.

Al graficar estas funciones, fig. 2.13, se comete cierto grado de error para valores de T/T_g menores a 0.8 s. Se dejó de esta forma la función, pues esta debe de tender a uno para periodos largos ($T/T_g > 2.4$).

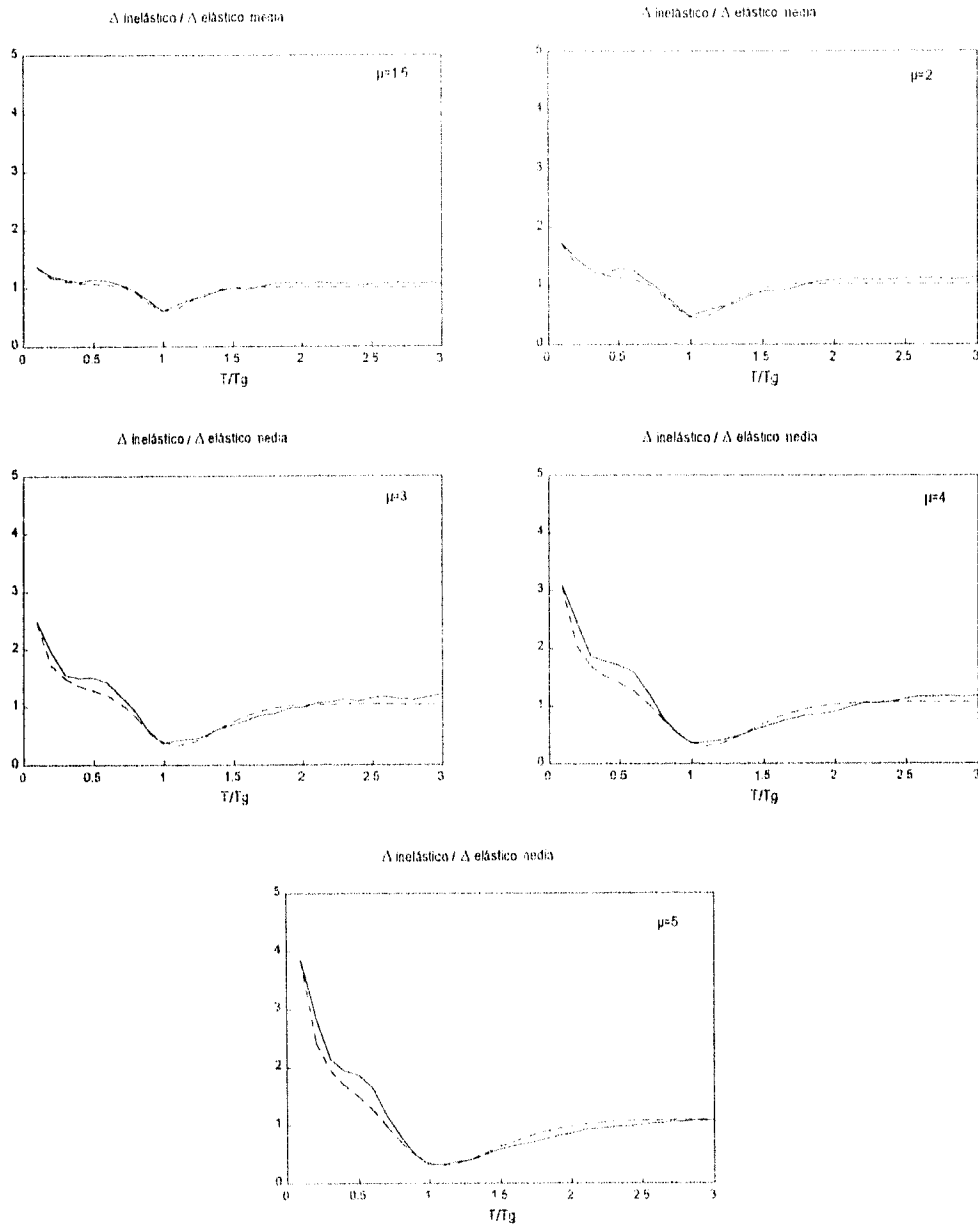


Fig. 2.13 Comparación de la media de la relación de desplazamientos (línea continua) con aquella obtenida usando la ecuación 2.39 (línea punteada).

La relación de desplazamiento inelástico con respecto al elástico se puede calcular a partir de los espectros de demanda de resistencia, considerando que el amortiguamiento es muy pequeño

$$\Delta_{in.} = \frac{\mu \cdot F_y}{m \cdot a^2} \tag{2.39a}$$

$$\frac{F_y}{m} \approx S_a(inel) \quad , \quad a \rightarrow 0 \tag{2.39b}$$

entonces tendremos la expresión siguiente

$$\frac{\Delta_{el.}}{\Delta_{in.}} = \frac{S_a(el.) \cdot w^2}{S_a(inel) \cdot \mu \cdot w^2} = \frac{R_\mu}{\mu} \tag{2.39c}$$

A pesar de lo mencionado anteriormente se incluyó en este trabajo las gráficas de relación de desplazamientos debido a su interesante comportamiento y se obtuvo la expresión aproximada de la relación de desplazamientos ya que facilita obtener los valores de éstos cuando se desean conocer de forma directa.

Es importante mencionar que las ecuaciones aproximadas que se obtuvieron para obtener el factor de reducción de resistencia y el $\Delta_{in.} / \Delta_{el.}$ presentan un grado de error considerable para valores de T/T_g menores a 0.8 (donde se presenta el segundo modo), por lo que existe la posibilidad de encontrar distintos valores de R_μ al obtenerlos a partir de la expresión de $\Delta_{in.} / \Delta_{el.}$ y viceversa. Por lo que se recomienda para evitar inconsistencias (principalmente para relaciones de T/T_g pequeñas) partir de la expresión de R_μ y en función de éste valor obtener los desplazamientos, ya que el error en que se incurre de procediendo de esta forma es menor.

A continuación se presentan de forma gráfica (figs. 2.13a y 2.13b) el margen de error que se puede cometer al obtener el factor de reducción de resistencia R_μ a partir de la relación de desplazamientos $\Delta_{in.} / \Delta_{el.}$ y viceversa para los distintos valores de ductilidades empleados.

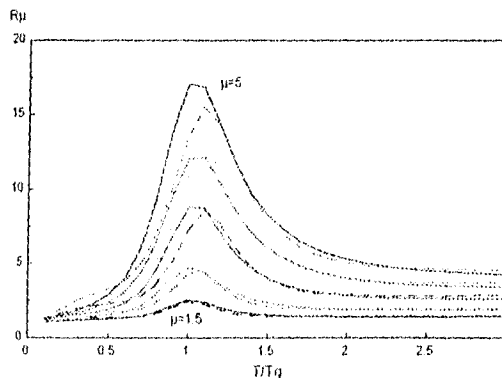


Fig. 2.13a Comparación de R_μ obtenida por la expresión 2.37 (línea continua) con el valor de R_μ obtenido por la expresión 2.39c (línea punteada).

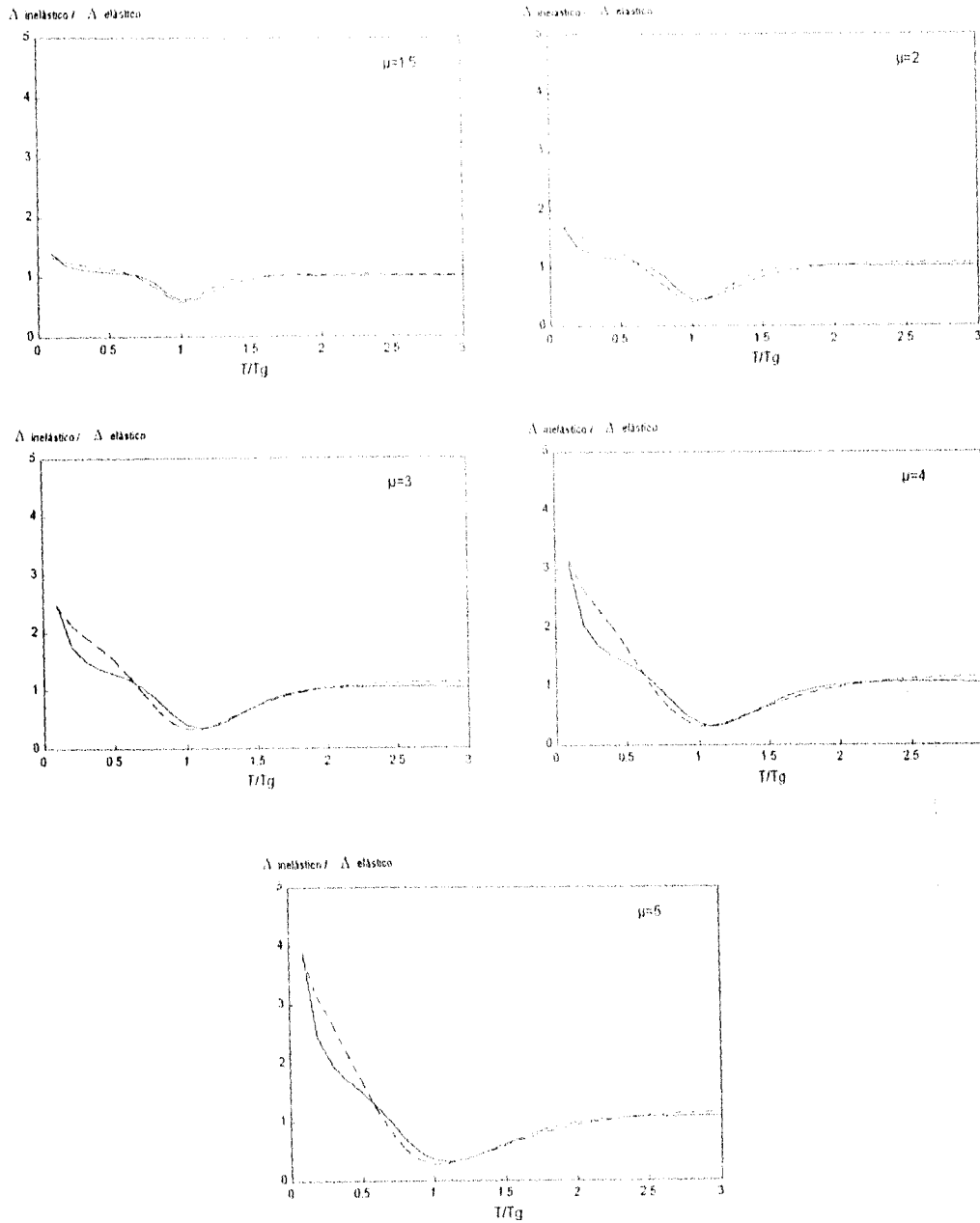


Fig. 2.13b Comparación de $\Delta_{inel.} / \Delta_{el.}$ obtenida con la expresión 2.39 (línea continua) con la obtenida por la expresión 2.39c (línea punteada)

2.3 Demandas sísmicas calculadas con el RCDF-93.

2.3.1. Espectros elásticos para diseño sísmico.

Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta se puede analizar sísmicamente mediante alguno de los siguientes métodos: estático o dinámico descrito en las normas técnicas. Dentro de estas normas se establecen los criterios y valores que deben ser empleados para realizar el diseño sísmico ya sea estático, dinámico o simplificado. Al realizar el análisis dinámico, el primer criterio que se debe establecer es el espectro de diseño²¹:

La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones:

$$a = (1 + 3T/T_a) c / 4, \text{ si } T \text{ es menor a } T_a \quad \dots (2.40)$$

$$a = c, \text{ si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b \quad \dots (2.41)$$

$$a = qc, \text{ si } T \text{ excede de } T_b \quad \dots (2.42)$$

$$q = (T_b/T)^r \quad \dots (2.43)$$

donde

T = periodo natural de interés.

T_a, T_b = periodos que conforman el espectro.

r = exponente dependiente del tipo de suelo en que se encuentre la estructura.

c = coeficiente sísmico.

Los valores de T_a, T_b y r correspondientes a cada zona del Distrito Federal se consignan en la tabla 2.4.

| Zona | T_a | T_b | r |
|----------------------------------------|-------|-------|-----|
| I | 0.2 | 0.6 | 1/2 |
| II | 0.3 | 1.5 | 2/3 |
| III* | 0.6 | 3.9 | 1 |
| * y parte de la zona II de transición. | | | |

Tabla 2.4. Valores para los espectros de diseño de acuerdo a RDF-93.

El coeficiente sísmico, c , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto del sismo, entre el peso de ésta sobre dicho nivel. El coeficiente sísmico para las construcciones clasificadas como del grupo B es igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la zona II y 0.40 en la zona III. Para las estructuras del grupo A se incrementa el coeficiente sísmico en 50 por ciento.

Las construcciones del grupo A son aquellas cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas, como son hospitales, escuelas, estadios, templos, etc.; mientras que las del grupo B son las destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales.

El Distrito Federal se considera dividido en tres zonas: i) la zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que puede existir depósitos arenosos en estado suelto; ii) la zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m. de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo-arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre;

el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros; iii) la zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla.

En la fig. 2.14 se grafican los distintos espectros de diseño elásticos que indica el Reglamento de Construcciones para las tres zonas que comprenden el Distrito Federal. Estos fueron realizados para estructuras del grupo B.

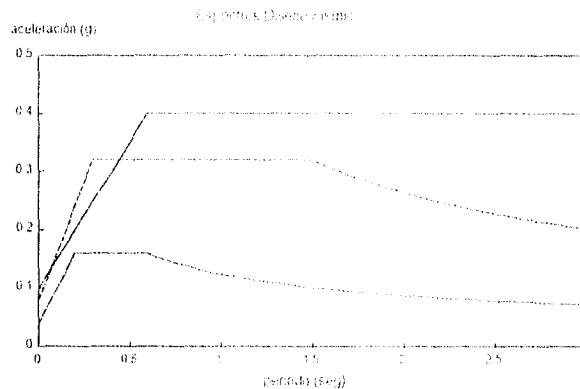


Fig. 2.14 Espectros de diseño elástico del RCDF-93.

2.3.2 Espectros de diseño inelásticos y factores de reducción.

Las fuerzas sísmicas para análisis estático y las obtenidas para análisis dinámico modal empleando los métodos que fijan las Normas Técnicas se pueden reducir dividiéndolas entre el factor Q' . En el diseño sísmico de estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad (secc. 6, Normas Técnicas), Q' se calcula como sigue:

$$Q' = Q \text{ si se desconoce } T \text{ o si éste es mayor o igual a } T_a \quad \dots (2.44)$$

$$Q' = 1 + (T/T_a)(Q-1), \text{ si } T \text{ es menor que } T_a \quad \dots (2.45)$$

donde

Q es el factor de comportamiento sísmico; T se toma igual al periodo fundamental de vibración cuando se emplee el método estático e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se emplee el método de análisis modal, y T_a es un periodo característico del espectro de diseño.

Se utilizan valores Q de 3 y 4 para estructuras con detallados especiales que procuran que la estructura pueda desarrollar ductilidades importantes y se utiliza un Q de 1 ó 1.5 para estructuras sin redundancia y/o estructuras con comportamiento frágil. El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones. Al proceder de la forma anterior mencionada, obtenemos los distintos espectros de diseño reducidos o inelásticos, fig. 2.15, propuestos por el RCDF-93 para las distintas zonas del D.F, mientras que la fig. 2.16 plasma los distintos factores de reducción con respecto a sus correspondientes periodos.

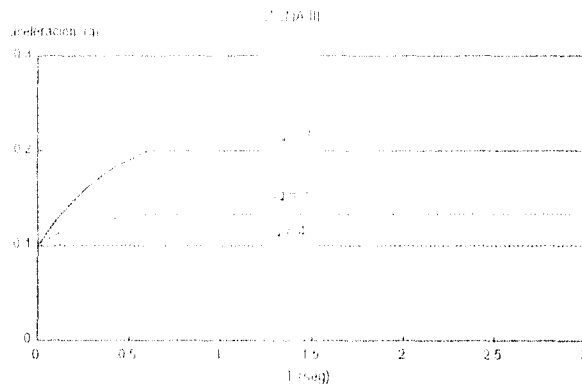


Fig. 2.15 Espectros de diseño reducidos con factores de comportamiento sísmico de 2,3 y 4, para zona III.

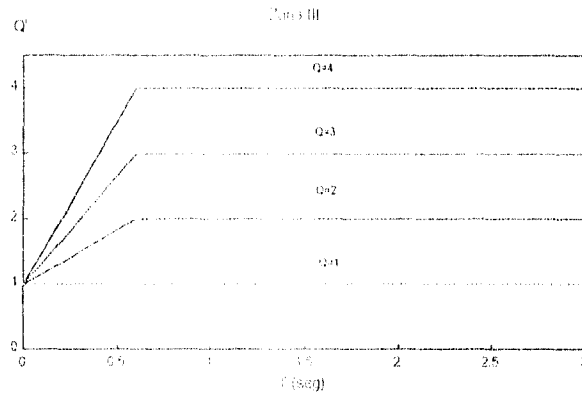


Fig. 2.16 Factores de reducción indicados por el RCDF-93, para zona III.

2.3.3 Demandas de desplazamiento.

A partir de conocer el espectro de aceleraciones elásticas de los distintos sistemas se obtienen la demanda de desplazamientos elásticos correspondiente relacionando estos con la frecuencia circular natural, es decir

$$S_d = (T/4\pi)^2 S_a \tag{2.46}$$

donde

S_a = la aceleración espectral elástica,

S_d = desplazamiento espectral.

En la fig. 2.17 se muestra el la demanda de desplazamientos elásticos correspondiente a cada zona.

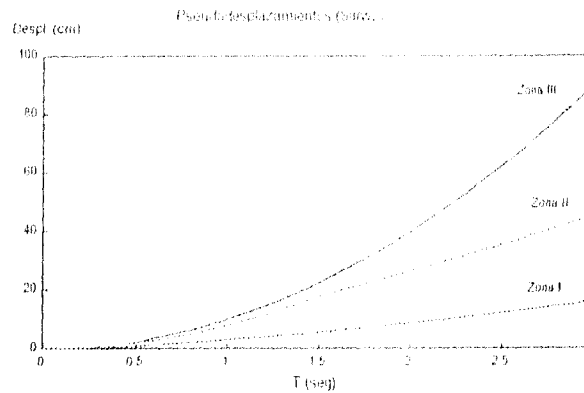


Fig. 2.17 Desplazamientos espectrales correspondientes al espectro de diseño del RCDF con $Q = 1$.

Para obtener las demandas de desplazamiento inelásticas, las Normas Técnicas Complementarias mencionan que las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas cuando se emplee el método estático de análisis o el análisis modal, es decir los desplazamientos obtenidos del análisis se deben multiplicar por el factor de comportamiento sísmico Q y así evitar realizar un análisis inelástico, diseñando para fuerzas reducidas y obteniendo las deformaciones "reales" que se presentarán en la estructura. Aplicando este concepto se obtiene nuevamente las deformaciones inelásticas empleando la expresión 2.47.

Al ser graficados cada espectro de desplazamientos inelásticos para las correspondientes ductilidades, estos son iguales para todas las ductilidades para periodos mayores a T_u , para todas las zonas. Esto se ve en la fig. 2.18. La figura 2.19 muestra los desplazamientos inelásticos para la zona tres para periodos menores a T_u .

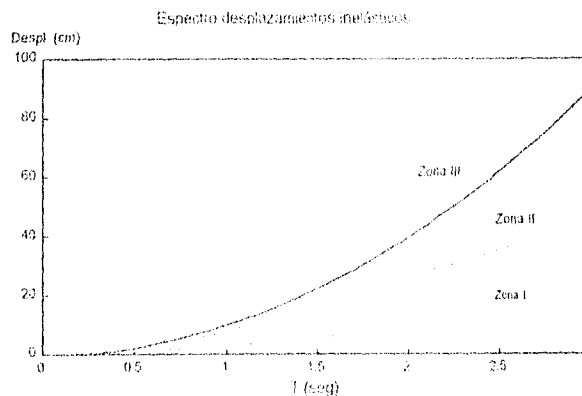


Fig. 2.18 Desplazamientos inelásticos correspondientes al espectro de diseño del RCDF.

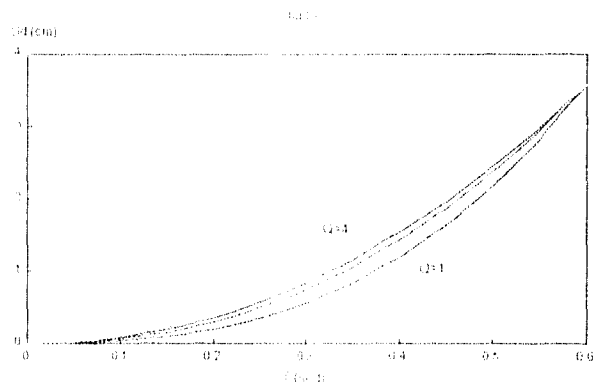


Fig. 2.19 Desplazamientos espectrales inelásticos zona III (T entre 0.01 y 0.6 s.).

2.3.4 Relación entre desplazamientos elásticos e inelásticos.

En la fig. 2.19 se muestran los desplazamientos correspondientes a las demandas de ductilidad para la zona III del D.F., la región espectral comprendida entre los periodos de 0.01 a 0.6 s. El orden de factores de ductilidad es de abajo hacia arriba en orden ascendente. Para ductilidades mayores, se tienen desplazamientos mayores a los que se esperaría para un sistema elástico, mientras que para periodos iguales o mayores que 0.6 s. se supone que los desplazamientos son iguales, independientemente de la ductilidad de la estructura. La zona de máxima diferencia de deformaciones se presenta para periodos aproximadamente a 0.4 s., siendo los desplazamientos para $Q = 4$ del orden de casi un 25% mayores de los que se presentan para $Q = 1$.

Si ahora se desea obtener la relación entre desplazamientos inelástico a elástico, relacionando la expresión 2.46 y 2.47, tenemos que

$$A_{el.} = (\alpha T^2 / 4\pi^2) g \quad \dots (2.46)$$

$$A_{in.} = (\alpha T^2 Q / 4\pi Q^3) g \quad \dots (2.47)$$

$$A_{in.}/A_{el.} = Q/Q^3 \quad \dots (2.48)$$

donde

α es la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico del RCDF-93 expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, T es el periodo de vibración y g es la aceleración de la gravedad.

Para cada zona se grafican los valores obtenidos, los cuales se observan en la fig. 2.20. Se han graficado solamente los siguientes rangos de periodos: T entre 0.01 y 0.6 s para la zona III.

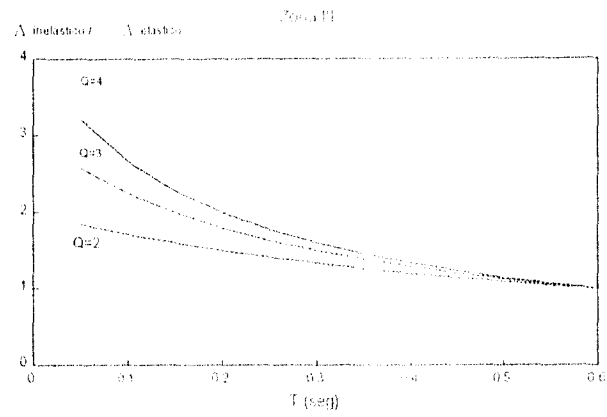


Fig. 2.20 Espectro medio de la relación de desplazamiento inelástico a elástico de acuerdo al RCDF-93 para las zona III.

2.4 Evaluación del RCDF-93.

2.4.1 Factores de reducción.

En la fig. 2.21 se muestra una comparación de la media del factor de reducción, obtenida anteriormente para ductilidades de 1.5, 2, 3, 4 para un sitio blando con periodo dominante de 2.0 seg., con las reducciones adoptadas por el RCDF-93, para la zona III. Para periodos aproximadamente menores que 1.3 seg. ($T/T_g < 0.65$), los factores de reducción del reglamento son mayores que los factores de reducción promedio, es decir, el reglamento utiliza reducciones de resistencia mayores a las calculadas para SIGL con comportamiento elastoplástico al ser sometidos a movimientos registrados en zona de lago. Para estructuras con periodos fundamentales cercanos al periodo fundamental de movimiento del terreno ($T/T_g = 1$), los factores de reducción del reglamento son menores que los factores de reducción promedio.

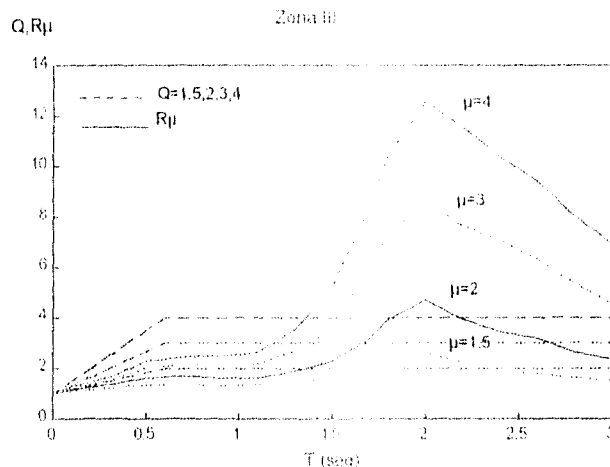


Fig. 2.21. Comparación del factor de reducción Q' del RCDF-93, zona III, con el factor de reducción promedio por comportamiento no lineal en sistemas elastoplásticos bilineales.

2.4.2 Relación entre desplazamientos inelásticos a elásticos.

Al comparar los resultados obtenidos de la relación entre desplazamientos inelásticos y desplazamientos elásticos del RCDF-93 (secc. 2.3.5) con la media de relación de desplazamientos obtenida anteriormente en un sitio con periodo predominante de 2.0 seg. (secc. 2.2.5.2), se observa lo siguiente: para periodos aproximadamente menores que 1.4 seg. ($T/T_g = 0.7$) el reglamento subestima la relación de desplazamientos, aumentando esta diferencia al ser mayor la ductilidad; para periodos mayores que 1.4 el reglamento es conservador con respecto a la relación de desplazamientos media; para periodos del sistema iguales al fundamental de movimiento del suelo se presenta la máxima reducción de desplazamientos inelásticos con respecto al elástico, siendo el punto más conservador conforme al reglamento en cuanto a relación de deformaciones. Este comportamiento se puede apreciar en la fig. 2.22.

Si se considera que el espectro de diseño del RCDF-87 y 93 es igual al espectro de diseño elástico multiplicado por un factor de 0.4 tal y como sugieren los comentarios a las NTC de diseño por sismo, entonces la relación entre la deformación elástica e inelástica obtenida conforme al reglamento cambia. Al compararse esta relación de deformaciones con la relación de

desplazamientos media, se corrobora que para periodos de vibración cercanos al periodo dominante del terreno, la relación de desplazamiento propuesta por el RCDF-93 es aproximadamente igual al valor de la media de dicha relación. Para los demás periodos, el reglamento subestima a la media de la relación de desplazamientos. Este comportamiento se puede apreciar en la fig. 2.23.

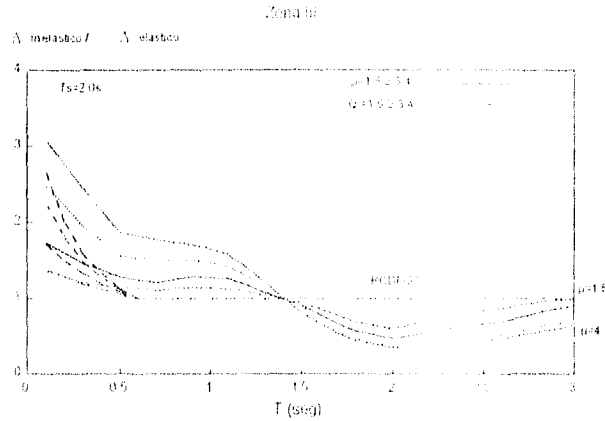


Fig. 2.22 Comparación del cociente de desplazamientos inelásticos a elásticos implícitos en el RCDF-93 con la media del cociente de desplazamientos.

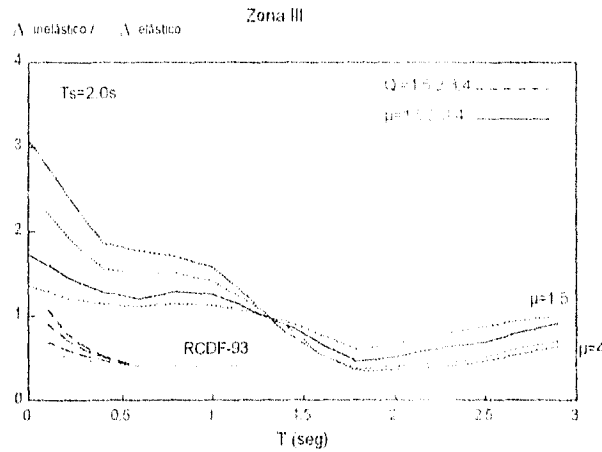


Fig. 2.23 Comparación del cociente de desplazamientos inelásticos a elásticos implícitos en el RCDF-93 afectados por 0.4 con la media del cociente de desplazamientos.

Esta última gráfica no resulta válida en todos los periodos, ya que ni en el RCDF-93 ni en ningún otro medio se especifica para que valores de periodos se aplique el factor de 0.4. Solo se conoce que este factor se aplicó al punto de máxima aceleración en el espectro obtenido del registro de SCT del 19 de septiembre de 1985, es decir $T = 2$.

3. DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO LATERAL EN SISTEMAS DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD.

3.1 Estudios previos.

No existen muchos estudios sobre este tema. Veletsos, en uno de los primeros estudios realizados para relacionar el comportamiento sísmico de sistemas de múltiples grados de libertad (SMGL) con sistemas de un grado de libertad (S1GL) observó que la relación entre el máximo desplazamiento inelástico y el máximo desplazamiento elástico en el sistema de múltiples grados de libertad, es aproximadamente igual a la del S1GL. Se hace hincapié que la relación entre el desplazamiento máximo con respecto al elástico, no es independiente del número de grados de libertad del sistema. Los sistemas estudiados tenían un comportamiento de viga de cortante.

Posteriormente, Veletsos y Vann²¹ analizan sistemas elastoplásticos excitados en la base, de uno y múltiples grados de libertad. Se concluye que la resistencia de fluencia requerida para limitar la deformación máxima absoluta de entrepiso de un SMGL a elástico y una ductilidad específica, puede ser estimada con una buena aproximación a partir de los resultados de un análisis lineal. Se concluye que para sistemas de dos o tres grados de libertad, la relación entre la deformación de fluencia requerida y la máxima absoluta asociada a un sistema elástico puede, para propósitos de diseño, ser considerada la misma que se presenta en S1GL con el mismo valor de frecuencia y sujeta a la misma excitación. Para sistemas de más de tres grados de libertad, las reglas de diseño de S1GL no son precisas y pueden llevar a estimaciones de deformación poco conservadoras, pues el error tiende a crecer con el incremento en el número de grados de libertad.

Con el propósito de estimar las modificaciones requeridas para las demandas de resistencias obtenidas de S1GL bilineales, para limitar la demanda de ductilidad de entrepiso a un valor predeterminado, Nassar y Krawinkler²² estudiaron tres modelos de SMGL evaluando la ductilidad, el cortante basal y el momento de volteo. En este estudio se concluye que para SMGL la ductilidad difiere significativamente de la correspondiente a S1GL. La máxima ductilidad ocurre usualmente en el primer entrepiso y es mayor a aquella de S1GL. Los SMGL que pueden desarrollar mecanismos de entrepiso, tienden a presentar demandas de deformación mayores. La capacidad de cortante basal requerido en SMGL depende del tipo de mecanismo de falla que pueda desarrollar la estructura durante fuertes sismos. Finalmente se encontró en este estudio que la relación entre factores de reducción y factores de amplificación de desplazamientos entre un SMGL y un S1GL depende del tipo de mecanismo, conclusión que es importante.

Hwang y Jaw²⁴ presentan un reporte de la evaluación estadística del factor de modificación de respuesta, el cual es usado en diversos códigos de diseño sísmico para incluir el efecto no lineal de las deformaciones. Este estudio fue realizado en dos modelos de concreto reforzado con varias características dinámicas, a los cuales se les aplicaron 90 movimientos sísmicos sintéticos en distintos tipos de suelos. Se obtuvo como resultado que dicho factor es función de la ductilidad máxima, el amortiguamiento viscoso y de la relación del periodo fundamental de la estructura con respecto al periodo fundamental del movimiento.

Para estimar la máxima deformación del techo y distorsión de entrepiso que ocurre durante un sismo, Uang y Macarouf²⁵ realizaron un estudio de respuesta sísmica en cuatro edificios instrumentados; indicando que el desarrollo de distorsiones máximas en sismos severos es más alto que aquellos predichos por distintos reglamentos norteamericanos (UBC y NEHRP). Dentro de los rangos prácticos de demanda de ductilidad, el factor de amplificación de desplazamientos con respecto al factor de reducción de fuerza (FAD/FRF) es entre 0.8 y 1.0 para estimar la distorsión del techo, aunque en algunos casos pueden ser mayores para sistemas dúctiles con degradación de rigidez y entrepiso suave. Además se menciona que esta relación, FAD/FRF no es sensible al periodo fundamental del edificio y que el efecto de degradación de rigidez es insignificante para la respuesta de desplazamientos del techo.

3.2 Demandas sísmicas de los SMGL en zona del lago del Valle de México.

3.2.1 Acelerogramas empleados.

Para realizar el estudio de los distintos sistemas de múltiples grados de libertad, se utilizaron tres registros, los cuales se mencionan en la tabla 3.1. Más datos sobre estos sismos se encuentran en la tabla 2.1 de la sección 2.2.1.

| Estación | Nombre | Componente | Accl.máx.S* |
|----------|------------|------------|-------------|
| 05 | Cibeles | NS | 54.34 |
| 06 | Xochipilli | EW | 43.55 |
| 95 | SCT-B2 | EW | 167.92 |

* Accl.máx.S=aceleración máxima del terreno (cm/s²).

Tabla 3.1 Registros utilizados para el estudio de los sistemas de múltiples grados de libertad.

3.2.2 Sistemas analizados.

Se consideraron tres edificios distintos de concreto reforzado, desplantados sobre suelo blando (zona III del RCDF-93), con 8, 12 y 16 pisos y diseñados de acuerdo al RCDF-93. Los tres edificios tienen la misma planta que consiste de 3 crujas en ambos sentidos y separación de entre-ejes de 6 y 7 mts., como se muestra en la fig. 3.1. Se consideró un uso de oficina para todos los edificios, por lo que de acuerdo al RCDF son estructuras del grupo B. Todas las estructuras se consideran como empotradas en su cimentación.

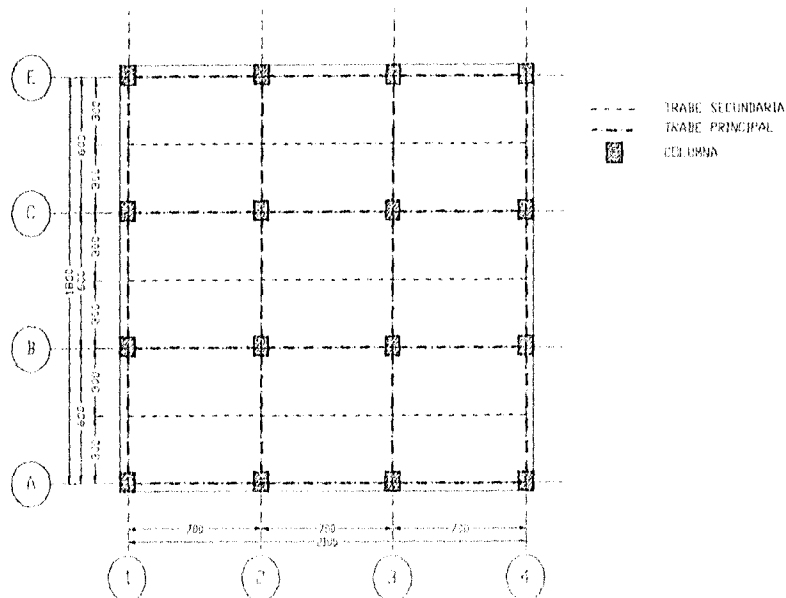


Fig. 3.1 Planta tipo de los 3 edificios de concreto reforzado analizados.

La estructuración de dicha planta consta de columnas, trabes principales y secundarias. Las secciones tanto de columnas como de trabes se mantienen constantes en todo el edificio. El número de niveles y secciones de los elementos de cada edificio son:

| No. niveles | Sección Trabes | Sección Columnas |
|---------------------|----------------|------------------|
| Edificio 8 niveles | 25 x 75 cm. | 80 x 80 cm. |
| Edificio 12 niveles | 25 x 85 cm. | 85 x 85 cm. |
| Edificio 16 niveles | 30 x 90 cm. | 90 x 90 cm. |

Para todos los sistemas la altura del primer entrepiso es de 3.6 m. mientras que la altura de los demás entrepisos es de 3.3 m.

3.2.2.1 Análisis de cargas y características sísmicas.

Para el diseño de losas, se tomaron los siguientes valores:

| | |
|----------------------|------------------------|
| Acabados | 0.080 t/m ² |
| Instalaciones | 0.020 t/m ² |
| Plafón | 0.020 t/m ² |
| Sobrecarga RCDF | 0.040 t/m ² |
| Muros divisorios | 0.140 t/m ² |
| Losa (h= 13cm) | 0.312 t/m ² |
| Total Carga Muerta = | 0.612 t/m ² |
| Carga Viva = | 0.250 t/m ² |
| Carga Total = | 0.862 t/m ² |

Finalmente, considerando el peso de trabes y columnas por metro cuadrado se obtuvieron las respectivas cargas para el análisis estático y para el sísmico dinámico, encontrándose en la tabla 3.2.

| C = carga | C. Grav.+ C. Viva*Sísmico Dinámico** | |
|-------------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------|
| Edif. 8 niv. | 1.019 ton/m ² | 1.155 ton/m ² |
| Edif. 12 niv. | 1.086 ton/m ² | 1.252 ton/m ² |
| Edif. 16 niv. | 1.147 ton/m ² | 1.337 ton/m ² |
| * sin considerar el peso de las columnas. | | |
| ** considerando el peso de las columnas. | | |

Tabla 3.2 Cargas para análisis por cargas verticales y para análisis dinámico sísmico.

3.2.2.2 Diseño de elementos estructurales.

Con base en análisis elásticos realizados, tanto para cargas verticales como análisis sísmico conforme a lo establecido en el RCDF-93 y en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico y para Estructuras de Concreto, se diseñaron los distintos elementos estructurales que forman a cada edificio. Solo se presentan los detalles del diseño de los elementos que conforman al marco B de cada edificio ya que con este marco, es con el que se trabajó como representativo del comportamiento de cada edificio.

Se consideró para estos edificios un factor de reducción de fuerzas sísmicas igual que 3 en ambas direcciones. Se consideró una resistencia del concreto de 250 kg/cm².

Las secciones propuestas de los elementos fueron las mínimas necesarias para restringir la distorsión máxima al valor de 0.012 como lo indica el RCDF-93.

Diseño de trabes y columnas.

Primeramente se verificó que todas las secciones cumplieran con las restricciones para marcos dúctiles, como se indica en la tabla 3.3.

| l=claro libre d=peralte ef. b=ancho | Edif 8 niv. l=520 cm. d=70,b=25 | Edif 12 niv. l=515 cm. d=79,b=25 | Edif 16 niv. l=510 cm. d=85,b=30 |
|-------------------------------------------|---------------------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|
| $l > 4d$ | 520 > 280 | 515 > 316 | 510 > 340 |
| $l / b < 30$ | 25 < 30 | 20.6 < 30 | 17 < 30 |
| $d / b < 3$ | 70 / 25 = 3 | 79 / 25 = 3 | 85 / 30 = 3 |

Tabla 3.3 Cumplimiento de las condiciones de ductilidad en el diseño de trabes de los distintos edificios.

También se cumplió con los requisitos de refuerzo longitudinal mínimo por lecho (4.2,5.2 y 6.7 cm. respectivamente por trabe), además de no exceder el 75% del balanceado en el acero a tensión. Se verificó que el momento resistente positivo en el paño de la columna no fuera menor que la mitad del resistente negativo y que en ninguna sección fuera menor a 0.25 del máximo en extremos. Para diseñar por cortante, se usó el factor de resistencia de 0.6 aplicado sobre los cortantes obtenidos del análisis.

Debido a la semejanza en elementos mecánicos en las trabes de determinados niveles, se agruparon éstas para tener menos tipos de trabes por edificio. Aplicando las combinaciones y factores de carga marcados por el RCDF-93, las trabes quedaron diseñadas como se ilustra en la fig. 3.2.

Las columnas debido a su gran sección cumplen con todos los requisitos geométricos indicados para miembros a flexocompresión. Se consideró el factor de resistencia por flexocompresión de 0.6 y se diseñó con los momentos y fuerzas axiales de diseño obtenidas del análisis. En cuanto al refuerzo longitudinal, se cumplió para los pisos bajos y centrales con la cuantía de refuerzo longitudinal mínima y máxima y se cumplió en su totalidad con el refuerzo transversal, empleando la fuerza de diseño con un factor de resistencia igual a 0.5.

A partir de las consideraciones anteriores, el diseño de columnas se presenta en la fig. 3.3. Para este diseño también se agruparon diversas columnas y se diseñó para la más crítica, generándose así solo algunos tipos de columnas para cada estructura.

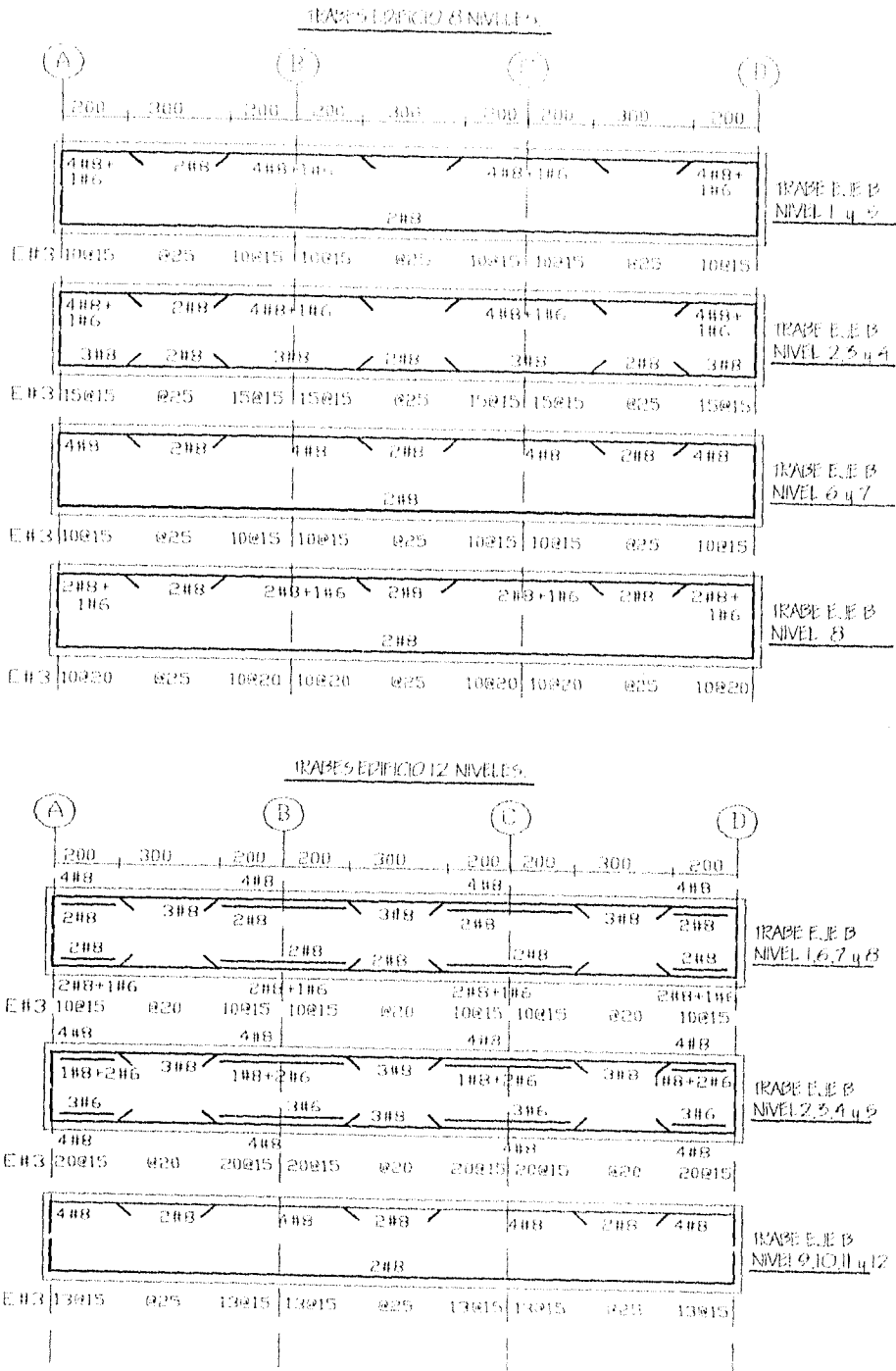


Fig. 3.2 Diseño final de las traves de los distintos edificios estudiados.

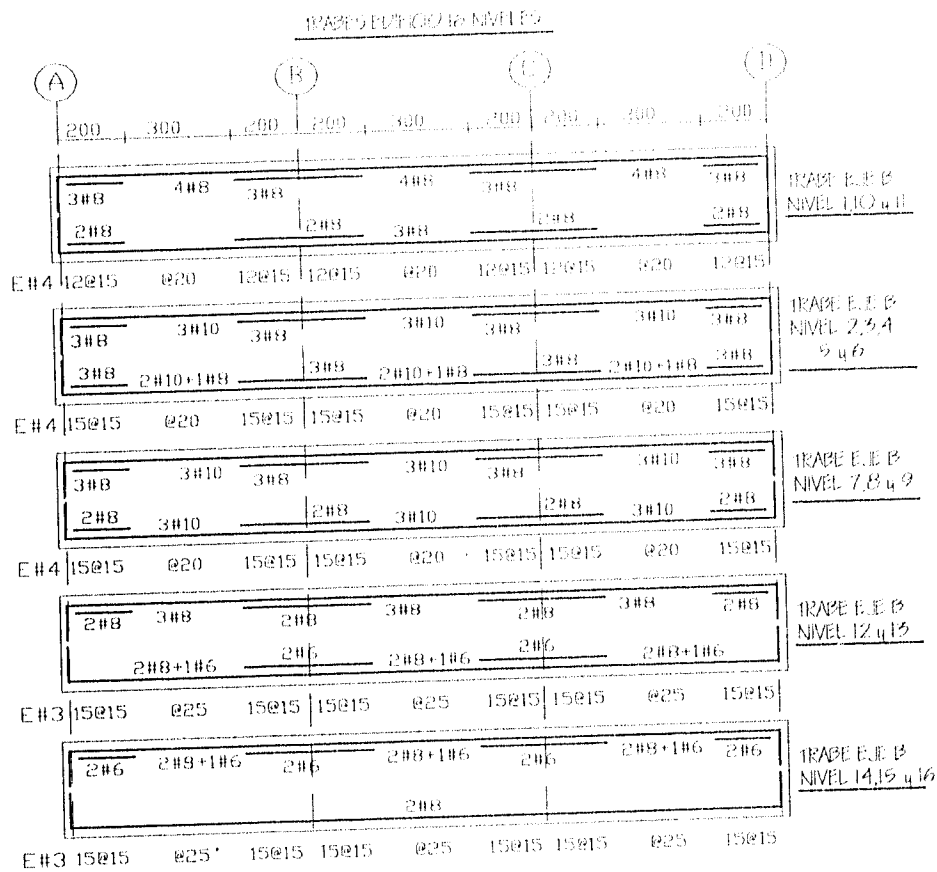


Fig. 3.2 Diseño final de las trabes de los distintos edificios estudiados.(continuación)

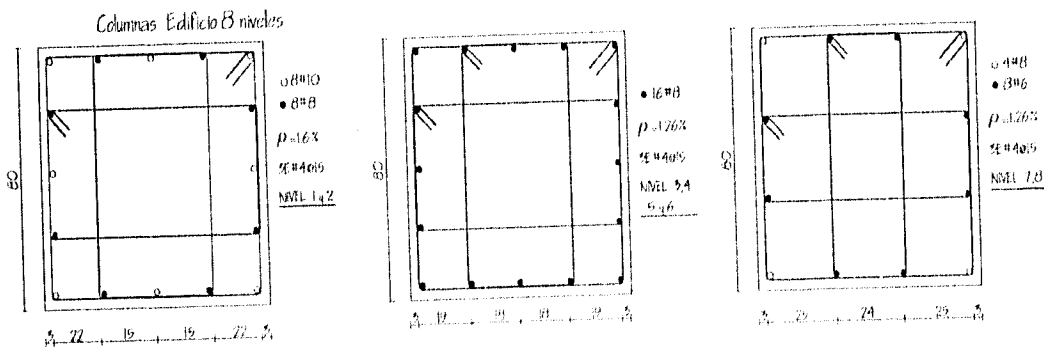


Fig. 3.3 Diseño final de las columnas de extremo de los distintos edificios estudiados.

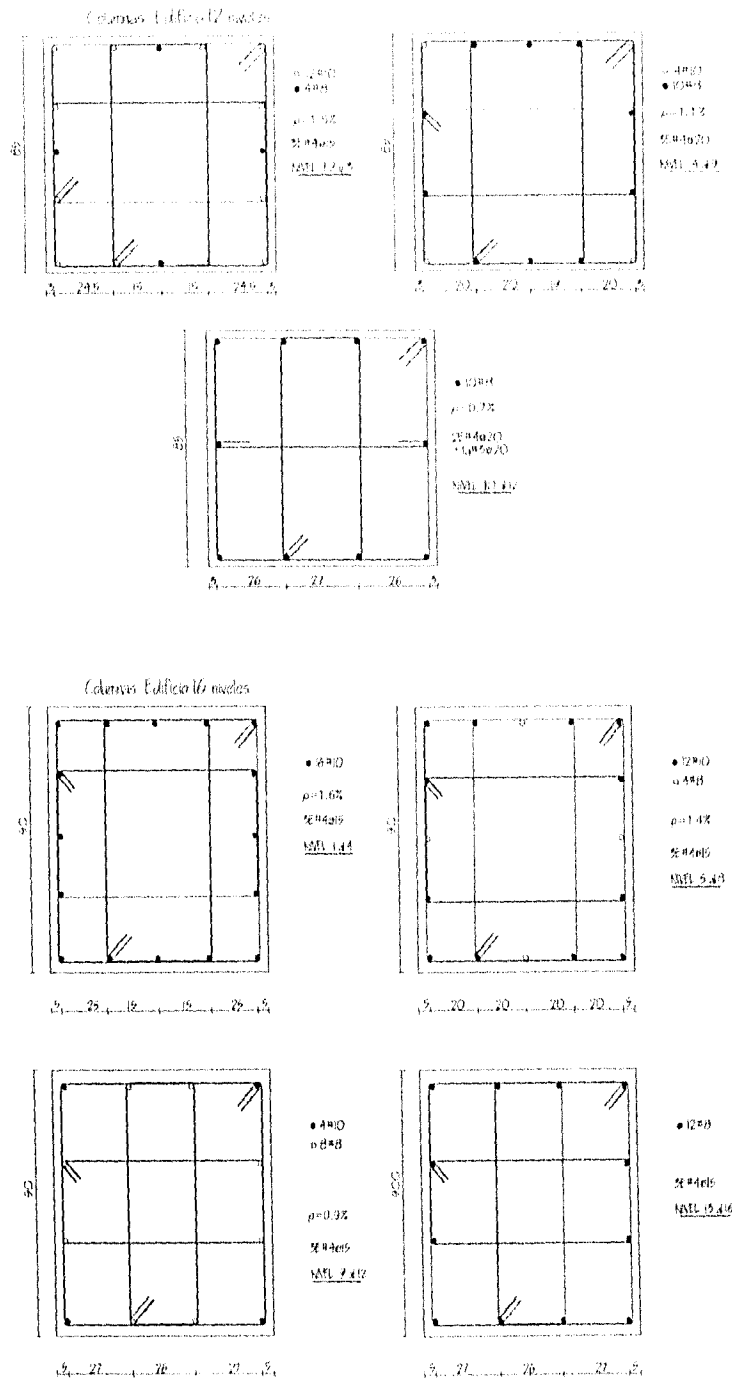


Fig. 3.3 Diseño final de las columnas de extremo de los distintos edificios estudiados.(continuación)

3.2.3 Demandas sísmicas calculadas con el RCDF-93.

3.2.3.1 Análisis elástico de las estructuras (por cargas verticales y sísmicas).

Se analizaron los 3 edificios elásticamente por medio del programa SUPER-ETABS, en el cual se incluyeron nudos rígidos, propiedades brutas de las secciones y para el análisis dinámico se emplearon los siguientes valores, de acuerdo a las NTC para sismo:

$$\begin{aligned}
 Q_x &= 3.0 & Q_y &= 3.0 \\
 \alpha_0 &= 0.1 & T_a &= 0.60 \text{ s.} \\
 T_b &= 3.9 \text{ s.} & r &= 1.0
 \end{aligned}$$

La distribución de cargas gravitacionales y sísmicas para cada marco se realizó por el método de franjas, siendo para el edificio de 8 niveles como se presenta en la fig. 3.4. Para el análisis dinámico modal se emplearon sus correspondientes masas, alturas de entrepiso, centros de masa y de rigidez. Debido a su regularidad el centro de masa y rigidez se encuentran en el mismo punto como se muestra en la fig. 3.5.

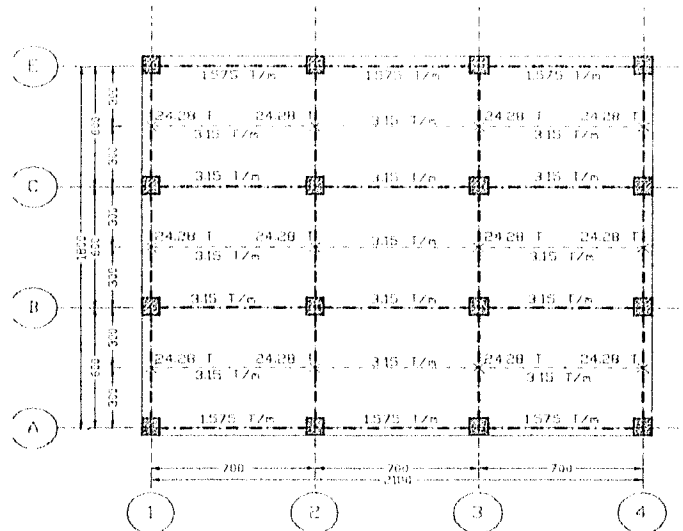


Fig. 3.4 Planta edif. 8 niv. con las cargas gravitacionales.

En la tabla 3.4 se encuentran las frecuencias modales y sus periodos correspondientes de los tres sistemas. Solamente se incluyen en esta tabla las frecuencias correspondientes a los tres primeros modos, ya que las restantes son muy pequeñas y afectan poco a la respuesta.

| | Frecuencias (Hz) | | Periodos (s.) | |
|------------------|------------------|------|---------------|------|
| Edificio 8 niv. | Fundamental | 0.86 | Fundamental | 1.16 |
| | 2o. modo | 2.81 | 2o. modo | 0.36 |
| | 3er. modo | 5.72 | 3er. modo | 0.17 |
| Edificio 12 niv. | Fundamental | 0.66 | Fundamental | 1.52 |
| | 2o. modo | 1.96 | 2o. modo | 0.51 |
| | 3er. modo | 3.69 | 3er. modo | 0.27 |
| Edificio 16 niv. | Fundamental | 0.57 | Fundamental | 1.76 |
| | 2o. modo | 1.59 | 2o. modo | 0.63 |
| | 3er. modo | 2.93 | 3er. modo | 0.34 |

Tabla 3.4 Frecuencias y periodos modales principales de los tres edificios.

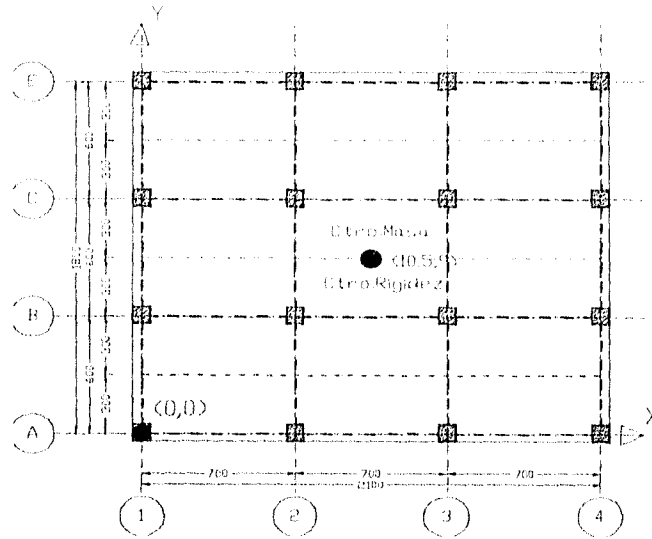


Fig. 3.5 Planta edif. 8 niv. con las coordenadas del ctr.o.masa y rigidez para análisis dinámico.

El análisis dinámico modal, a partir de los periodos obtenidos, determina los vectores característicos, coeficientes de participación, desplazamientos, distorsiones y finalmente el cortante correspondiente por entrepiso (mediante la raíz de la suma de los cuadrados). Por reglamento se debe realizar también un análisis estático y si el cortante basal obtenido del análisis dinámico es menor que 0.8 veces del obtenido por el estático, se deben escalar los resultados del análisis dinámico por el cociente de 0.8 veces el cortante basal estático entre el cortante basal dinámico.

En las tres estructuras resultó ser el cortante basal del análisis dinámico mayor a 0.8 veces el cortante basal del estático correspondiente, por lo que no se tuvo que amplificar las fuerzas obtenidas del análisis dinámico, tan solo se agregó el efecto por torsión accidental, como se muestra en la tabla 3.5.

| Fza. Estática | Fza. Dinámica | |
|----------------------------|---------------|-------------|
| | eje X | eje Y |
| Edif. 8 niv. Vb=460 ton. | Vb=365 ton. | Vb=367 ton. |
| Edif. 12 niv. Vb=751 ton. | Vb=602 ton. | Vb=602 ton. |
| Edif. 16 niv. Vb=1072 ton. | Vb=856 ton. | Vb=853 ton. |

Vb = Cortante basal

Tabla 3.5 Cortantes basales obtenidos para las tres estructuras a partir de análisis estáticos y dinámicos que establece el RCDF-93.

3.2.3.2 Desplazamientos elásticos.

Se consideró que los elementos no estructurales se encuentran desligados de la estructura principal, por lo que se permitieron valores de desplazamientos relativos máximos hasta de 0.012 como lo indica el RCDF-93. Los desplazamientos y distorsiones de entrepisos (estos últimos afectados por Q) que se originaron al aplicar las fuerzas resultantes del análisis sísmico son:

Estructura 8 niveles:

| | Marco 1 | Marco 2 | Marco A | Marco B |
|-----------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------|
| | despl - despl.rel. | despl - despl.rel. | despl - despl.rel | despl - despl.rel |
| 1o. nivel | 1.98 cm - .0054 | 1.68 cm - .0045 | 2.01 cm - .0054 | 1.77 cm - .0048 |
| 2o. nivel | 5.43 cm - .0105 | 4.50 cm - .0084 | 5.58 cm - .0108 | 4.95 cm - .0096 |
| 3o. nivel | 9.30 cm - .0117 | 7.95 cm - .0105 | 9.57 cm - .0120 | 8.55 cm - .0108 |
| 4o. nivel | 12.99cm - .0111 | 11.16cm - .0096 | 13.47cm - .0117 | 12.00cm - .0105 |
| 5o. nivel | 16.29cm - .0099 | 13.95cm - .0084 | 16.92cm - .0105 | 15.09cm - .0093 |
| 6o. nivel | 18.90cm - .0078 | 16.29cm - .0072 | 19.77cm - .0087 | 17.64cm - .0078 |
| 7o. nivel | 21.00cm - .0063 | 18.00cm - .0051 | 21.90cm - .0063 | 19.56cm - .0057 |
| 8o. nivel | 22.38cm - .0039 | 19.20cm - .0036 | 23.43cm - .0048 | 20.88cm - .0039 |

Estructura 12 niveles:

| | Marco 1 | Marco 2 | Marco A | Marco B |
|------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------|
| | despl - despl.rel. | despl - despl.rel. | despl - despl.rel | despl - despl.rel |
| 1o. nivel | 2.10 cm - .0058 | 1.80 cm - .0050 | 2.10 cm - .0058 | 1.89 cm - .0053 |
| 2o. nivel | 5.64 cm - .0170 | 4.80 cm - .0090 | 5.70 cm - .0109 | 5.13 cm - .0098 |
| 3o. nivel | 9.60 cm - .0120 | 8.10 cm - .0100 | 9.75 cm - .0122 | 8.79 cm - .0110 |
| 4o. nivel | 13.59cm - .0120 | 11.67cm - .0108 | 13.92cm - .0125 | 12.48cm - .0112 |
| 5o. nivel | 17.43cm - .0116 | 14.94cm - .0099 | 18.00cm - .0120 | 16.08cm - .0109 |
| 6o. nivel | 21.03cm - .0109 | 18.03cm - .0094 | 21.72cm - .0113 | 19.35cm - .0099 |
| 7o. nivel | 24.27cm - .0098 | 20.82cm - .0085 | 25.08cm - .0102 | 22.35cm - .0091 |
| 8o. nivel | 27.15cm - .0087 | 23.31cm - .0075 | 28.05cm - .0090 | 24.99cm - .0080 |
| 9o. nivel | 29.40cm - .0068 | 25.41cm - .0064 | 30.54cm - .0076 | 27.21cm - .0067 |
| 10o. nivel | 31.59cm - .0066 | 27.09cm - .0051 | 32.55cm - .0061 | 29.01cm - .0055 |
| 11o. nivel | 33.06cm - .0044 | 28.38cm - .0039 | 34.02cm - .0044 | 30.33cm - .0040 |
| 12o. nivel | 34.11cm - .0031 | 29.25cm - .0026 | 35.04cm - .0031 | 31.20cm - .0026 |

Estructura 16 niveles:

| | Marco 1 | Marco 2 | Marco A | Marco B |
|------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------|
| | despl - despl.rel. | despl - despl.rel. | despl - despl.rel | despl - despl.rel |
| 1o. nivel | 2.37 cm - .0065 | 2.04 cm - .0056 | 2.37 cm - .0065 | 2.10 cm - .0058 |
| 2o. nivel | 6.30 cm - .0119 | 5.43 cm - .0101 | 6.36 cm - .0120 | 5.76 cm - .0110 |
| 3o. nivel | 10.38cm - .0124 | 9.27 cm - .0114 | 10.53cm - .0126 | 9.72 cm - .0120 |
| 4o. nivel | 14.58cm - .0127 | 13.23cm - .0120 | 14.82cm - .0129 | 13.80cm - .0123 |
| 5o. nivel | 18.72cm - .0125 | 17.13cm - .0118 | 19.05cm - .0127 | 17.94cm - .0121 |
| 6o. nivel | 22.74cm - .0122 | 20.94cm - .0114 | 23.19cm - .0124 | 21.87cm - .0119 |
| 7o. nivel | 26.70cm - .0120 | 24.60cm - .0110 | 27.27cm - .0122 | 25.80cm - .0118 |
| 8o. nivel | 30.60cm - .0118 | 28.11cm - .0105 | 31.20cm - .0119 | 29.61cm - .0115 |
| 9o. nivel | 34.50cm - .0113 | 31.20cm - .0093 | 35.10cm - .0116 | 33.00cm - .0103 |
| 10o. nivel | 38.10cm - .0110 | 34.20cm - .0090 | 39.00cm - .0113 | 36.30cm - .0100 |
| 11o. nivel | 41.70cm - .0109 | 37.20cm - .0090 | 42.60cm - .0110 | 39.00cm - .0082 |
| 12o. nivel | 45.00cm - .0098 | 39.60cm - .0073 | 46.20cm - .0107 | 41.70cm - .0081 |
| 13o. nivel | 47.70cm - .0083 | 41.70cm - .0064 | 48.90cm - .0085 | 43.80cm - .0063 |
| 14o. nivel | 50.40cm - .0075 | 43.50cm - .0055 | 51.00cm - .0064 | 45.60cm - .0054 |
| 15o. nivel | 52.20cm - .0053 | 44.70cm - .0037 | 52.50cm - .0055 | 46.80cm - .0037 |
| 16o. nivel | 53.40cm - .0038 | 45.90cm - .0035 | 53.70cm - .0037 | 48.00cm - .0036 |

Los marcos 3,4,D y E, por ser simétrica la estructura, presentan iguales distorsiones y desplazamientos a los mostrados anteriormente.

3.3 Demandas elásticas e inelásticas en los tres edificios.

Para obtener estas demandas se tomó en cuenta el marco B de cada tipo de estructura; se le dieron a éste las masas necesarias para que su periodo de vibración fuera igual al de la estructura completa.

3.3.1 Análisis estático no lineal.

Antes de realizar análisis dinámicos no lineales (paso a paso) en las estructuras, se realizaron análisis estáticos no lineales. Dado que el programa empleado para la obtención de la respuesta inelástica en este trabajo (DRAIN) no realiza este tipo de análisis, este se simuló como se describe a continuación.

Junto a cada edificio se modela un sistema rígido, el cual está conectado a la estructura como se muestra en la fig. 3.6. El cortante basal aplicado en la estructura es igual a

$$\sum k_i X_A = V_{basal} \quad \dots (3.1)$$

donde

$\sum k_i$ = suma de las rigideces de resortes en la altura del edificio.

X_A = desplazamiento lateral del punto A.

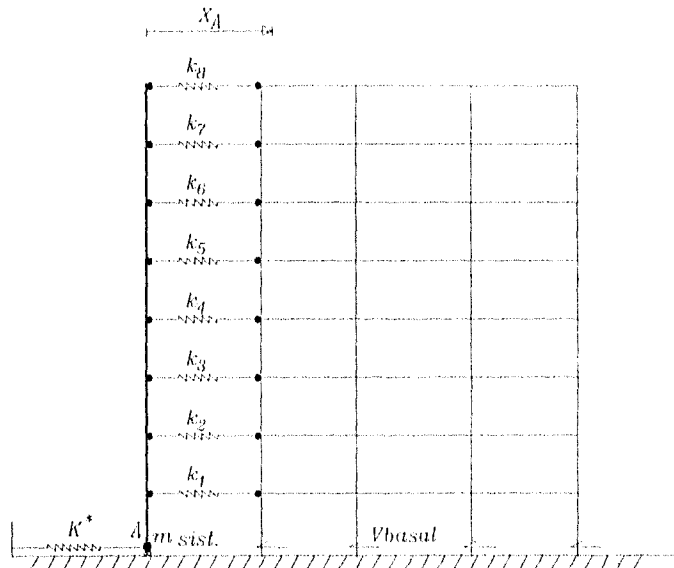


Fig. 3.6 Modelo artificial del sistema unido a un elemento rígido por medio de resortes para determinar su comportamiento elástico e inelástico.

Una primera estimación de la resistencia lateral de los edificios se obtuvo por medio de un análisis plástico simplificado basado en el principio del trabajo virtual. De dichos análisis se concluyó que para los tres edificios la formación del mecanismo, se inicia con la aparición de articulaciones plásticas en las trabes. Una vez obtenida una estimación del cortante basal resistente, se propone un desplazamiento máximo en el punto A para obtener la rigidez del sistema mediante la siguiente expresión

$$\sum k_i = \frac{V_{basal}}{X_A} \quad \dots (3.2)$$

Para encontrar la rigidez del resorte principal, la cuál debe ser significativamente mayor a la suma de la rigidez de los otros resortes, se propuso multiplicar la rigidez del sistema de resortes por un factor relativamente grande (en nuestro caso fue por 50), esto es

$$K^* = 50 \sum k_i \tag{3.3}$$

La rigidez total es igual a

$$K_T = K^* + \sum k_i \tag{3.4}$$

Proponiendo obtener este desplazamiento estático en determinado lapso de tiempo, obtenemos el periodo en el cual se tiene el desplazamiento previsto, a partir de un periodo supuesto de colapso

$$T/4 = 0.08 \text{ s.} \quad \text{por lo tanto} \quad T = 0.32 \text{ s.}$$

Finalmente, conociendo la rigidez total y el periodo del sistema global obtenemos la masa del sistema para este modelo

$$m = K_T \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \tag{3.5}$$

y la aceleración necesaria con la que se debe excitar la estructura es

$$\ddot{X}_g = \frac{X_d K_T}{m} \tag{3.6}$$

para lograr que fluya y obtener el registro de su comportamiento. Finalmente se aplica un movimiento de terreno de tipo impulsivo, el cual impone en la estructura un desplazamiento lateral monótono con una distribución de carga lateral preestablecida.

Siguiendo estos pasos para los tres edificios se obtuvieron curvas de fuerza-deformación para cada edificio, las cuales se muestran en la fig. 3.7. En estas gráficas se puede ver el valor máximo de desplazamiento de fluencia y su correspondiente valor de resistencia de fluencia (R_y) para cada estructura. A partir de estas gráficas se determinó el valor de la relación de endurecimiento (k^*/k) por deformación, la rigidez inicial del sistema (k) y la rigidez en el intervalo de fluencia (k^*).

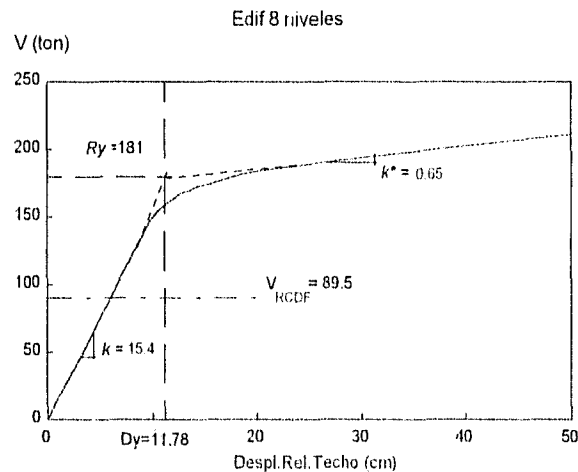


Fig. 3.7 Curvas de fuerza-deformación y sus parámetros característicos de los distintos edificios estudiados.

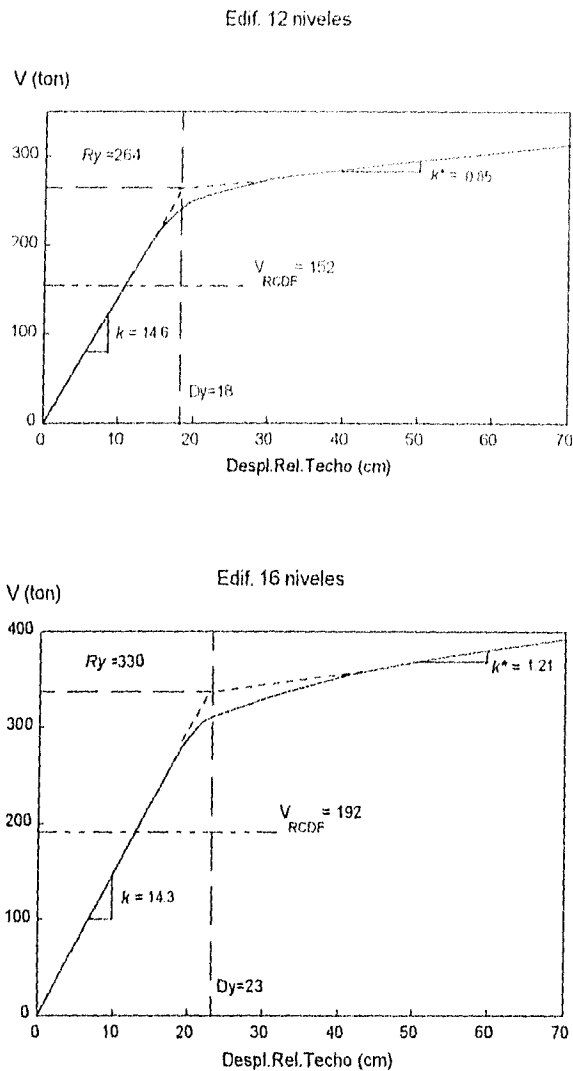


Fig. 3.7 Curvas de fuerza-deformación y sus parámetros característicos de los distintos edificios estudiados.(continuación)

Se obtiene el cortante de diseño de acuerdo al RCDF-93 y se indica su valor correspondiente para cada edificios dentro de su respectiva gráfica (V_{RCDF}). Este cortante de diseño es igual a la expresión

$$V_{RCDF} = (C_s / Q') W \dots (3.6b)$$

donde

C_s es el coeficiente sísmico, igual a 0,4 para el caso de las estructuras estudiadas; Q' es el factor de reducción por comportamiento sísmico, considerado como 3 para el análisis y diseño de los edificios y W es el peso del sistema estudiado, en este caso es el peso correspondiente al marco B que representa a cada estructura.

En las gráficas anteriores se aprecia que el cortante de diseño de acuerdo al RCDF-93 resulta ser aproximadamente 50% menor que la resistencia de fluencia encontrada para cada edificio.

Calculando para cada edificio el cociente del valor de resistencia de fluencia con respecto al cortante de diseño de acuerdo al RCDF-93 (R_f / V_{Edif}), tenemos: 2.02, 1.74 y 1.72 para los sistemas de 8, 12 y 16 niveles respectivamente.

Posteriormente se obtuvo la deformación de fluencia para cada entrepiso de cada edificio. Esto se obtuvo graficando el ciclo histérico de cada entrepiso ante una carga de tipo impulsiva. Se muestra como ejemplo en la fig. 3.8 el ciclo histérico del edificio de 8 niveles en el tercer entrepiso.

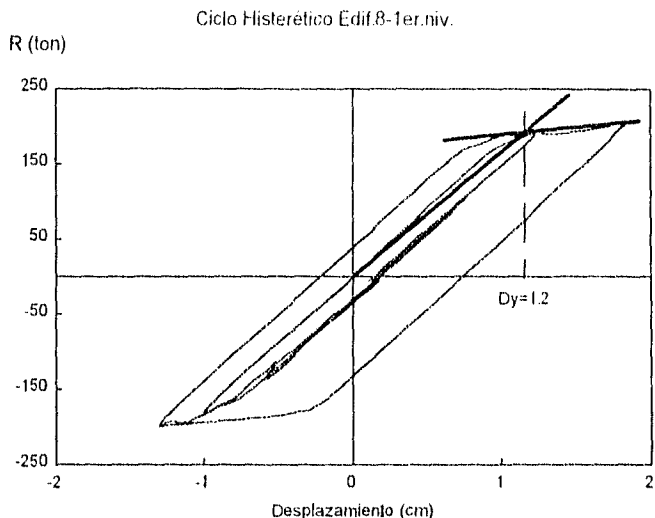


Fig. 3.8 Ciclo histérico del primer entrepiso del edificio de 8 niveles. Se indica el desplazamiento máximo elástico para este entrepiso.

De la misma manera se procedió en todos los niveles de cada edificio. En la tabla 3.6 se encuentran estos valores de desplazamientos de fluencia (en centímetros) tanto globales como locales de entrepiso para cada uno de los edificios

| Edificio 8 niveles | | Edificio 12 niveles | | Edificio 16 niveles | |
|--------------------|------|---------------------|------|---------------------|------|
| Nivel | Dy | Nivel | Dy | Nivel | Dy |
| 1 | 1.20 | 1 | 1.13 | 1 | 1.12 |
| 2 | 1.80 | 2 | 1.70 | 2 | 1.60 |
| 3 | 1.70 | 3 | 2.00 | 3 | 1.63 |
| 4 | 1.71 | 4 | 1.76 | 4 | 1.64 |
| 5 | 1.50 | 5 | 1.74 | 5 | 1.68 |
| 6 | 1.23 | 6 | 1.74 | 6 | 1.65 |
| 7 | 0.97 | 7 | 1.70 | 7 | 1.60 |
| 8 | 0.70 | 8 | 1.56 | 8 | 1.55 |
| Global | 11.8 | 9 | 1.43 | 9 | 1.54 |
| | | 10 | 1.30 | 10 | 1.53 |
| | | 11 | 1.06 | 11 | 1.53 |
| | | 12 | 0.78 | 12 | 1.49 |
| | | Global | 18.1 | 13 | 1.45 |
| | | | | 14 | 1.35 |
| | | | | 15 | 1.10 |
| | | | | 16 | 0.90 |
| | | Global 16 niv. | 23.1 | | |

Tabla 3.6. Desplazamientos máximos elásticos globales y locales para los tres edificios.

Es importante hacer notar que los desplazamientos de fluencia listados en la tabla 3.6, no corresponden al inicio del comportamiento no lineal (i.e., la formación de la primera articulación plástica), ni tampoco a la formación del mecanismo sino a un valor intermedio para establecer el comportamiento bilineal equivalente como se muestra en la figura 3.7.

3.3.2 Demandas inelásticas.

Se calcularon los desplazamientos máximos del techo y las distorsiones máximas de entrepiso de cada edificio mediante un análisis paso a paso bidimensional no lineal con cada una de las distintas historias registradas en los sismos mencionados, con la ayuda del programa Drain-2d. Se aplicó iterativamente un factor de escala de cada sismo para cada edificio (marco B correspondiente) con el propósito de obtener ductilidades locales (como demanda máxima) con valores iguales a 3, 4 y 5 (tolerando un error del 1% en este valor). En la tabla 3.7 aparecen para cada sismo y edificio, los desplazamientos máximos de cada entrepiso para un cierto factor de escala con el que se obtuvo la ductilidad deseada, y la ductilidad producida en cada entrepiso.

| EDIFICIO: 8 Niveles | | | REGISTRO: 0 6 2 5 EW | | | EDIFICIO: 12 Niveles | | | EDIFICIO: 16 Niveles | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------|-------------|-------------|----------------------|-------------|-------------|----------------------|-------------|-------------|----------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------|------|-------|
| $\mu^* = 3$ | FA.* = 4.10 | | $\mu^* = 4$ | FA.* = 4.70 | | $\mu^* = 5$ | FA.* = 5.30 | | $\mu^* = 3$ | FA.* = 3.41 | | $\mu^* = 4$ | FA.* = 3.95 | | $\mu^* = 5$ | FA.* = 4.31 | | $\mu^* = 3$ | FA.* = 3.03 | | $\mu^* = 4$ | FA.* = 3.38 | | $\mu^* = 5$ | FA.* = 4.80 | | | | |
| Nivel | DRM* | μ | Nivel | DRM* | μ | Nivel | DRM* | μ | Nivel | DRM* | μ | Nivel | DRM* | μ | Nivel | DRM* | μ | Nivel | DRM* | μ | Nivel | DRM* | μ | Nivel | DRM* | μ | Nivel | DRM* | μ |
| 1 | 3.58 | 2.98 | 1 | 4.83 | 4.03 | 1 | 6.03 | 5.02 | 1 | 3.36 | 2.98 | 1 | 4.53 | 4.01 | 1 | 5.72 | 5.06 | 1 | 3.34 | 2.98 | 1 | 4.51 | 4.03 | 1 | 5.58 | 4.96 | | | |
| 2 | 4.11 | 2.28 | 2 | 5.36 | 2.98 | 2 | 6.59 | 3.66 | 2 | 3.90 | 2.29 | 2 | 5.04 | 2.97 | 2 | 6.22 | 3.66 | 2 | 4.14 | 2.58 | 2 | 5.21 | 3.25 | 2 | 6.34 | 3.96 | | | |
| 3 | 4.06 | 2.39 | 3 | 5.40 | 3.17 | 3 | 6.71 | 3.94 | 3 | 3.95 | 1.97 | 3 | 5.10 | 2.55 | 3 | 6.37 | 3.18 | 3 | 4.39 | 2.69 | 3 | 5.37 | 3.29 | 3 | 6.71 | 4.11 | | | |
| 4 | 3.60 | 2.11 | 4 | 4.97 | 2.91 | 4 | 6.35 | 3.70 | 4 | 3.63 | 2.06 | 4 | 4.73 | 2.69 | 4 | 6.03 | 3.43 | 4 | 4.28 | 2.61 | 4 | 5.10 | 3.11 | 4 | 6.69 | 4.08 | | | |
| 5 | 2.96 | 1.98 | 5 | 4.28 | 2.95 | 5 | 5.63 | 3.75 | 5 | 3.21 | 1.89 | 5 | 4.05 | 2.33 | 5 | 5.19 | 2.98 | 5 | 3.92 | 2.33 | 5 | 4.59 | 2.73 | 5 | 6.39 | 3.80 | | | |
| 6 | 2.25 | 1.83 | 6 | 3.49 | 2.84 | 6 | 4.77 | 3.88 | 6 | 2.82 | 1.62 | 6 | 3.26 | 1.89 | 6 | 4.02 | 2.31 | 6 | 3.40 | 2.06 | 6 | 3.93 | 2.38 | 6 | 5.79 | 3.51 | | | |
| 7 | 1.56 | 1.61 | 7 | 2.61 | 2.69 | 7 | 3.76 | 3.88 | 7 | 2.39 | 1.40 | 7 | 2.62 | 1.55 | 7 | 3.13 | 1.84 | 7 | 2.86 | 1.78 | 7 | 3.24 | 2.02 | 7 | 5.06 | 3.16 | | | |
| 8 | 1.05 | 1.50 | 8 | 1.40 | 2.00 | 8 | 1.96 | 2.80 | 8 | 1.95 | 1.25 | 8 | 2.16 | 1.38 | 8 | 2.36 | 1.51 | 8 | 2.34 | 1.51 | 8 | 2.58 | 1.66 | 8 | 4.31 | 2.78 | | | |
| | | | | | | | | | 9 | 1.70 | 1.19 | 9 | 1.85 | 1.29 | 9 | 1.88 | 1.31 | 9 | 1.89 | 1.23 | 9 | 2.05 | 1.33 | 9 | 3.56 | 2.31 | | | |
| | | | | | | | | | 10 | 1.50 | 1.15 | 10 | 1.63 | 1.25 | 10 | 1.61 | 1.24 | 10 | 1.66 | 1.08 | 10 | 1.74 | 1.14 | 10 | 2.61 | 1.71 | | | |
| | | | | | | | | | 11 | 1.16 | 1.09 | 11 | 1.28 | 1.20 | 11 | 1.26 | 1.19 | 11 | 1.61 | 1.09 | 11 | 1.72 | 1.13 | 11 | 2.13 | 1.40 | | | |
| | | | | | | | | | 12 | 0.86 | 1.10 | 12 | 0.94 | 1.21 | 12 | 0.94 | 1.20 | 12 | 1.26 | 1.19 | 12 | 1.69 | 1.14 | 12 | 1.77 | 1.19 | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 13 | 1.47 | 1.01 | 13 | 1.59 | 1.10 | 13 | 1.76 | 1.22 | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 14 | 1.30 | 0.97 | 14 | 1.42 | 1.05 | 14 | 1.63 | 1.20 | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 15 | 1.11 | 1.01 | 15 | 1.19 | 1.09 | 15 | 1.38 | 1.25 | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 16 | 0.89 | 0.99 | 16 | 0.94 | 1.05 | 16 | 1.08 | 1.20 | | |

FA.* = factor de amplificación del sismo para obtener determinada ductilidad local.
 D.R.M.* = desplazamiento relativo máximo de entrepiso en centímetros.
 μ^* = ductilidad local máxima del sistema.
 μ = ductilidad local

Tabla 3.7 Demandas de deformaciones máximas de entrepiso para cada edificio bajo cada sismo para las ductilidades locales de 3, 4 y 5.

| REGISTRO: S C T 19 EW | | | | | | | | |
|-------------------------|------|-------------|-------------------------|------|-------------|-------------------------|------|-------------|
| EDIFICIO: 8 Niveles | | | | | | | | |
| $\mu^* = 3$ FA.* = 1.40 | | | $\mu^* = 4$ FA.* = 1.54 | | | $\mu^* = 5$ FA.* = 1.68 | | |
| Nivel | DRM* | μ | Nivel | DRM* | μ | Nivel | DRM* | μ |
| 1 | 3.62 | 3.01 | 1 | 4.86 | 4.05 | 1 | 6.04 | 5.03 |
| 2 | 4.17 | 2.32 | 2 | 5.42 | 3.01 | 2 | 6.64 | 3.68 |
| 3 | 4.25 | 2.50 | 3 | 5.48 | 3.23 | 3 | 6.82 | 4.01 |
| 4 | 3.91 | 2.28 | 4 | 5.08 | 2.97 | 4 | 6.53 | 3.82 |
| 5 | 3.31 | 2.21 | 5 | 4.44 | 2.96 | 5 | 5.95 | 3.97 |
| 6 | 2.60 | 2.12 | 6 | 3.70 | 3.01 | 6 | 5.22 | 4.24 |
| 7 | 1.87 | 1.93 | 7 | 2.86 | 2.94 | 7 | 4.24 | 4.36 |
| 8 | 1.15 | 1.64 | 8 | 1.60 | 2.28 | 8 | 2.43 | 3.47 |
| EDIFICIO: 12 Niveles | | | | | | | | |
| $\mu^* = 3$ FA.* = 0.92 | | | $\mu^* = 4$ FA.* = 1.16 | | | $\mu^* = 5$ FA.* = 1.34 | | |
| Nivel | DRM* | μ | Nivel | DRM* | μ | Nivel | DRM* | μ |
| 1 | 3.35 | 2.97 | 1 | 4.54 | 4.02 | 1 | 5.64 | 4.99 |
| 2 | 3.92 | 2.31 | 2 | 5.09 | 2.99 | 2 | 6.22 | 3.66 |
| 3 | 3.99 | 1.99 | 3 | 5.22 | 2.61 | 3 | 6.46 | 3.22 |
| 4 | 3.68 | 2.09 | 4 | 4.95 | 2.81 | 4 | 6.25 | 3.55 |
| 5 | 3.19 | 1.83 | 5 | 4.30 | 2.46 | 5 | 5.54 | 3.18 |
| 6 | 2.77 | 1.59 | 6 | 3.48 | 1.99 | 6 | 4.37 | 2.51 |
| 7 | 2.31 | 1.56 | 7 | 2.80 | 1.64 | 7 | 3.41 | 2.00 |
| 8 | 1.86 | 1.19 | 8 | 2.19 | 1.40 | 8 | 2.56 | 1.64 |
| 9 | 1.55 | 1.08 | 9 | 1.77 | 1.24 | 9 | 2.06 | 1.44 |
| 10 | 1.28 | 0.98 | 10 | 1.42 | 1.10 | 10 | 1.67 | 1.28 |
| 11 | 0.98 | 0.93 | 11 | 1.07 | 1.01 | 11 | 1.21 | 1.14 |
| 12 | 0.73 | 0.94 | 12 | 0.80 | 1.02 | 12 | 0.89 | 1.14 |
| EDIFICIO: 16 Niveles | | | | | | | | |
| $\mu^* = 3$ FA.* = 0.95 | | | $\mu^* = 4$ FA.* = 1.29 | | | $\mu^* = 5$ FA.* = 1.59 | | |
| Nivel | DRM* | μ | Nivel | DRM* | μ | Nivel | DRM* | μ |
| 1 | 3.42 | 3.05 | 1 | 4.51 | 4.03 | 1 | 5.55 | 4.96 |
| 2 | 4.28 | 2.68 | 2 | 5.35 | 3.34 | 2 | 6.38 | 3.99 |
| 3 | 4.68 | 2.87 | 3 | 5.74 | 3.51 | 3 | 6.80 | 4.17 |
| 4 | 4.71 | 2.87 | 4 | 5.69 | 3.47 | 4 | 6.75 | 4.11 |
| 5 | 4.45 | 2.65 | 5 | 5.32 | 3.16 | 5 | 6.35 | 3.78 |
| 6 | 3.99 | 2.42 | 6 | 4.72 | 2.86 | 6 | 5.72 | 3.47 |
| 7 | 3.39 | 2.11 | 7 | 3.98 | 2.48 | 7 | 4.92 | 3.08 |
| 8 | 2.75 | 1.77 | 8 | 3.23 | 2.09 | 8 | 4.08 | 2.64 |
| 9 | 2.17 | 1.40 | 9 | 2.59 | 1.68 | 9 | 3.31 | 2.15 |
| 10 | 1.84 | 1.20 | 10 | 2.08 | 1.36 | 10 | 2.43 | 1.59 |
| 11 | 1.85 | 1.21 | 11 | 1.92 | 1.25 | 11 | 2.06 | 1.35 |
| 12 | 1.83 | 1.23 | 12 | 1.95 | 1.31 | 12 | 1.99 | 1.34 |
| 13 | 1.71 | 1.18 | 13 | 1.93 | 1.33 | 13 | 2.04 | 1.41 |
| 14 | 1.54 | 1.14 | 14 | 1.77 | 1.31 | 14 | 1.92 | 1.42 |
| 15 | 1.29 | 1.17 | 15 | 1.48 | 1.35 | 15 | 1.64 | 1.49 |
| 16 | 1.02 | 1.13 | 16 | 1.15 | 1.28 | 16 | 1.28 | 1.42 |

FA.* = factor de amplificación del sismo para obtener determinada ductilidad local.
 DRM* = desplazamiento relativo máximo de entrepiso en centímetros.
 μ^* = ductilidad local máxima del sistema.
 μ = ductilidad local

Tabla 3.7 Demandas de deformaciones máximas de entrepiso para cada edificio bajo cada sismo para las ductilidades locales de 3, 4 y 5.(continuación)

| EDIFICIO: 8 Niveles | | | REGISTRO 5 6 2 5 1 15 | | | EDIFICIO: 12 Niveles | | | EDIFICIO: 16 Niveles | | | | | | | | |
|---------------------|-------------|-------|-----------------------|-------------|-------|----------------------|-------------|-------|----------------------|-------------|-------|---------------|-------------|-------|---------------|-------------|-------|
| $\mu_l^* = 3$ | FA.* = 4.52 | | $\mu_l^* = 4$ | FA.* = 5.77 | | $\mu_l^* = 5$ | FA.* = 6.23 | | $\mu_l^* = 3$ | FA.* = 3.55 | | $\mu_l^* = 4$ | FA.* = 4.07 | | $\mu_l^* = 5$ | FA.* = 4.41 | |
| Nivel | DRM* | μ | Nivel | DRM* | μ | Nivel | DRM* | μ | Nivel | DRM* | μ | Nivel | DRM* | μ | Nivel | DRM* | μ |
| 1 | 3.55 | 2.97 | 1 | 4.03 | 4.02 | 1 | 5.99 | 4.99 | 1 | 3.38 | 2.98 | 1 | 4.51 | 3.99 | 1 | 5.68 | 5.03 |
| 2 | 4.09 | 2.27 | 2 | 5.29 | 2.94 | 2 | 6.53 | 3.26 | 2 | 3.95 | 2.32 | 2 | 5.05 | 2.97 | 2 | 6.21 | 3.65 |
| 3 | 4.02 | 2.36 | 3 | 5.24 | 3.08 | 3 | 6.59 | 3.88 | 3 | 4.10 | 2.05 | 3 | 5.14 | 2.57 | 3 | 6.33 | 3.17 |
| 4 | 3.50 | 2.04 | 4 | 4.75 | 2.78 | 4 | 6.21 | 3.63 | 4 | 3.86 | 2.19 | 4 | 4.76 | 2.70 | 4 | 5.99 | 3.40 |
| 5 | 2.81 | 1.87 | 5 | 4.06 | 2.71 | 5 | 5.50 | 3.67 | 5 | 3.38 | 1.94 | 5 | 4.04 | 2.32 | 5 | 5.13 | 2.95 |
| 6 | 2.10 | 1.71 | 6 | 3.32 | 2.70 | 6 | 4.69 | 3.81 | 6 | 2.98 | 1.71 | 6 | 3.19 | 1.83 | 6 | 3.93 | 2.25 |
| 7 | 1.51 | 1.56 | 7 | 2.47 | 2.55 | 7 | 3.63 | 3.74 | 7 | 2.53 | 1.49 | 7 | 2.62 | 1.54 | 7 | 3.05 | 1.77 |
| 8 | 1.07 | 1.52 | 8 | 1.38 | 1.97 | 8 | 1.82 | 2.59 | 8 | 2.08 | 1.33 | 8 | 2.14 | 1.37 | 8 | 2.30 | 1.47 |
| | | | | | | | | | 9 | 1.74 | 1.22 | 9 | 1.80 | 1.26 | 9 | 1.87 | 1.30 |
| | | | | | | | | | 10 | 1.46 | 1.12 | 10 | 1.54 | 1.18 | 10 | 1.55 | 1.19 |
| | | | | | | | | | 11 | 1.13 | 1.07 | 11 | 1.19 | 1.13 | 11 | 1.20 | 1.13 |
| | | | | | | | | | 12 | 0.84 | 1.07 | 12 | 0.89 | 1.13 | 12 | 0.89 | 1.14 |

FA.* = factor de amplificación del sismo para obtener determinada ductilidad local.
 DRM* = desplazamiento relativo máximo de entrepiso en centímetros.
 μ_l^* = ductilidad local máxima del sistema.
 μ = ductilidad local

Tabla 3.7 Demandas de deformaciones máximas de entrepiso para cada edificio bajo cada sismo para las ductilidades locales de 3, 4 y 5.(continuación)

3.3.3 Demandas elásticas.

Posteriormente se realizó un análisis dinámico elástico de cada edificio aplicando cada factor de escala sísmica anteriormente encontrado para cada caso y se determinaron las demandas de desplazamientos elásticos correspondientes. Una relación entre los desplazamientos inelásticos y elásticos fue elaborada. En la tabla 3.8 encontramos los desplazamientos tanto elásticos como inelásticos de azotea producidos por un determinado sismo factorizado para alcanzar la ductilidad local deseada.

| Desplazamientos máximos de azotea | | | | | | |
|-----------------------------------|---------|---------------|-----------|-------------|--------------|------------|
| Registro SCF-19.EW | | | | | | |
| No.Niv. | T/T_g | μ_{Local} | Fact.Esc. | Despl.Inel. | Despl.Elást. | Rel.Despl. |
| 8 | 0.58 | 3.00 | 1.40 | 24.50 | 15.95 | 1.54 |
| | | 4.00 | 1.54 | 32.83 | 17.54 | 1.87 |
| | | 5.00 | 1.68 | 42.97 | 19.14 | 2.25 |
| 12 | 0.76 | 3.00 | 0.92 | 27.43 | 30.52 | 0.90 |
| | | 4.00 | 1.16 | 36.00 | 38.49 | 0.94 |
| | | 5.00 | 1.34 | 44.10 | 44.46 | 0.99 |
| 16 | 0.88 | 3.00 | 0.95 | 40.71 | 64.83 | 0.63 |
| | | 4.00 | 1.29 | 50.60 | 88.03 | 0.57 |
| | | 5.00 | 1.59 | 60.56 | 108.51 | 0.56 |
| Registro 0625.EW | | | | | | |
| No.Niv. | T/T_g | μ_{Local} | Fact.Esc. | Despl.Inel. | Despl.Elást. | Rel.Despl. |
| 8 | 0.41 | 3.00 | 4.10 | 22.85 | 19.67 | 1.16 |
| | | 4.00 | 4.70 | 32.06 | 22.55 | 1.42 |
| | | 5.00 | 5.30 | 41.49 | 25.43 | 1.63 |
| 12 | 0.53 | 3.00 | 3.41 | 28.08 | 27.75 | 1.01 |
| | | 4.00 | 3.95 | 35.38 | 32.15 | 1.10 |
| | | 5.00 | 4.31 | 43.32 | 35.08 | 1.23 |
| 16 | 0.62 | 3.00 | 3.03 | 35.89 | 34.05 | 1.05 |
| | | 4.00 | 3.38 | 43.93 | 37.98 | 1.16 |
| | | 5.00 | 4.80 | 58.33 | 53.94 | 1.08 |
| Registro 5625.NS | | | | | | |
| No.Niv. | T/T_g | μ_{Local} | Fact.Esc. | Despl.Inel. | Despl.Elást. | Rel.Despl. |
| 8 | 0.48 | 3.00 | 4.52 | 22.09 | 26.76 | 0.82 |
| | | 4.00 | 5.77 | 30.18 | 34.17 | 0.88 |
| | | 5.00 | 6.23 | 39.55 | 36.89 | 1.07 |
| 12 | 0.62 | 3.00 | 3.55 | 29.89 | 29.37 | 1.02 |
| | | 4.00 | 4.07 | 34.98 | 33.67 | 1.04 |
| | | 5.00 | 4.41 | 42.36 | 36.49 | 1.16 |
| 16 | 0.72 | 3.00 | 3.09 | 38.10 | 43.94 | 0.87 |
| | | 4.00 | 3.60 | 45.86 | 51.19 | 0.90 |
| | | 5.00 | 4.50 | 55.72 | 63.99 | 0.87 |

D.Local=Ductilidad local.
 Despl.Inel.=Desplazamiento inelástico
 Fact.Esc.=Factor de escala del sismo para la ductilidad corresp.
 Rel.Despl.= Desplazamiento inelástico / desplazamiento elástico

Tabla 3.8 Desplazamientos máximos de azotea elásticos e inelásticos.

Al comparar las relaciones de desplazamientos, correspondientes a cada ductilidad y edificio, con las gráficas de relación de desplazamientos inelásticos a elásticos de S1GL para cada sismo (secc.2.2.5.1, fig.2.11), se observa que la relación de desplazamientos inelásticos a elásticos de azotea bajo cada registro factorizado para alcanzar la ductilidad deseada en SMGL sigue la misma tendencia que el S1GL; cuando la relación para los edificios de T/T_c es aproximadamente menor a 0.6, el desplazamiento inelástico es mayor al elástico y se incrementa conforme aumenta la ductilidad. Al aproximarse la relación de T/T_c a uno los desplazamientos inelásticos son menores a los elásticos y disminuyen conforme aumenta la ductilidad.

Del sistema global de cada edificio se conoce su desplazamiento de fluencia como los desplazamientos máximos sufridos por éstos. A partir de esta información se obtiene la ductilidad global del sistema. Empleando un sistema equivalente para llevar de los SMGL a S1GL (secc. 3.5), se logró obtener la ductilidad máxima que desarrolla un S1GL equivalente al de múltiples grados de libertad. Estos datos se muestran en la tabla 3.9.

| RELACION DE DUCTILIDADES | | | | | |
|--------------------------|--------------|---------|------------|-------------------|-----------------|
| Registro SCF-19.EW | | | | | |
| No.Niv. | μ .Local | Dy SMGL | Despl.Máx. | μ global SMGL | μ máx. S1GL |
| 8 | 3.00 | 11.78 | 24.50 | 2.08 | 1.79 |
| | 4.00 | | 32.83 | 2.79 | 2.37 |
| | 5.00 | | 42.97 | 3.65 | 3.13 |
| 12 | 3.00 | 18.08 | 27.43 | 1.52 | 1.71 |
| | 4.00 | | 36.00 | 1.99 | 2.11 |
| | 5.00 | | 44.10 | 2.44 | 2.87 |
| 16 | 3.00 | 23.07 | 40.71 | 1.76 | 2.06 |
| | 4.00 | | 50.60 | 2.19 | 2.58 |
| | 5.00 | | 60.56 | 2.63 | 3.17 |
| Registro 0625.EW | | | | | |
| No.Niv. | μ .Local | Dy SMGL | Despl.Máx. | μ global SMGL | μ máx. S1GL |
| 8 | 3.00 | 11.78 | 22.85 | 1.94 | 1.75 |
| | 4.00 | | 32.06 | 2.72 | 2.39 |
| | 5.00 | | 41.49 | 3.52 | 3.19 |
| 12 | 3.00 | 18.08 | 28.08 | 1.55 | 1.67 |
| | 4.00 | | 35.38 | 1.96 | 2.02 |
| | 5.00 | | 43.32 | 2.40 | 2.32 |
| 16 | 3.00 | 23.07 | 35.89 | 1.56 | 1.70 |
| | 4.00 | | 43.93 | 1.90 | 2.08 |
| | 5.00 | | 58.33 | 2.53 | 3.40 |
| Registro 5625.NS | | | | | |
| No.Niv. | μ .Local | Dy SMGL | Despl.Máx. | μ global SMGL | μ máx. S1GL |
| 8 | 3.00 | 11.78 | 22.09 | 1.88 | 2.12 |
| | 4.00 | | 30.18 | 2.56 | 3.21 |
| | 5.00 | | 39.55 | 3.35 | 3.25 |
| 12 | 3.00 | 18.08 | 29.89 | 1.59 | 2.23 |
| | 4.00 | | 34.98 | 1.94 | 2.28 |
| | 5.00 | | 42.36 | 2.34 | 2.39 |
| 16 | 3.00 | 23.07 | 38.10 | 1.65 | 1.73 |
| | 4.00 | | 45.86 | 1.99 | 2.27 |
| | 5.00 | | 55.72 | 2.42 | 2.93 |

Dy SMGL = Desplazamiento de fluencia para cada edificio.
 Despl.Máx. = Desplazamiento máximo del techo
 μ global SMGL = ductilidad global para cada edificio.
 μ máx. = ductilidad equivalente para un S1GL con la resistencia de cada edificio.

Tabla 3.9 Ductilidades de los sistemas globales y las obtenidas para S1GL equivalentes a cada uno de los sistemas.

3.3.4 Resistencias para los SMGL y S1GL equivalentes.

Finalmente en este método paso a paso se obtuvieron resistencias para los S1GL con las propiedades equivalentes para representar a los SMGL trabajados. Se compararon estas resistencias, tabla 3.10, y se obtuvo una relación entre el comportamiento real y el que se obtiene de trabajar con sistemas de un solo grado de libertad.

Esta relación de resistencias (última columna de la tabla 3.10) representa el factor por el cual se debe afectar la resistencia lateral del S1GL (con propiedades características equivalentes al SMGL) para obtener la resistencia necesaria de un SMGL determinado y controlar sus demandas de ductilidad local (entrepiso) con un valor igual a la demanda de ductilidad del S1GL.

| RELACION DE RESISTENCIA | | | | | |
|-------------------------------------------------------------------------------|-------------|-----------|------------|------------|-------------|
| Registro SCI-19.EW | | | | | |
| No.Niv. | μ Local | Fact.Esc. | Ry SMGL | Ry S1GL | Rel.Resist. |
| 8 | 3.00 | 1.40 | | 154.23 | 1.18 |
| | 4.00 | 1.54 | 181.66 | 152.36 | 1.19 |
| | 5.00 | 1.68 | | 149.31 | 1.22 |
| 12 | 3.00 | 0.92 | | 176.33 | 1.50 |
| | 4.00 | 1.15 | 264.30 | 147.04 | 1.80 |
| | 5.00 | 1.34 | | 130.25 | 2.03 |
| 16 | 3.00 | 0.95 | | 198.68 | 1.66 |
| | 4.00 | 1.29 | 330.76 | 198.72 | 1.66 |
| | 5.00 | 1.56 | | 198.09 | 1.67 |
| Registro 0625.EW | | | | | |
| No.Niv. | μ Local | Fact.Esc. | Ry SMGL | Ry S1GL | Rel.Resist. |
| 8 | 3.00 | 4.10 | | 143.16 | 1.27 |
| | 4.00 | 4.70 | 181.66 | 145.59 | 1.25 |
| | 5.00 | 5.30 | | 150.06 | 1.21 |
| 12 | 3.00 | 3.41 | | 188.44 | 1.40 |
| | 4.00 | 3.95 | 264.30 | 179.84 | 1.47 |
| | 5.00 | 4.31 | | 159.30 | 1.66 |
| 16 | 3.00 | 3.03 | | 239.50 | 1.38 |
| | 4.00 | 3.38 | 330.76 | 199.35 | 1.66 |
| | 5.00 | 4.80 | | 241.17 | 1.37 |
| Registro 5625.N5 | | | | | |
| No.Niv. | μ Local | Fact.Esc. | Ry SMGL | Ry S1GL | Rel.Resist. |
| 8 | 3.00 | 4.52 | | 159.27 | 1.14 |
| | 4.00 | 5.77 | 181.66 | 155.06 | 1.17 |
| | 5.00 | 6.23 | | 154.44 | 1.18 |
| 12 | 3.00 | 3.55 | | 206.72 | 1.28 |
| | 4.00 | 4.07 | 264.30 | 179.37 | 1.47 |
| | 5.00 | 4.41 | | 156.84 | 1.68 |
| 16 | 3.00 | 3.09 | | 222.43 | 1.49 |
| | 4.00 | 3.60 | 330.76 | 202.11 | 1.63 |
| | 5.00 | 4.50 | | 212.56 | 1.55 |
| Ry SMGL=Resistencia de fluencia de los distintos edificios | | | | | |
| Ry S1GL=Resistencia de fluencia de S1GL con propiedades equivalentes del SMGL | | | | | |
| Rel.Resist. = Relación de resistencias, (Ry de SMGL / Ry de S1GL) | | | | | |

Tabla 3.10 Relación de resistencias de SMGL con respecto a los S1GL equivalentes.

De la tabla 3.10 se puede afirmar que la relación de resistencia es mayor que 1 lo que indica que si a un SMGL se le da la resistencia obtenida de un S1GL, el SMGL demandará una ductilidad mayor local a la esperada. Además se puede ver que para una misma excitación, en general, este cociente de resistencia se incrementa con el número de niveles y con el nivel de deformación inelástica máxima de entrepiso.

3.4 Método I. Determinación de demandas elásticas e inelásticas aproximadas.

Este primer método se basa en estudios de Miranda et al.²⁶ para el desarrollo de un sistema experto para estimar daños en edificios del Distrito Federal en un proyecto patrocinado por la Asociación Mexicana de Instituciones de Seguros (AMIS).

El método se basa en la estimación de la distorsión máxima de entrepiso a partir de la estimación de la demanda de desplazamiento lateral máxima en la azotea de un edificio; esta demanda de desplazamiento lateral se estima a partir del desplazamiento máximo en un SIGL con comportamiento elástico.

La distorsión de entrepiso se define como el desplazamiento lateral relativo entre dos pisos subsiguientes dividido entre la altura de entrepiso.

$$\gamma_i = \frac{\Delta_i - \Delta_{e1}}{h_i} = \frac{\Delta_i}{H_i} - \frac{\Delta_{e1}}{H_{e1}} \quad \dots \dots (3.7)$$

donde

$\Delta_i - \Delta_{e1}$ = el desplazamiento lateral relativo del piso i respecto al desplazamiento lateral del terreno.

H_i = la altura del piso i

h_i = la altura del entrepiso i .

Para poder estimar esta distorsión (expresión 3.7) es necesario antes estimar el desplazamiento máximo en la azotea de un edificio.

Clough y Penzien²⁷, para una estructura con comportamiento elástico, obtuvieron el desplazamiento en el techo calculando la suma de las contribuciones modales, es decir

$$\Delta_a = \sum_{i=1}^n \Delta_{ai} \quad \dots \dots (3.8)$$

donde

Δ_a = desplazamiento en la azotea

Δ_{ai} = contribución del modo i a dicha respuesta

n = número de grados de libertad dinámicos en la estructura.

El valor del desplazamiento máximo en la azotea puede obtenerse con buena aproximación a partir de la respuesta máxima del primer modo de vibración de la estructura,

$$\Delta_a \approx \frac{L_1}{M_1} S_d \quad \dots \dots (3.9)$$

donde S_d es el desplazamiento máximo del SIGL con comportamiento elástico y M_1 es la masa generalizada del primer modo

$$M_1 = \{\Phi_1\}^T [m] \{\Phi_1\} \quad \dots \dots (3.10)$$

$$L_1 = \{\Phi_1\}^T [m] \{1\} \quad \dots \dots (3.11)$$

donde

$\{\Phi_1\}$ es el primer modo de vibrar de la estructura, $[m]$ la matriz de masas y $\{1\}$ es un vector unitario.

En este primer método se denomina β_1 al factor de amplificación que multiplica al desplazamiento espectral asociado al periodo fundamental de la estructura para obtener el desplazamiento en la azotea en un sistema elástico, esto es,

$$\Delta_{top} = \alpha \cdot \Delta_{top} \tag{3.12}$$

donde

$$\beta_1 = \frac{L_1}{M_1} \tag{3.13}$$

Si se asume una distribución uniforme de masas y un primer modo lineal de tipo triangular invertido, este factor de amplificación tiende a un valor máximo de 1.5 al aumentar el número de pisos, lo cual resulta conservador para estructuras a base de marcos en las que su configuración deformada ante cargas laterales se asemeja más a la de un sistema de cortante o ligeramente no conservador para sistemas exclusivamente a base de muros estructurales en los que su configuración deformada se asemeja a una viga de flexión.

Para mejorar la estimación de este factor de amplificación y otros necesarios para estimar la distorsión máxima, Miranda²⁶ estudió sistemas extremos (viga de corte y viga de flexión) y sistemas intermedios. Estudió sistemas a base de muros o marcos contraventeados, en los que predominan las deformaciones globales por flexión (*EI*) y otros a base de marcos en los que predominan las deformaciones globales por corte (*GA*), en este último solo se consideró la rigidez a flexión de traveses y columnas y se supuso que tanto traveses como columnas son rígidos axialmente. La ecuación diferencial que controla las deformaciones laterales de dicho sistema ocasionadas por cargas laterales está dada por

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} - GA \frac{d^2 y}{dz^2} = w(z) \tag{3.14}$$

donde

EI es la rigidez equivalente a flexión de los muros o marcos contraventeados, *GA* es la rigidez lateral equivalente de los marcos, *y* es el desplazamiento lateral y *w(z)* es la carga lateral.

Esta expresión 3.14 asume que la rigidez lateral permanece constante en toda la altura del edificio.

La rigidez lateral equivalente *GA* de un marco, tomando en cuenta el cortante de cada entrepiso y su distorsión de entrepiso, se puede obtener a partir de la expresión 3.15, o bien si se conoce la inercia de la columna y las traveses se puede calcular con la expresión 3.16.

$$GA = \frac{Vh_c - V_c}{\Delta} \tag{3.15}$$

$$GA = \frac{12 E_c I_c}{h_c \left(\frac{1}{I_{tr}/L} + \frac{1}{I_c} \right)} \tag{3.16}$$

Se introduce en la expresión 3.14 un parámetro que permite distinguir y medir configuraciones deformadas entre los casos extremos de viga de corte y de flexión, quedando de la forma

$$\frac{d^4 y}{dz^4} - \alpha^2 \frac{d^2 y}{dz^2} = \frac{w(z)}{EI} \tag{3.17}$$

donde

$$\alpha^2 = GA / EI \tag{3.18}$$

Para una carga lateral triangular invertida, las cargas laterales en la ecuación 3.17 toman la siguiente forma:

$$w(z) = W_{max} \left(\frac{z}{h} \right) \tag{3.19}$$

ESTA TESIS NO PUEDE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

donde

W_{max} es la amplitud de la carga lateral en la azotea del edificio y H es la altura del edificio.

La solución general de la expresión 3.17 está dada por:

$$y_g = \alpha A \cosh \alpha z + \alpha B \sinh \alpha z \quad \dots (3.20)$$

donde A y B son constantes que dependen de las condiciones de frontera. A su vez la solución particular de la ecuación 3.20 está dada por

$$y_p = Cz + D - \frac{W_{max} z^3}{6\alpha^2 EI} \quad \dots (3.21)$$

donde C y D son constantes que también dependen de las condiciones de frontera. La solución total está dada por la suma de la solución general y la particular obteniendo

$$y = \alpha A \cosh \alpha z + \alpha B \sinh \alpha z + Cz + D - \frac{W_{max} z^3}{6\alpha^2 EI} \quad \dots (3.22)$$

Las condiciones de frontera de la ecuación 3.17 son

a) Empotramiento en la base de la estructura.

$$y(0) = 0 \quad \dots (3.23)$$

$$\frac{dy(0)}{dz} = 0 \quad \dots (3.24)$$

b) Momento igual a cero en la parte superior del muro o marco contraventeado

$$M(H) = EI \frac{d^2y(H)}{dz^2} = 0 \quad \dots (3.25)$$

c) Cortante igual a cero en la parte superior de la estructura

$$\frac{d^3y(H)}{dz^3} - \alpha^2 \frac{dy(H)}{dz} = 0 \quad \dots (3.26)$$

Substituyendo estas condiciones de frontera (3.23-3.26) en la expresión general 3.22 y resolviendo el sistema de cuatro ecuaciones con cuatro incógnitas se obtienen los valores de las constantes

$$A = \frac{2W_{max} - W_{max}H^2\alpha^2}{2EI\alpha^3H} \quad \dots (3.27)$$

$$B = \frac{1}{\cosh \alpha H EI \alpha^2} \left[\frac{W_{max}}{\alpha^2} - \frac{(2W_{max} - W_{max}H^2\alpha^2) \sinh \alpha H}{H} \right] \quad \dots (3.28)$$

$$C = \frac{-2W_{max} + W_{max}H^2\alpha^2}{2EI\alpha^3H} \quad \dots (3.29)$$

$$D = \frac{1}{\cosh \alpha H EI \alpha^2} \left[\frac{(2W_{max} - W_{max}H^2\alpha^2) \sinh \alpha H}{2\alpha^4 H} - \frac{W_{max}}{\alpha^2} \right] \quad \dots (3.30)$$

Por lo que la solución general, sustituyendo las expresiones 3.37 a 3.30 en la 3.22 está dada por

$$\eta(z) = \frac{W m_0 \alpha H^3}{kI} \left\{ \frac{1}{\alpha^3 H} \left[\frac{\alpha H \sinh \alpha H - \cosh \alpha H}{2} \left(\frac{\cosh \alpha z - 1}{\cosh \alpha H} \right) \right. \right. \\
 \left. \left. + \left(\frac{z \sinh \alpha z}{H} - \frac{\cosh \alpha z}{\alpha H} \right) \left(\frac{\alpha^2 z}{2} - \frac{1}{6} \right) - \frac{\alpha^2 z^3}{6} \left(\frac{z}{H} \right) \right] \right\} \quad \dots (3.31)$$

La configuración deformada expresada en esta ecuación anterior (3.22) está en función del parámetro adimensional αH . Cuando esta configuración es igual a cero se tiene una configuración deformada como la de una viga de flexión, mientras que cuando ésta tiende a infinito se tiene una configuración deformada como la de una viga de cortante. En la figura 3.9 se muestra la variación en la configuración deformada para diferentes valores de αH . Los desplazamientos laterales en esta figura están normalizados, para cada valor de αH , con respecto al desplazamiento en la altura efectiva H_e definida como

$$H_e = \frac{\sum_{j=1}^N H_j m_j y_j}{\sum_{j=1}^N m_j y_j} \quad \dots (3.31a)$$

donde

y_j, m_j y H_j son el desplazamiento lateral, la masa y la altura del nivel j .

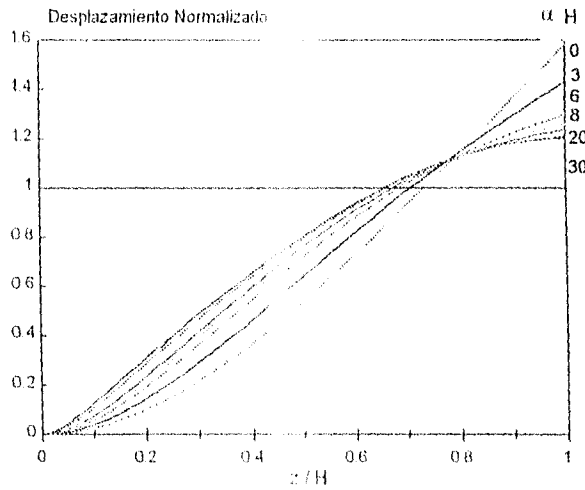


Fig. 3.9 Configuración deformada para diferentes valores de αH .

Si se utilizan las configuraciones deformadas calculadas con la ecuación 3.31 en el cálculo del factor de amplificación B , para calcular el desplazamiento en la azotea en función del desplazamiento espectral, la expresión 3.13 se modifica quedando como la expresión 3.32

$$\beta_1 = \frac{\sum_{i=1}^N y(z)_i}{\sum_{i=1}^N y(z)_i^2} \dots (3.32)$$

donde $y(z)_i$ es el desplazamiento lateral en el nivel i de un edificio de N pisos y es adimensional pues al obtenerlo de la expresión 3.31, se encuentra normalizado (función de z/H).

La figura 3.10 muestra los factores de amplificación mejorados tomando en cuenta la diferencia en configuración deformada para diferentes valores del parámetro adimensional αH . Los valores máximos de amplificación se encuentran entre 1.285 para valores grandes de αH (edificios que se deforman lateralmente como una viga de cortante) y 1.55 para valores de αH cercanos a cero (edificios que se deforman lateralmente como una viga de flexión).

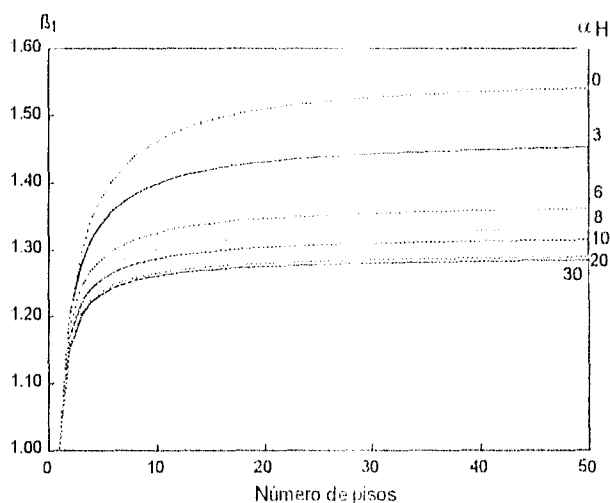


Fig. 3.10 Factores de amplificación β_1 relacionando la configuración deformada.

Una medida de la distorsión global en el edificio, se obtuvo mediante el cociente de desplazamiento máximo en azotea entre la altura total de la estructura que corresponde a una

$$\gamma_g = \frac{y(z=H)}{H} \dots (3.33)$$

distorsión promedio en el edificio

$$\gamma_g = \frac{W_{max} \alpha H^3}{EI} \left\{ \frac{1}{\alpha^4 I^2} \left[\frac{\alpha H \operatorname{senh} \alpha H}{2} - \frac{\operatorname{senh} \alpha H}{\alpha H} \right] \frac{(\cosh \alpha H - 1)}{\cosh \alpha H} + \left(1 - \frac{\operatorname{senh} \alpha H}{\alpha H} \right) \left(\frac{\alpha^2 H^2}{2} - 1 \right) - \frac{\alpha^2 I^2}{6} \right\} \dots (3.34)$$

substituyendo 3.31 en 3.33 se tiene

Sin embargo, la distorsión no es uniforme en toda la altura del edificio, por lo que la ecuación 3.34 subestimaría la distorsión máxima de entrepiso.

La distorsión de entrepiso en función de la altura se puede obtener a partir de la derivada de la expresión 3.31 con respecto a z

$$\gamma(z) = \frac{dy(z)}{dz} \dots (3.35)$$

Substituyendo 3.31 en 3.35 y derivando

$$\gamma(z) = \frac{w_{max}H}{L} \left\{ \frac{\alpha H}{L} \left(\frac{\cosh \alpha z}{\cosh \alpha H} - \frac{\sinh \alpha z}{\sinh \alpha H} \right) + \frac{\sinh \alpha z}{\cosh \alpha H} \right\} \left(\frac{\alpha H}{2} - 1 \right) - \frac{\alpha z}{2} \left(\frac{z}{H} \right) \quad (3.36)$$

Se puede obtener la distorsión de entrepiso a cualquier altura del edificio, a partir de la distorsión global por medio de la expresión 3.37

$$\gamma(z) = \beta_2(z) \gamma_g \quad (3.37)$$

donde

$$\beta_2(z) = \frac{d\gamma(z)}{d\gamma_g} = \frac{H}{\gamma(z, H)} \quad (3.38)$$

En la ecuación 3.37 el factor $\beta_2(z)$ es un factor de amplificación el cual permite obtener una estimación de la distorsión de entrepiso a cualquier altura del edificio si se conoce la distorsión global. El factor de amplificación $\beta_2(z)$ se obtiene sustituyendo 3.34 y 3.36 en 3.38

$$\beta_2(z) = \frac{\left(\frac{\alpha H \sinh \alpha z}{2} - \frac{\sinh \alpha z}{\alpha H} + \frac{\sinh \alpha z}{\cosh \alpha H} \right) + \left(1 - \frac{\cosh \alpha z}{\alpha H} \right) \left(\frac{\alpha H}{2} - 1 \right) - \frac{\alpha z}{2} \left(\frac{z}{H} \right)}{\left(\frac{\alpha H \sinh \alpha H}{2} - \frac{\sinh \alpha H}{\alpha H} + \frac{\sinh \alpha H}{\cosh \alpha H} \right) + \left(1 - \frac{\cosh \alpha H}{\alpha H} \right) \left(\frac{\alpha H}{2} - 1 \right) - \frac{\alpha H^2}{6}} \quad (3.39)$$

En esta ecuación 3.39, $\beta_2(z)$ es función únicamente de z/H y αH .

La distorsión máxima de entrepiso se obtiene de

$$\gamma_{max} = \left[\gamma(z) \right]_{max} = \beta_2 \gamma_g \quad (3.40)$$

donde

$$\beta_2 = \left[\beta_2(z) \right]_{max} \quad (3.41)$$

Para obtener la máxima distorsión de entrepiso, es necesario antes determinar a que altura ocurre ésta. Dicha altura se obtiene a partir de igualar a cero la derivada de la ecuación 3.36

$$\frac{d\gamma(z)}{dz} = \frac{d^2\gamma(z)}{dz^2} = 0 \quad (3.42)$$

Al resolverse numéricamente la expresión 3.42 puede verse en la fig. 3.11 que la altura z/H en la cual ocurre la máxima distorsión disminuye con incrementos en el valor de αH , existiendo una mayor variación para valores de αH menores que 5. Para edificios cuya deformación se asemeja a la de una viga de flexión $\alpha H = 0$, la máxima distorsión se presenta en la parte superior de la estructura, y en la medida que el edificio se va comportando como viga de cortante, la altura a la cual ocurre la máxima distorsión disminuye.

Sustituyendo la solución 3.42 en 3.39 se obtiene el factor de amplificación β_2 , el cual permite obtener la distorsión máxima de entrepiso, γ_{max} , a partir de la distorsión global, γ_g . En la fig. 3.12 se grafica el factor de amplificación β_2 .

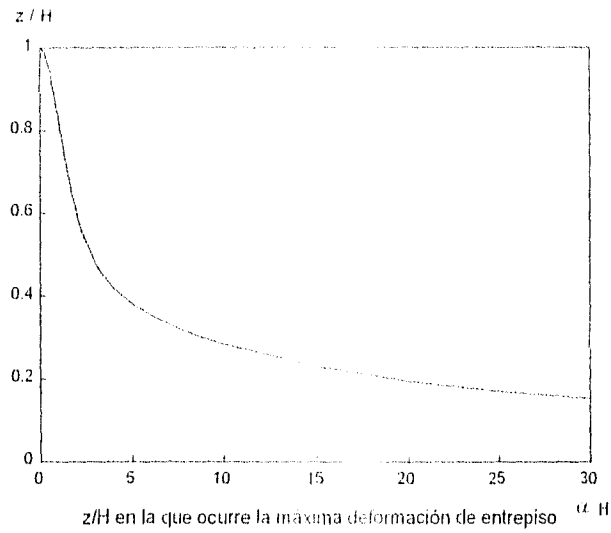


Fig. 3.11 Altura z/H a la que ocurre la máxima distorsión de entrepiso.

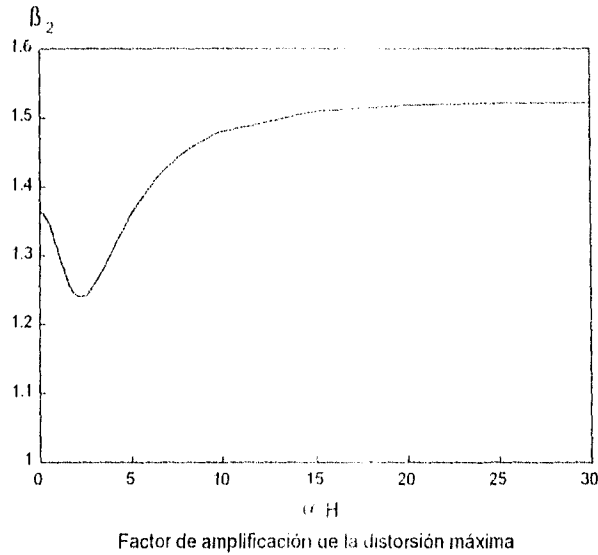


Fig. 3.12 Factor de amplificación β_2 para calcular la máxima distorsión de entrepisos.

De todo lo anterior se puede ver que para edificios que se deforman lateralmente como una viga de flexión la máxima distorsión de entrepiso ocurre en el extremo superior del edificio ($z/H=1$) y es 1.36 veces la distorsión global, mientras que para edificios que tienden a deformarse como una viga de cortante, la máxima distorsión de entrepiso ocurre aproximadamente a un sexto de la altura del edificio y es 1.52 veces la distorsión global.

3.4.1 Obtención de distorsiones y desplazamientos de azotea máximos.

3.4.1.1 Demandas elásticas.

Se determinó el comportamiento de cada edificio y su configuración deformada para los sismos que ya han sido mencionados. Primeramente se aplica a la estructura con comportamiento elástico una carga triangular invertida de cualquier orden, se obtiene la historia de desplazamiento y con ésta (respecto a la altura) se obtiene la altura efectiva, H_e con la expresión 3.31 a. para cada caso de cada edificio. Se normalizan la historia de desplazamientos entre H_e y las alturas de los niveles con respecto a la altura total de cada edificio.

Así se graficó la configuración deformada para obtener el valor correspondiente de αH para cada edificio. Una vez conocido αH se determina el valor del factor β_1 (ec. 3.32) y la aceleración espectral de acuerdo al periodo de cada estructura y el sismo en cuestión. A partir de S_d se obtiene S_d (ec. 2.46) y el desplazamiento máximo del techo es igual a β_1 por S_d (ec. 3.12).

La distorsión máxima es igual a

$$\gamma_{max} = \beta_1 S_d / H_{tot} \quad \dots\dots (3.42a)$$

donde β_1 es función únicamente del valor de αH y H_{tot} es la altura total del edificio. La altura donde se presenta la distorsión máxima se obtiene con el valor de αH .

| REGISTRO SCT-85 Comportamiento elástico | | | REGISTRO 5625.NS Comportamiento elástico | | |
|---------------------------------------------|--------------------------|--|---------------------------------------------|--------------------------|-----------------|
| Edificio 8 niveles | | | Edificio 8 niveles | | |
| Despl.Azot. Método 1 | Distors.Máx. Método 1 | | Despl.Azot. Método 1 | Distors.Máx. Método 1 | |
| Duct.Loc.3 15.94 | 0.009 | | Duct.Loc.3 26.67 | 0.015 | |
| Duct.Loc.4 17.44 | 0.010 | | Duct.Loc.4 34.05 | 0.019 | |
| Duct.Loc.5 19.02 | 0.011 | | Duct.Loc.5 36.76 | 0.020 | |
| Edificio 12 niveles | | | Edificio 12 niveles | | |
| Despl.Azot. Método 1 | Distors.Máx. Método 1 | | Despl.Azot. Método 1 | Distors.Máx. Método 1 | |
| Duct.Loc.3 30.18 | 0.011 | | Duct.Loc.3 29.02 | 0.011 | |
| Duct.Loc.4 38.08 | 0.014 | | Duct.Loc.4 33.26 | 0.012 | |
| Duct.Loc.5 43.99 | 0.016 | | Duct.Loc.5 36.04 | 0.013 | |
| Edificio 16 niveles | | | Edificio 16 niveles | | |
| Despl.Azot. Método 1 | Distors.Máx. Método 1 | | Despl.Azot. Método 1 | Distors.Máx. Método 1 | |
| Duct.Loc.3 61.48 | 0.018 | | Duct.Loc.3 41.76 | 0.012 | |
| Duct.Loc.4 83.48 | 0.024 | | Duct.Loc.4 48.65 | 0.014 | |
| Duct.Loc.5 107.19 | 0.029 | | Duct.Loc.5 60.82 | 0.017 | |
| REGISTRO 0625.EW Comportamiento elástico | | | Altura de la distorsión máxima | | |
| Edificio 8 niveles | | | Edif. 8 niv. | 7.98 | m. (2 y 3 niv.) |
| Despl.Azot. Método 1 | Distors.Máx. Método 1 | | Edif. 12 niv. | 10.94 | m. (3 y 4 niv.) |
| Duct.Loc.3 18.65 | 0.013 | | Edif. 16 niv. | 12.26 | m. (3 y 4 niv.) |
| Duct.Loc.4 21.38 | 0.012 | | | | |
| Duct.Loc.5 24.12 | 0.013 | | | | |
| Edificio 12 niveles | | | | | |
| Despl.Azot. Método 1 | Distors.Máx. Método 1 | | | | |
| Duct.Loc.3 26.78 | 0.010 | | | | |
| Duct.Loc.4 31.02 | 0.012 | | | | |
| Duct.Loc.5 33.84 | 0.013 | | | | |
| Edificio 16 niveles | | | | | |
| Despl.Azot. Método 1 | Distors.Máx. Método 1 | | | | |
| Duct.Loc.3 31.61 | 0.009 | | | | |
| Duct.Loc.4 35.27 | 0.010 | | | | |
| Duct.Loc.5 50.08 | 0.014 | | | | |

Tabla 3.11 Desplazamientos elásticos obtenidos para el punto mas alto de cada edificio, así como la obtención de la distorsión máxima y el nivel donde este máximo se produce, por el 1er. Metodo.

En la tabla 3.11 podemos ver los resultados obtenidos para cada edificio bajo cada uno de los tres sismos registrados y la ubicación aproximada de donde se presenta la distorsión máxima.

3.4.1.2 Demandas inelásticas.

Se procede de una manera semejante a la forma elástica, la diferencia está en la obtención del desplazamiento inelástico el cual es igual a

$$\Delta_{inel.} = \beta_1 \beta_2 \Delta_{elast.} \dots\dots (3.45)$$

$$\Delta_{inel.} = S_d \frac{\Delta_{inel.}}{\Delta_{elast.}} \dots\dots (3.46)$$

donde

$\Delta_{inel.} / \Delta_{elast.}$ es la relación del desplazamiento inelástico con respecto al elástico de un S1GL, y este valor ya lo conocemos pues se determinó a partir de sistemas de un grado de libertad para cada uno de estos sismos (sección 2.2.4.2 y 2.2.4.3).

Se emplearon tanto la relación de desplazamientos generada por los registros correspondientes de cada sismo, así como el valor que se presenta al encontrar la media de todas las relaciones de desplazamientos estudiadas para determinadas ductilidades. El valor de la ductilidad con el que se encuentra el factor correspondiente de relación entre desplazamiento inelástico con respecto al elástico es con la ductilidad global que se obtuvo para cada edificio al presentar determinados valores de ductilidad local (ver tabla 3.9).

La distorsión máxima es

$$\gamma_{max} = \beta_1 \beta_2 \frac{\Delta_{inel.}}{\Delta_{elast.}} \dots\dots (3.45)$$

Los valores de los factores de amplificación β_1 y β_2 , al igual que S_d , son los mismos que se obtuvieron para las demandas elásticas.

En la tabla 3.12 se encuentran los resultados obtenidos para cada edificios bajo cada sismo con este método. Como se mencionó anteriormente, se emplearon para obtener los desplazamientos y distorsiones, las gráficas de relación de desplazamientos para S1GL y también se utilizó para cada caso la media de la relación de desplazamientos correspondiente al S1GL.

Los desplazamientos que se encuentran en la tabla 3.12 se obtuvieron empleando: i) la relación de desplazamientos directa de las gráficas de cada sismo bajo la columna conocida como Método 1; ii) mientras que los resultados obtenidos al emplear la media de la relación de desplazamientos (el cual presenta mayor validez, pues es una envolvente del comportamiento característicos de la zona) se encuentran bajo la columna llamada Método 1*.

| REGISTRO 5.1.8.5 | | | | | |
|---------------------------|-----------|----------|--------------|---------|----------|
| Comportamiento elástico | | | | | |
| Edificio 8 niveles | | | | | |
| | DesplAzul | Método1* | Distors.Máx. | Método1 | Método1* |
| DL3DG2.08 | 21.9 | 20.2 | 0.012 | | 0.011 |
| DL4DG2.78 | 30.5 | 24.4 | 0.017 | | 0.013 |
| DL5DG3.65 | 37.5 | 22.5 | 0.022 | | 0.016 |
| Edificio 12 niveles | | | | | |
| | DesplAzul | Método1* | Distors.Máx. | Método1 | Método1* |
| DL3DG1.52 | 31.7 | 22.9 | 0.012 | | 0.011 |
| DL4DG1.99 | 46.5 | 37.2 | 0.017 | | 0.014 |
| DL5DG2.44 | 52.9 | 43.6 | 0.020 | | 0.016 |
| Edificio 16 niveles | | | | | |
| | DesplAzul | Método1* | Distors.Máx. | Método1 | Método1* |
| DL3DG1.76 | 46.2 | 46.9 | 0.013 | | 0.013 |
| DL4DG2.19 | 58.4 | 56.4 | 0.017 | | 0.017 |
| DL5DG2.63 | 68.4 | 67.3 | 0.020 | | 0.019 |
| REGISTRO 5.2.5 EW | | | | | |
| Comportamiento elástico | | | | | |
| Edificio 8 niveles | | | | | |
| | DesplAzul | Método1* | Distors.Máx. | Método1 | Método1* |
| DL3DG1.94 | 22.4 | 22.6 | 0.012 | | 0.012 |
| DL4DG2.72 | 31.0 | 30.3 | 0.017 | | 0.017 |
| DL5DG3.52 | 40.8 | 39.8 | 0.022 | | 0.022 |
| Edificio 12 niveles | | | | | |
| | DesplAzul | Método1* | Distors.Máx. | Método1 | Método1* |
| DL3DG1.55 | 22.5 | 30.5 | 0.011 | | 0.011 |
| DL4DG1.957 | 37.6 | 39.4 | 0.014 | | 0.015 |
| DL5DG2.396 | 45.0 | 45.7 | 0.017 | | 0.017 |
| Edificio 16 niveles | | | | | |
| | DesplAzul | Método1* | Distors.Máx. | Método1 | Método1* |
| DL3DG1.56 | 34.8 | 37.9 | 0.010 | | 0.011 |
| DL4DG1.904 | 41.6 | 42.7 | 0.012 | | 0.012 |
| DL5DG2.53 | 65.6 | 65.6 | 0.019 | | 0.019 |
| REGISTRO 5.6.2.5 NS | | | | | |
| Comportamiento inelástico | | | | | |
| Edificio 8 niveles | | | | | |
| | DesplAzul | Método1* | Distors.Máx. | Método1 | Método1* |
| DL3DG1.875 | 35.5 | 33.0 | 0.020 | | 0.018 |
| DL4DG2.56 | 48.3 | 48.0 | 0.027 | | 0.026 |
| DL5DG3.35 | 54.0 | 58.2 | 0.030 | | 0.032 |
| Edificio 12 niveles | | | | | |
| | DesplAzul | Método1* | Distors.Máx. | Método1 | Método1* |
| DL3DG1.59 | 34.9 | 35.1 | 0.013 | | 0.012 |
| DL4DG1.94 | 44.9 | 40.3 | 0.017 | | 0.015 |
| DL5DG2.396 | 49.0 | 45.8 | 0.018 | | 0.017 |
| Edificio 16 niveles | | | | | |
| | DesplAzul | Método1* | Distors.Máx. | Método1 | Método1* |
| DL3DG1.65 | 53.9 | 43.4 | 0.015 | | 0.012 |
| DL4DG1.987 | 67.4 | 51.2 | 0.019 | | 0.015 |
| DL5DG2.42 | 72.9 | 64.3 | 0.021 | | 0.019 |

* con media de graficas Esq. de DesplAzul
 DL. = Ductilidad local
 DG. = Ductilidad global

Tabla 3.12 Demandas de desplazamiento inelástico máximo en la azotea y distorsión inelástica máxima. (método 1).

3.5 Método II. Sistema equivalente de un grado de libertad.

Muchas metodologías para desarrollar modelos de sistemas equivalentes de sistemas de un grado de libertad han sido propuestas. El procedimiento empleado en este inciso es el descrito por Saidi y Sozen¹ y posteriormente por Miranda².

La meta del sistema de un grado de libertad equivalente es representar la respuesta de desplazamiento de una estructura de múltiples grados de libertad en algunos puntos claves o significativos de la estructura. En el siguiente desarrollo, se seleccionó el desplazamiento de la azotea como punto significativo.

La ecuación de movimiento de un sistema de múltiples grados de libertad de una estructura en voladizo es:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + \{R\} = [M]\{\ddot{u}_g\} \quad \dots\dots\dots (3.46)$$

donde

$[M]$ es la matriz de masa (la cual se asume diagonal), $\{u\}$ es el vector lateral de desplazamientos en cada piso (un desplazamiento por piso), $[C]$ es la matriz de amortiguamiento, $\{R\}$ es el vector de la fuerza restitutiva, $\{1\}$ es un vector unitario y u_g el desplazamiento del suelo. Los puntos denotan derivadas con respecto al tiempo.

Se asume que el vector $\{u(t)\}$ puede ser representado como

$$\{\psi\} D(t) \quad \dots\dots\dots (3.47)$$

donde

ψ , representa un perfil de desplazamiento constante asumido (normalizado de tal forma que el componente de este vector correspondiente al punto más alto sea igual a uno) y $D(t)$ es el desplazamiento del techo.

Esta configuración de deformación del sistema, la cual constituye a este vector, puede ser obtenido de un análisis de empuje estático. Este análisis se lleva a cabo escalando e incrementando la distribución lateral de fuerza $\{f\}$. Este vector $\{f\}$ es normalizado de tal forma que corresponda a un valor de cortante basal igual a uno. En cualquier punto del análisis de empuje, la distribución de fuerza aplicada puede ser representada por

$$V\{f\} = \{Vf\} \quad \dots\dots\dots (3.48)$$

donde

V es el valor del factor de escala y físicamente representa el cortante basal. En general, la curva resultante puede ser representada matemáticamente como

$$V = K G(D) \quad \dots\dots\dots (3.49)$$

donde

K es la pendiente de la parte inicial de la curva y $G(D)$ es la función escalar matemática que describe la forma de la curva. Se asume que $\{R\}$ puede representar las fuerzas empleadas en el análisis de empuje estático. Sustituyendo $\{R\}$ y $\{u\}$ en las expresiones 3.47, 3.48 y 3.49, la ecuación de movimiento se transforma en

$$[M]\{\ddot{\psi}\} + [C]\{\dot{\psi}\} + \{KG(D)\}f = [M]\{\ddot{u}_g\} \quad \dots\dots\dots (3.50)$$

Para reducir esta ecuación vectorial (exp. 3.50) en una sola ecuación, se premultiplican ambos lados de la ecuación por un segundo vector igual a

$$\{\psi_2\}^T \quad \dots (3.51)$$

para obtener

$$\{\psi_2\}^T \{M\} \{\ddot{D}\} + \{\psi_2\}^T \{C\} \{\dot{D}\} + K G(D) \{\psi_2\}^T \{D\} = -\{\psi_2\}^T \{M\} \{\ddot{u}_g\} \dots (3.52)$$

donde

$$\begin{aligned} M^* &= \{\psi_2\}^T \{M\} \{\psi_1\} \\ C^* &= \{\psi_2\}^T \{C\} \{\psi_1\} \\ K^* &= K \{\psi_2\}^T \{\psi_1\} \\ L^* &= \{\psi_2\}^T \{M\} \{1\} \\ P^* &= L^* / M^* \end{aligned}$$

$$M^* \ddot{D} + C^* \dot{D} + K^* G(D) = -L^* \ddot{u}_g \quad \dots (3.53)$$

o después de dividir esta ecuación entre M^*

$$\ddot{D} + 2\xi \omega^* \dot{D} + (\omega^*)^2 G(D) = -P^* \ddot{u}_g \quad \dots (3.54)$$

el cual puede ser interpretado como la ecuación de movimiento para un oscilador de un sistema de un grado de libertad con frecuencia inicial ω^* (donde $\omega^{*2} = K^*/M^*$) y el amortiguamiento crítico donde

$$\xi = C^*/(2 M^* \omega^*) \quad \dots (3.55)$$

En este proceso, el vector de la expresión 3.51 no está explícitamente definido. Existen al menos dos posibles definiciones para este vector. Si

$$\psi_2 = \psi_1$$

entonces la ecuación resultante del sistema de un grado de libertad es consistente con la ecuación del SMGL equivalente usando el principio de trabajo virtual. En este caso el término $K^*G(D)$ en la ecuación 3.53 no representa más el cortante basal.

La ecuación 3.54 da una forma de predecir el desplazamiento de la azotea de una estructura como SMGL. Sin embargo, en el diseño estructural, las distorsiones son comúnmente usadas como medida del comportamiento estructural.

Si el máximo desplazamiento del techo se determina usando un modelo equivalente a un S1GL equivalente, entonces una estimación de la máxima distorsión puede ser obtenida con el vector de máximo desplazamiento de nivel ψ_1 .

La distorsión resultante en el entrepiso i puede ser definida en términos de la altura de entrepiso, h_i , y los componentes del vector del perfil de desplazamientos, para el piso i directamente en la parte superior del entrepiso i y el piso $i - 1$ directamente debajo del entrepiso i .

3.5.1 Obtención de distorsiones y desplazamientos de techo máximos.

3.5.1.1 Demandas elásticas.

Se aplica una carga lateral triangular invertida en los tres edificios; debido a que se realiza un análisis elástico, no importa la magnitud del cortante basal. Posteriormente se analizan los sistemas elásticamente con sus correspondientes cargas y se obtienen los desplazamientos de cada nivel. Estos desplazamientos se colocan en un vector en orden ascendente conforme el número de nivel. Se normaliza este vector de desplazamientos con respecto al desplazamiento que se presenta en el techo y se obtiene el vector μ .

Posteriormente se obtiene el valor de M^* , K^* y I^* . Con los dos primeros valores se dan las características equivalente para el S1GL y con I^* dividiéndola entre M^* se obtiene P^* con el cual se afectará la excitación externa. Al resolver el sistema de un grado de libertad con estas variables, la respuesta que se obtiene es la deformación máxima que se produce en el techo del edificio. Finalmente, al multiplicar el vector normalizado de desplazamientos por el desplazamiento máximo de techo obtenido con el S1GL equivalente se obtienen los distintos desplazamientos para cada uno de los diferentes niveles que forman al sistema. La distorsión máxima será igual al valor máximo de desplazamientos relativos entre la altura de entrepiso.

| REGISTRO SCT-85 Comportamiento elástico | | | REGISTRO 5625-NS Comportamiento elástico | | |
|---------------------------------------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------------------------|-------------------------|--------------------------|
| Edificio 8 niveles | | | Edificio 8 niveles | | |
| | Despl.Azol. Método 2 | Distors.Máx. Método 2 | | Despl.Azol. Método 2 | Distors.Máx. Método 2 |
| Duct.Loc.3 | 16.42 | 0.008 | Duct.Loc.3 | 27.92 | 0.014 |
| Duct.Loc.4 | 18.07 | 0.009 | Duct.Loc.4 | 35.65 | 0.017 |
| Duct.Loc.5 | 19.71 | 0.010 | Duct.Loc.5 | 38.49 | 0.019 |
| Edificio 12 niveles | | | Edificio 12 niveles | | |
| | Despl.Azol. Método 2 | Distors.Máx. Método 2 | | Despl.Azol. Método 2 | Distors.Máx. Método 2 |
| Duct.Loc.3 | 31.34 | 0.010 | Duct.Loc.3 | 30.23 | 0.010 |
| Duct.Loc.4 | 39.51 | 0.013 | Duct.Loc.4 | 34.66 | 0.011 |
| Duct.Loc.5 | 45.64 | 0.015 | Duct.Loc.5 | 37.55 | 0.012 |
| Edificio 16 niveles | | | Edificio 16 niveles | | |
| | Despl.Azol. Método 2 | Distors.Máx. Método 2 | | Despl.Azol. Método 2 | Distors.Máx. Método 2 |
| Duct.Loc.3 | 64.85 | 0.015 | Duct.Loc.3 | 44.28 | 0.011 |
| Duct.Loc.4 | 88.08 | 0.021 | Duct.Loc.4 | 51.59 | 0.012 |
| Duct.Loc.5 | 105.56 | 0.026 | Duct.Loc.5 | 64.49 | 0.015 |
| REGISTRO 0625-EW Comportamiento elástico | | | | | |
| Edificio 8 niveles | | | | | |
| | Despl.Azol. Método 2 | Distors.Máx. Método 2 | | | |
| Duct.Loc.3 | 19.25 | 0.009 | | | |
| Duct.Loc.4 | 22.06 | 0.011 | | | |
| Duct.Loc.5 | 24.88 | 0.012 | | | |
| Edificio 12 niveles | | | | | |
| | Despl.Azol. Método 2 | Distors.Máx. Método 2 | | | |
| Duct.Loc.3 | 27.82 | 0.009 | | | |
| Duct.Loc.4 | 32.23 | 0.010 | | | |
| Duct.Loc.5 | 35.16 | 0.011 | | | |
| Edificio 16 niveles | | | | | |
| | Despl.Azol. Método 2 | Distors.Máx. Método 2 | | | |
| Duct.Loc.3 | 33.49 | 0.008 | | | |
| Duct.Loc.4 | 37.35 | 0.009 | | | |
| Duct.Loc.5 | 53.95 | 0.013 | | | |

Tabla 3.13 Desplazamientos de techo y distorsiones máximas de los sistemas, comportándose elásticamente empleando el sistema equivalente (método 2).

En la tabla 3.13 se presentan los desplazamientos en el techo de cada sistema y las distorsiones máximas, debidas a sistemas elásticos.

3.5.1.2 Demandas inelásticas.

Para obtener los desplazamientos máximos en techo, así como las distorsiones máximas para el sistema inelástico, se procedió de la misma manera que para la obtención de demandas elásticas. Los valores de M^* , K^* y I^* que se utilizan para este sistema son los mismos valores determinados en el sistema elástico, pues el vector de comportamiento de deformación de los sistemas es igual en ambos casos.

Se utiliza nuevamente como valor de la ductilidad del sistema, la ductilidad global de cada uno de estos. Resolviendo el sistema de determinada ductilidad, con las características de masa M^* y rigidez inicial de K^* y afectando la excitación externa con I^* , se obtiene el desplazamiento máximo en el techo directamente. Para la distorsión máxima se procede de la misma forma que para el sistema elástico, empleando esta vez el desplazamiento de techo inelástico obtenido.

En la tabla 3.14 se encuentran los desplazamientos máximos de techo y las distorsiones máximas de cada sistema. La altura donde se presentan estas distorsiones máximas es la misma que la presentada para los elásticos.

| REGISTRO 5.61.8.5 Comportamiento inelástico | | | REGISTRO 5.625.NS Comportamiento inelástico | | |
|------------------------------------------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------------------------------|-------------------------|--------------------------|
| Edificio 8 niveles | | | Edificio 8 niveles | | |
| | Despl.Azol. Método 2 | Distors.Máx. Método 2 | | Despl.Azol. Método 2 | Distors.Máx. Método 2 |
| DL.3 DG2.08 | 23.97 | 0.012 | DL.3 DG1.875 | 25.00 | 0.012 |
| DL.4 DG2.78 | 31.86 | 0.017 | DL.4 DG2.56 | 36.85 | 0.018 |
| DL.5 DG3.65 | 41.09 | 0.022 | DL.5 DG3.35 | 45.98 | 0.023 |
| Edificio 12 niveles | | | Edificio 12 niveles | | |
| | Despl.Azol. Método 2 | Distors.Máx. Método 2 | | Despl.Azol. Método 2 | Distors.Máx. Método 2 |
| DL.3 DG1.52 | 31.74 | 0.012 | DL.3 DG1.59 | 35.94 | 0.012 |
| DL.4 DG1.99 | 39.82 | 0.017 | DL.4 DG1.94 | 47.32 | 0.015 |
| DL.5 DG2.44 | 48.95 | 0.020 | DL.5 DG2.396 | 58.07 | 0.019 |
| Edificio 16 niveles | | | Edificio 16 niveles | | |
| | Despl.Azol. Método 2 | Distors.Máx. Método 2 | | Despl.Azol. Método 2 | Distors.Máx. Método 2 |
| DL.3 DG1.76 | 45.82 | 0.013 | DL.3 DG1.65 | 61.09 | 0.015 |
| DL.4 DG2.19 | 60.91 | 0.017 | DL.4 DG1.987 | 75.00 | 0.018 |
| DL.5 DG2.63 | 68.87 | 0.020 | DL.5 DG2.42 | 66.13 | 0.016 |
| REGISTRO 0.625.EW Comportamiento inelástico | | | DL. = Ductilidad local DG. = Ductilidad global | | |
| Edificio 8 niveles | | | | | |
| | Despl.Azol. Método 2 | Distors.Máx. Método 2 | | | |
| DL.3 DG1.94 | 22.19 | 0.011 | | | |
| DL.4 DG2.72 | 30.76 | 0.015 | | | |
| DL.5 DG3.52 | 40.63 | 0.020 | | | |
| Edificio 12 niveles | | | | | |
| | Despl.Azol. Método 2 | Distors.Máx. Método 2 | | | |
| DL.3 DG1.55 | 30.60 | 0.010 | | | |
| DL.4 DG1.957 | 37.87 | 0.012 | | | |
| DL.5 DG2.396 | 44.01 | 0.014 | | | |
| Edificio 16 niveles | | | | | |
| | Despl.Azol. Método 2 | Distors.Máx. Método 2 | | | |
| DL.3 DG1.56 | 37.05 | 0.009 | | | |
| DL.4 DG1.904 | 44.98 | 0.011 | | | |
| DL.5 DG2.53 | 72.97 | 0.018 | | | |

Tabla 3.14 Demandas de desplazamiento inelástico máximo en la azotea y distorsión inelástica máxima.(método 2).

3.6 Comparación de los distintos métodos y el RCDF-93.

3.6.1 Desplazamientos máximos de techo y distorsiones máximas; métodos paso a paso, I y II.

Reuniendo los desplazamientos obtenidos en la parte superior de cada edificio, a través de la aplicación de cada método descrito anteriormente, se realiza una comparación de las demandas de desplazamientos elásticos e inelásticos obtenidos con los distintos métodos: i) el método 1 (secc.3.4) emplea la relación de desplazamientos de cada registro específico para S1GL; ii) el método 1* (secc.3.4) emplea la media de relación de desplazamientos obtenida para 30 registros en S1GL; iii) el método 2 o sistemas equivalentes (secc. 3.5) y iv) los desplazamientos obtenidos de el análisis dinámico inelástico paso a paso, llamados en la tabla como "reales" (secc.3.3).

En las tablas 3.15, 3.16 y 3.17 aparecen los distintos registros sísmicos utilizado, los desplazamientos en el techo estimados por cada uno de los métodos empleados, así como las distorsiones máximas obtenidas.

| REGISTRO SCT-86 | | | | | | | | | | | | |
|-------------------------|----------|----------------------|----------|----------|-------|---------------------------|----------|----------------------|----------|----------|-------|--|
| Comportamiento elástico | | | | | | Comportamiento inelástico | | | | | | |
| Edificio 3 niveles | | | | | | Edificio 3 niveles | | | | | | |
| DesplAzot | | Distorsiones máximas | | | | DesplAzot | | Distorsiones máximas | | | | |
| Método 1 | Método 2 | *Real | Método 1 | Método 2 | *Real | Método 1 | Método 2 | *Real | Método 1 | Método 2 | *Real | |
| Dist. Loc.3 | 16.99 | 16.42 | 0.009 | 0.009 | 0.006 | 01.000208 | 21.79 | 20.19 | 0.067 | 0.067 | 0.013 | |
| Dist. Loc.4 | 17.44 | 17.01 | 0.010 | 0.009 | 0.009 | 01.400270 | 23.47 | 21.42 | 0.065 | 0.065 | 0.012 | |
| Dist. Loc.5 | 19.02 | 18.31 | 0.011 | 0.010 | 0.010 | 01.500368 | 29.51 | 28.50 | 0.060 | 0.060 | 0.020 | |
| Edificio 10 niveles | | | | | | Edificio 10 niveles | | | | | | |
| DesplAzot | | Distorsiones máximas | | | | DesplAzot | | Distorsiones máximas | | | | |
| Método 1 | Método 2 | *Real | Método 1 | Método 2 | *Real | Método 1 | Método 2 | *Real | Método 1 | Método 2 | *Real | |
| Dist. Loc.3 | 30.19 | 31.34 | 0.011 | 0.010 | 0.010 | 01.000152 | 31.69 | 29.97 | 0.074 | 0.074 | 0.012 | |
| Dist. Loc.4 | 30.03 | 32.51 | 0.014 | 0.013 | 0.013 | 01.400199 | 46.45 | 37.17 | 0.062 | 0.062 | 0.016 | |
| Dist. Loc.5 | 43.99 | 45.54 | 0.016 | 0.015 | 0.015 | 01.500244 | 52.77 | 43.55 | 0.065 | 0.065 | 0.020 | |
| Edificio 16 niveles | | | | | | Edificio 16 niveles | | | | | | |
| DesplAzot | | Distorsiones máximas | | | | DesplAzot | | Distorsiones máximas | | | | |
| Método 1 | Método 2 | *Real | Método 1 | Método 2 | *Real | Método 1 | Método 2 | *Real | Método 1 | Método 2 | *Real | |
| Dist. Loc.3 | 61.49 | 64.03 | 0.016 | 0.015 | 0.016 | 01.000178 | 46.17 | 46.92 | 0.062 | 0.062 | 0.014 | |
| Dist. Loc.4 | 63.40 | 65.00 | 0.024 | 0.021 | 0.022 | 01.400219 | 62.43 | 55.43 | 0.061 | 0.060 | 0.017 | |
| Dist. Loc.5 | 107.19 | 105.56 | 0.029 | 0.025 | 0.025 | 01.500263 | 63.42 | 67.29 | 0.057 | 0.056 | 0.021 | |

*combinado de registros DesplAzot
 CG = Distorsión global
 El = Distorsión local

Tabla 3.15 Comparación de desplazamientos máximos de techo y distorsiones máximas, para registro SCT-19.EW

| REGISTRO 0625.EW | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------------------|--------------------------|----------|---------------------|--------------------------|----------|---------------------------|--------------------------|----------|---------------------|--------------------------|----------|-------|-------|
| Comportamiento elástico | | | | | | Comportamiento inelástico | | | | | | | |
| Edificio 8 niveles | | | Edificio 12 niveles | | | Edificio 8 niveles | | | Edificio 12 niveles | | | | |
| DesplAzst. | Método 1 Método 2 *Real* | | Distorsión máxima | Método 1 Método 2 *Real* | | DesplAzst. | Método 1 Método 2 *Real* | | Distorsión máxima | Método 1 Método 2 *Real* | | | |
| | Método 1 | Método 2 | | Método 1 | Método 2 | | Método 1 | Método 2 | | Método 1 | Método 2 | | |
| Duct.Loc.3 | 16.65 | 19.25 | 19.30 | 0.015 | 0.019 | 0.019 | 11.10 | 12.44 | 12.49 | 0.012 | 0.012 | 0.011 | 0.012 |
| Duct.Loc.4 | 21.33 | 27.65 | 27.66 | 0.017 | 0.021 | 0.021 | 14.10 | 16.02 | 16.03 | 0.017 | 0.017 | 0.015 | 0.016 |
| Duct.Loc.6 | 24.12 | 29.68 | 29.74 | 0.018 | 0.022 | 0.022 | 15.10 | 17.02 | 17.03 | 0.022 | 0.022 | 0.020 | 0.020 |
| * Sumatoria de giros: DesplAzst/Despl | | | | | | | | | | | | | |
| E.C. = Estructura global | | | | | | | | | | | | | |
| E.L. = Estructura local | | | | | | | | | | | | | |

Tabla 3.16 Comparación de desplazamientos máximos de techo y distorsiones máximas, para registro 0625.EW.

| REGISTRO 5625.NS | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------------------|--------------------------|----------|---------------------|--------------------------|----------|---------------------------|--------------------------|----------|---------------------|--------------------------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Comportamiento elástico | | | | | | Comportamiento inelástico | | | | | | | | | | |
| Edificio 8 niveles | | | Edificio 12 niveles | | | Edificio 8 niveles | | | Edificio 12 niveles | | | | | | | |
| DesplAzst. | Método 1 Método 2 *Real* | | Distorsión máxima | Método 1 Método 2 *Real* | | DesplAzst. | Método 1 Método 2 *Real* | | Distorsión máxima | Método 1 Método 2 *Real* | | | | | | |
| | Método 1 | Método 2 | | Método 1 | Método 2 | | Método 1 | Método 2 | | Método 1 | Método 2 | | | | | |
| Duct.Loc.3 | 26.67 | 27.92 | 26.76 | 0.019 | 0.014 | 0.014 | 11.50 | 11.675 | 35.47 | 35.07 | 25.00 | 22.89 | 0.020 | 0.018 | 0.012 | 0.012 |
| Duct.Loc.4 | 34.05 | 26.65 | 34.77 | 0.019 | 0.017 | 0.017 | 11.50 | 11.665 | 48.34 | 45.09 | 35.26 | 30.18 | 0.027 | 0.026 | 0.018 | 0.016 |
| Duct.Loc.6 | 36.76 | 23.49 | 35.39 | 0.020 | 0.019 | 0.019 | 11.50 | 11.6525 | 54.06 | 50.22 | 45.96 | 39.55 | 0.030 | 0.032 | 0.023 | 0.020 |
| * Sumatoria de giros: DesplAzst/Despl | | | | | | | | | | | | | | | | |
| E.C. = Estructura global | | | | | | | | | | | | | | | | |
| E.L. = Estructura local | | | | | | | | | | | | | | | | |

Tabla 3.17 Comparación de desplazamientos máximos de techo y distorsiones máximas, para registro 5625.NS.

Para poder observar la comparación de estos desplazamientos máximos en la azotea de forma gráfica obtenidos del análisis realizado paso a paso y los dos distintos métodos anteriormente mencionados se presentan las gráficas 3.13 y 3.14.

En la primera gráfica, los triángulos corresponden a la respuesta elástica asumiendo un comportamiento elástico lineal mientras que los rectángulos corresponden a las demandas de los desplazamientos inelásticos de techo de los edificios.

Se puede ver que para comportamiento elástico lineal, ambos métodos empleados dan buenos resultados con un grado de aproximación bueno, mientras que para comportamiento inelástico estiman desplazamientos un poco mayores a los producidos en la estructura bajo el análisis no lineal dinámico paso a paso, aumentando el error conforme se incrementa la ductilidad.

A pesar de presentar un intervalo mayor de error en la obtención de demandas de desplazamiento y distorsiones, desde un punto de vista práctico, resulta ser el primer método propuesto más sencillo y conveniente (secc.3.4).

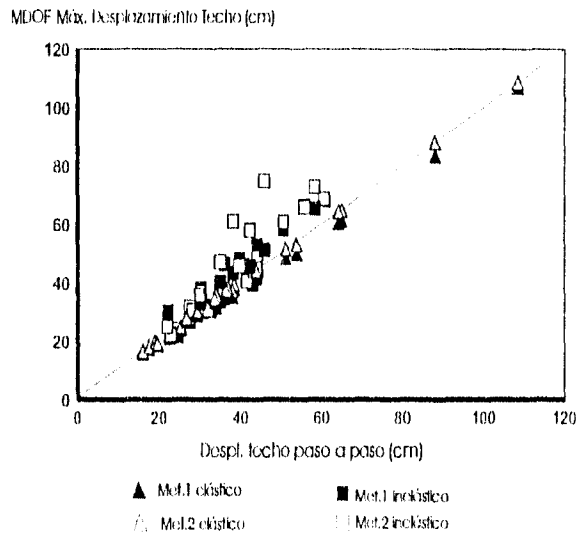


Fig. 3.13 Comparación de desplazamiento de techo obtenido del método paso a paso con respecto al método 1 y 2 descritos anteriormente, para las ductilidades de 3,4 y 5.

En la fig. 3.14 se muestra una comparación de distorsiones máximas de entrepiso de las obtenidas del método paso a paso de aquellas obtenidas a partir de los métodos establecidos anteriormente.

Se ve en la gráfica mencionada anteriormente, de forma general, que los dos métodos subestiman las distorsiones máximas. El error se incrementa al aumentar el número de niveles de cada sistema.

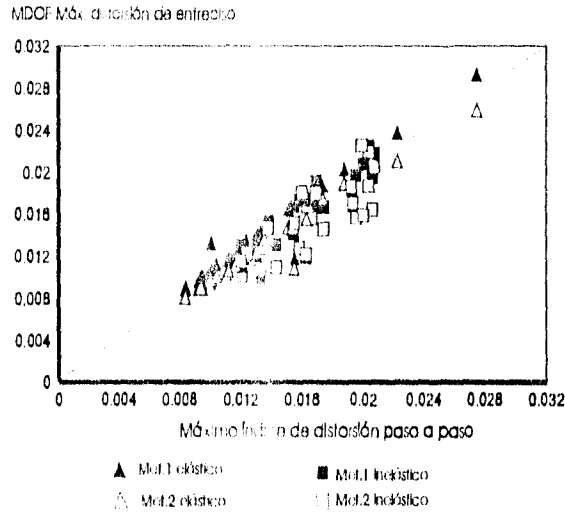


Fig. 3.14 Comparación de distorsiones de entrepiso obtenidas método paso a paso con respecto al método 1 y 2 descritos anteriormente, para las ductilidades de 3,4 y 5.

3.6.2 Evaluación RCDF-93 con los SMGL.

3.6.2.1 Desplazamientos.

El RCDF-93 limita los desplazamientos de las diversas estructuras con dos valores; la distorsión máxima de entrepiso para sistemas con sus elementos ligados debe ser menor o igual que 0.006, mientras que para sistemas cuyos elementos no estructurales no se encuentren ligados a la estructura principal esta distorsión máxima debe ser menor o igual que 0.012; además de tener que afectarse los desplazamientos obtenidos de fuerzas reducidas, por el factor de comportamiento sísmico.

Siguiendo estos principios, tenemos que el desplazamiento máximo esperado en el techo por el reglamento se encuentra en la tabla 3.18. El desplazamiento obtenido al aplicar el RCDF-93 se encuentra ya afectado por el factor de comportamiento sísmico ($Q=3$, para todos los edificios). Además se realiza un análisis inelástico de los edificios, aplicando los distintos registros sísmicos y factorizando el 0625.EW y 5625.NS para que estos presenten la misma aceleración máxima de terreno, igual a la que se presenta en el registro SCT-19.EW. De este análisis se obtienen los desplazamientos esperados en el techo de la estructura al someterlos a dichos registros estudiados. Estos valores se encuentran también en la tabla 3.18.

| | RCDF-93 | SCT-19.EW | 0625.EW* | 5625.NS* |
|---------------------|---------|-----------|----------|----------|
| Edificio 8 niveles | 23.4cm | 11.31cm | 13.67cm | 13.67cm |
| Edificio 12 niveles | 35.4cm | 30.22cm | 23.51cm | 18.54cm |
| Edificio 16 niveles | 53.7cm | 42.75cm | 33.96cm | 28.16cm |

Tabla 3.18 Comparación de desplazamientos máximos en el techo de cada sistema, aplicando el RCDF y los tres distintos registros que se estudiaron, factorizados (0625.EW* y 5625.NS*) para igualar la aceleración máxima del terreno.

Los desplazamientos obtenidos conforme al RCDF son mayores a los producidos en las estructuras, por los distintos registros analizados (SCT-19.EW, 0625.EW y 5625.NS). De acuerdo a estos resultados, al obtener mediante el RCDF-93 mayores demandas de desplazamiento se puede esperar mayores daños (en determinado rango de períodos). Resulta interesante, relacionar estas demandas de desplazamientos, con la demanda de ductilidad que se presenta en la siguiente parte y observar que no existe una adecuada relación entre las correspondientes demandas de desplazamiento y las demandas de ductilidad que se presentan bajo los distintos registros.

3.6.2.2 Demanda de ductilidad.

Como se mencionó anteriormente, estos sistemas se diseñaron con un factor de comportamiento sísmico de tres. Ni el reglamento, ni las HTC junto con sus comentarios son transparentes, ya que no indican el nivel de factor de ductilidad que se puede esperar para este factor de comportamiento sísmico empleado.

Al conocer el desplazamiento máximo previsto de cada estructura después de un análisis no lineal aplicando las distintas excitaciones mencionadas (factorizados los registros 0625.EW* y el 5625.NS* para tener la misma aceleración máxima del terreno que el registro SCT-19.EW), se obtiene la ductilidad global que presenta el sistema así como su ductilidad máxima local correspondiente. Resulta interesante observar la proporción en que se incrementa la ductilidad local con respecto a la global de los sistemas, y como ésta para determinados registros, rebasa la ductilidad que se esperaba obtener para un $Q = 3$, de acuerdo con el RCDF-93.

En la tabla 3.19 se presentan los distintos niveles de ductilidad obtenidas para cada sistema en base a la respectiva excitación aplicada.

| | RCDF-93 | | SCT-19.EW | | 0625.EW | | 5625.NS | |
|---------------------|--------------|-------------|--------------|-------------|--------------|-------------|--------------|-------------|
| | μ global | μ local | μ global | μ local | μ global | μ local | μ global | μ local |
| Edificio 8 niveles | 1.98 | 2.34 | 0.96 | 1.22 | 1.16 | 1.45 | 1.16 | 1.44 |
| Edificio 12 niveles | 1.96 | 2.36 | 1.67 | 3.32 | 1.76 | 2.10 | 1.63 | 1.21 |
| Edificio 16 niveles | 2.32 | 2.61 | 1.85 | 3.21 | 1.17 | 2.70 | 1.22 | 2.03 |

Tabla 3.19 Demandas de ductilidad de cada sistema con distintas excitaciones, obtenidas a partir de un análisis no lineal. El factor de reducción por comportamiento sísmico empleado en el RCDF-93 es igual que tres.

Se puede ver en la tabla anterior (3.19) que las mayores demandas de ductilidad global se presentan aplicando el RCDF-93, por lo que los desplazamientos de azotea que se presentaron en la tabla 3.18 son mayores. Finalmente las ductilidades locales para el edificio de 16 niveles obtenidas mediante el RCDF-93 son menores a las encontradas para los sismos SCT-19.EW y 0625.EW, indicando que la distribución de distorsiones que se encuentra aplicando el RCDF-93 no coincide con la que se obtiene al realizar un análisis no lineal del sistema de múltiples grados de libertad.

El RCDF-93 no toma en cuenta la concentración de deformación que se aprecia en las estructuras analizadas; donde sus ductilidades locales rebasan los valores de las ductilidades globales. Además de que la relación entre desplazamientos, distorsiones y ductilidades no es explícita en este reglamento.

Es por lo anterior, que es necesario que el reglamento indique de forma clara la relación entre el factor de reducción sísmico y la ductilidad que se puede esperar en la estructura, tanto global como local; el control en el diseño estructural sísmico de la ductilidad local y no global como se realiza comúnmente; y se debe tener un mejor conocimiento y obtención de la demanda de distorsiones al aplicar el RCDF-93.

4. CONCLUSIONES

Se comienza el presente estudio analizando diversos sistemas de un grado de libertad. Para ello, se estudiaron 30 registros sísmicos representativos ubicados en la zona lacustre de la Ciudad de México, obteniendo primeramente las demandas elásticas (desplazamientos, velocidades y aceleraciones) producidas por estas excitaciones para sistemas de un grado de libertad, considerando un amortiguamiento de 5% del crítico.

Para poder analizar el comportamiento inelástico y la relación existente entre éste y el elástico, se obtuvieron las demandas de resistencia y los factores de reducción de resistencia, para distintos valores de ductilidad (1.5, 2, 3, 4 y 5).

Debido a que para sistemas desplantados en suelos blandos se requiere la estimación del periodo predominante del suelo para el cálculo de estos factores de reducción de resistencia, se calcularon estos periodos predominantes del movimiento del suelo para cada registro y se realizaron los correspondientes espectros de reducción de resistencia con respecto a la relación de periodo del sistema entre el periodo característico del terreno (T/T_g).

A fin de tener una envolvente general de todos los movimientos estudiados, se obtuvo una media de estos factores de reducción. Al graficar esta media se corrobora que los factores de reducción presentan una variación importante en suelos blandos con respecto al valor de la relación de periodos (T/T_g).

Los factores de reducción muestran un comportamiento distinto dependiendo de T/T_g . Cuando el periodo del sistema es menor al periodo predominante del movimiento del terreno, ($T/T_g < 0.6$), los factores de reducción inelástico son menores que el factor de ductilidad, siendo mayor esta diferencia al aumentar el valor de la ductilidad; si el periodo del sistema es cercano al periodo predominante del terreno ($0.6 < T/T_g < 2.0$) los factores de reducción son mayores que el factor de ductilidad, presentándose el valor máximo para estructuras con periodo igual al predominante del terreno ($T/T_g = 1$); la última zona esta comprendida cuando el periodo del sistema es mayor al periodo predominante del movimiento del terreno ($T/T_g > 2.0$), donde los factores de reducción son iguales a los factores de ductilidad.

Finalmente se ajustaron las distintas medias de los espectros de demanda de resistencia para cada demanda de ductilidad a expresiones sencillas y así poder determinar el valor de este factor de forma rápida.

Posteriormente se relacionaron las demandas de desplazamiento inelástico (considerando un sistema elastoplástico bilineal) con el desplazamiento elástico de los 30 registros para S1GL. Graficando estas relaciones se generaron una serie de espectros, realizando nuevamente una media de todos ellos y encontrando una expresión aproximada para obtener cualquier valor de la relación de desplazamientos inelásticos a elásticos para las ductilidades anteriormente mencionadas.

Al analizar la media de la relación de desplazamientos, se confirma que para periodos cortos ($T/T_g < 0.6$) las demandas de desplazamiento inelástico son mayores a las elásticas; para periodos largos ($T/T_g > 2.0$) las demandas de desplazamientos inelástico son iguales a las elásticas, confirmando la regla de Veletsos y Newmark; pero para periodos cercanos al periodo predominante del sitio, el máximo desplazamiento inelástico puede ser hasta un 50% menor que el elástico.

Es importante que exista una buena comprensión entre la relación de respuesta de los S1GL con los SMGL, es por esto que se trabajó con SMGL tratando de determinar la relación existente entre las demandas de resistencia y la relación de desplazamientos inelásticos a elásticos de S1GL con respecto a SMGL.

Se consideraron como SMGL tres edificios de concreto reforzado, desplantados sobre suelo blando, con 8, 12 y 16 pisos y diseñados de acuerdo al RCDF-93. Primeramente se realizó un análisis estático no lineal y de este se determinaron los desplazamientos de fluencia correspondientes a cada edificio (para establecer un comportamiento bilineal semejante al empleado para S1GL).

Posteriormente se realizaron análisis elásticos e inelásticos dinámicos paso a paso, determinándose las distorsiones y desplazamientos máximos globales (a nivel de azotea); para esto se escalaron los tres registros sísmicos aplicados a las distintas estructuras para obtener un valor determinado de ductilidad local ($\mu = 3, 4$ y 5).

Al relacionar estos desplazamientos inelásticos con los elásticos de azotea para las distintas ductilidades, se observa que existe la misma tendencia que en S1GL; para periodos menores a los característicos del terreno, el desplazamiento inelástico es mayor al elástico; cuando los periodos son cercanos a T_g , los desplazamientos inelásticos son menores a los elásticos, disminuyendo en la misma proporción conforme disminuye la ductilidad.

Si a un SMGL se le da la resistencia obtenida de un S1GL, el SMGL experimenta una demanda de ductilidad mayor a la del S1GL. Para los edificios estudiados se ve que la resistencia del S1GL se debe incrementar.

Debido a la importancia y desconocimiento para poder relacionar las demandas de deformación inelástico globales y locales a partir de sistemas elásticos de un grado de libertad, se evalúan dos distintos métodos para estimar estas demandas elásticas e inelásticas de SMGL partiendo de S1GL elásticos.

El primer método evaluado, se basa en estudios de Miranda quien a partir de obtener una configuración deformada del sistema estudiado, obtiene factores para determinar el desplazamiento a partir del desplazamiento espectral para después obtener la distorsión promedio y la distorsión máxima en el edificio. El desplazamiento elástico de SMGL será igual al obtenido por S1GL afectado por el factor asociado a su configuración deformada.

Para relacionar las demandas elásticas de un S1GL con un sistema inelástico de múltiples grados de libertad se considera el factor de configuración y la relación entre desplazamientos inelásticos a elásticos de los determinados para S1GL.

El segundo método genera de SMGL (ya sea elásticos o inelásticos), un sistema con propiedades características equivalentes de un grado de libertad, tomando en cuenta la configuración deformada del SMGL.

Con base en los resultados obtenidos de estos dos métodos, ambos dan buenos resultados con una aproximación aceptable al determinar desplazamientos y distorsiones de un SMGL a partir de un S1GL. Para poder obtener un comportamiento inelástico de un SMGL, ambos métodos estiman ligeramente mayores desplazamientos de azotea y ligeramente menores distorsiones máximas a las obtenidas de un análisis inelástico paso a paso.

A pesar de presentar un rango mayor de error en la obtención de demandas de desplazamiento y distorsión, tanto global como local, desde el punto de vista práctico el primer método resulta más conveniente ya que puede ser aplicado por los diseñadores estructurales fácilmente.

Evaluando el RCDF-93, primeramente para S1GL, al observar las demandas de desplazamientos inelásticos con respecto a los elásticos se confirma que son muy pocas las estructuras en zona de lago de la ciudad de México en las que la regla de Veletsos-Newmark es aplicable, sin embargo el RCDF-93 la considera válida para todas las estructuras con periodo mayor a 0.6 s.

El reglamento subestima la relación de desplazamiento inelástico a elástico para periodos menores al fundamental del terreno, mientras que para periodos iguales o mayores que T_1 , el reglamento resulta ser conservador.

Con respecto a los factores de reducción propuestos por el reglamento, al compararlos con la media obtenida de los registros analizados, se observa que para periodos del sistema menores al periodo predominante del movimiento del terreno el reglamento sobrestima el factor de reducción si éste se compara al factor de reducción producido por comportamiento inelástico; mientras que para periodos fundamentales cercanos al característico del movimiento del terreno el reglamento subestima la reducción (conservador).

Los factores de reducción de resistencia lateral del RCDF-93 son aproximados a los producidos por comportamiento no lineal de un S1GL desplantado en roca o suelo firme, pero muy diferentes a las de los suelos blandos. Se recomienda que estos factores se especifiquen en función del cociente T/T_1 .

Finalmente se aprecia que para las estructuras analizadas bajo los tres distintos sismos, sus ductilidades locales rebasan los valores de ductilidades globales, por lo que en el diseño debe ser controlada la ductilidad local y no tanto la global como se realiza normalmente.

Con base en lo anterior se observa que el RCDF-93 no toma en cuenta la concentración de deformación. Además, ni el reglamento, ni las NTC para diseño sísmico junto con sus comentarios son transparentes, ya que no indican el nivel de factor de ductilidad que se puede esperar para cada factor de comportamiento sísmico empleado.

Se concluye que aún dentro de la misma zona clasificada por el RCDF-93 como zona constituida por suelos blandos se presentan diferencias en los distintos espectros de respuesta obtenidos, tanto en periodos dominantes como aceleraciones máximas de terreno, provocando distintos tipos de respuesta para el mismo lugar.

Para sistemas de múltiples grados de libertad analizados existen diferencias de las demandas de desplazamientos obtenidos para S1GL con respecto a la que se obtuvo para los correspondientes de múltiples grados de libertad, a pesar de seguir la misma tendencia en cuanto a la relación de desplazamientos y demandas de ductilidad.

Por lo tanto es preciso establecer un método sencillo que relacione el comportamiento de ambos sistemas, obteniendo una mejor aproximación del comportamiento previsto para SMGL con respecto al S1GL y establecer esta diferencia presente en los códigos y reglamentos de diseño sísmico que se aplica para suelos blandos.

Es por lo anterior que se debe seguir buscando la forma de hacer más comprensibles y claras todas las sugerencias, espectros de diseño empleados, factores de reducción, etc. que marcan los códigos de diseño sísmico, además de establecer la diferencia de comportamiento que se presenta en una misma estructura al ser desplantada en distintos tipos de suelos, como sucede en el Distrito Federal.

Se debe seguir mejorando los métodos empleados en este estudio y de esta forma obtener una mejor estimación del comportamiento de las estructuras, debiendo ser incluidos en los distintos códigos de diseño sísmico.

Finalmente se enumeran las conclusiones obtenidas del presente trabajo de forma puntual, siendo estas las siguientes:

1. El comportamiento de los factores de reducción (R_H) para suelos blandos depende del valor de la relación T/T_g . Para $T < T_g$ los valores de R_H inelástico son menores que el factor de ductilidad; cuando T es cercano a T_g , R_H es mayor al factor de ductilidad y cuando $T > T_g$, R_H es igual a μ .

2. Las demandas de desplazamientos inelásticos para S1GL en suelos blandos son mayores a las elásticas para periodos cortos ($T/T_g < 0.6$); las demandas de desplazamientos inelástico son iguales a las elásticas para periodos largos ($T/T_g > 2$) y para periodos próximos a T_g , el desplazamiento inelástico es 50% menor al elástico.

3. La relación que se presenta de desplazamientos inelásticos entre elásticos para SMGL, en suelos blandos, sigue la misma tendencia que la correspondiente para S1GL. Lo mismo sucede para las demandas de ductilidad.

4. Los SMGL presentan una mayor demanda de ductilidad al aplicar la misma resistencia de un S1GL equivalente.

5. Los factores de reducción de resistencia lateral del RCDF-93 son aproximados a los producidos por comportamiento no lineal de un S1GL desplantado en suelo firme, lo cual produce que para periodos menores al predominante del terreno el reglamento sobrestime dicho factor y para periodos cercanos a T_g resulte el RCDF-93 ser conservador. Por lo tanto se recomienda que estos factores se especifiquen en función del cociente T/T_g .

6. Aún cuando los SMGL siguen las mismas tendencias que los S1GL en cuanto a relación de desplazamientos y demandas de ductilidad, estos SMGL presentan distintos valores de desplazamientos que los S1GL. Es por lo anterior que es preciso establecer un método sencillo y confiable para relacionar el comportamiento de ambos sistemas, obteniendo valores de deformación aproximados de SMGL.

7. Los métodos empleados en este reporte deben seguirse estudiando y mejorando, de tal forma que se obtenga una mejor estimación del comportamiento de las estructuras a partir de S1GL y así poder ser incluidos en los distintos reglamentos de diseño sísmico.

REFERENCIAS

- Bazan, Z.E. y Meli, P.R., "Manual de diseño sísmico de edificios", *Edit. Limusa*, México, D.F., pp.155, 1985.
- Rosenblueth, E. y Esteva, M., "Recomendaciones sobre estructuración", *Folleto complementario, caso sísmico de edificios*, Ediciones Ingeniería, México, pp.65-70, 1962.
- Moehle, J.P., "Displacement-based design of R.C. structures subjected to earthquakes", *Earthquake Spectra*, Vol.8, No.3, pp.403-427, 1992.
- Newmark, N.M. y Hall, W.J., "Seismic design criteria for nuclear reactor facilities", *Proc. 4th World Conf. on Earthquake Engrg.*, Santiago, Chile, Vol. II, B-4, pp. 37-50, 1969.
- Newmark, N.M. y Hall, W.J., "A rational approach to seismic design standards for structures", *Proc. 5th World Conf. on Earthquake Engrg.*, Roma, Italia, Vol. II, pp. 2266-2275, 1974.
- Veletsos, A.S., Newmark, N.M. y Chelapati, C.V., "Deformation spectra for elastic and elastoplastic system subjected to ground shock and earthquake motions", *Proc. 3th. World Conference on Earthquake Engrg.*, vol. II, Wellington, Nueva Zelanda, pp. 663-682, 1965.
- Veletsos, A.S., "Maximum deformations of certain nonlinear systems", *Proc. 4th. World Conference on Earthquake Engrg.*, Santiago, Chile, Vol.2, pp. 155-170, 1969.
- Veletsos, A.S. y Pennington Vann, W., "Response of ground-excited elastoplastic system", *Journal of the Structural Engrg.*, ASCE, Abil, pp.1257-1281, 1971.
- Riddell, R. y Newmark, N.M., "Statistical analysis of the response of nonlinear system subjected to earthquakes", *Structural Research Series No. 468.*, Dept. of Civ. Engrg., Univ. Illinois, 1979.
- Elghadamsi, F.E. y Mohraz, B., "Inelastic earthquake spectra", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15, pp. 91-104, 1987.
- Meli, R. y Avila, J.A., "Análisis de la respuesta de algunos edificios dañados por el sismo de 1985 en la ciudad de México", *Informe Interno*, Instituto de Ingeniería, Julio, 1987.
- Meli, R. y Avila, J.A., "Analysis of building response", *Earthquake Spectra*, vol. 4, No. 3, Feb., pp. 1-19, 1989.
- Rosca, H., Ruiz, S.E. y Diaz, O., "Construcción de espectros inelásticos a partir de registros en la ciudad de México", *Memorias del VIII Congreso Nat. Ing. Sísmica*, Acapulco, México, pp.a77-a86, 1989.
- Perez-Rocha, E. y Ordaz, M., "Cálculo rápido de espectros de respuesta inelásticos", *Memorias del IX Congreso Nat. de Ing. Sísmica*, Manzanillo, Col. México, pp. 3-83-3-92, 1991.
- Nassar, A.A. y Krawinkler, H., "Seismic demands for SDOF and MDOF systems", *Report No.95*, The John A. Blume Earthquake Engrg. Center, Stanford Univ., Calif., 1991.
- Miranda, E., "Site-dependent strength reduction factors", *Journal of Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.119, No.12, 1993.
- Ordaz, M., Perez-Rocha, L.E y Meli, R., "Respuesta de osciladores elastoplásticos sometidas a excitaciones sísmicas de banda angosta", *Memorias del X Congreso Nat. Ing. Sísmica*, Pto. Vallarta, México, pp.346-352, 1993.
- Miranda, E. y Bertero, V.V., "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design", *Earthquake Spectra*, Vol.10, No.2, pp.357-378, 1994.
- Miranda, E., "Observaciones a los criterios de diseño sísmorresistente del reglamento de construcciones para el Distrito Federal", *Ingeniería Sísmica*, Vol., No., México, D.F., 1995.
- Saiidi, M. y Sozen, M., "Simple nonlinear seismic analysis of reinforced concrete structures", *Journal of Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.107, No.5, 1981.

102 Referencias

- ¹Miranda, E., "Seismic evaluation and upgrading of existing buildings", *PhD thesis*, Univ. California at Berkeley, Calif. 1991.
- ²Miranda, E., "Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra", *Journal of Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 119, No. 5, 1993.
- ³D.D.F., "Normas técnicas complementarias para diseño sísmico", México, D.F. 1993.
- ⁴Hwang, H.H y Jaw, J., "Statistical evaluation of response modification factors for reinforced concrete structures", *NCEER-89-0002*, National Centre for Earthquake Engineering Research, 1989.
- ⁵Uang, C.M. y Macraouf, A., "Evaluation of displacement amplification factor for seismic design codes", *Final Report*, Calif. Dept. of Civil Engr., Northeastern Univ., Boston, Mass., 1992.
- ⁶Miranda, E., Ordaz, M., Alonso, J. y Montoya, C.E., "Sistema experto para la estimación de riesgo sísmico de edificios en el Distrito Federal", *Informe interno del Instituto de Ingeniería*, México, D.F. 1995.
- ⁷Clough R.W. y Penzien, J., "Dynamics of structures", *Mc.Graw Hill*, U.S.A., pp. 560-562, 1968.
- Paz M., "Structural dynamics. Theory and computation", *Chapmann Hall*, U.S.A., pp. 149-163, 1991.
- Departamento del Distrito Federal, "Estudios sobre sismicidad en el valle de México", *Secc. Gral. de Obras*, pp. 317-328, 1988.
- Press W., Flannery B.P., Teukolsky S.A. y Vetterling W.T., "Numerical Recipes", *Cambridge University Press*, London, pp. 422-427, 1986.

FIGURAS.

Índice

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Fig. 2.1 Comportamiento elastoplástico perfecto. | 11 |
| Fig. 2.2 Sistema elastoplástico bilineal. | 13 |
| Fig. 2.3 Componentes de un sistema elastoplástico bilineal. a) Sistema elastoplástico perfecto. b) Sistema lineal. | 13 |
| Fig. 2.4a Espectros de respuesta de aceleración para distintos acelerogramas. | 14 |
| Fig. 2.4b Espectros de respuesta de desplazamiento para distintos acelerogramas. | 19 |
| Fig. 2.5a Espectro de demanda de resistencia lateral (para sismo SCT-19.EW). | 25 |
| Fig. 2.5b Espectro de demanda de resistencia normalizado con la aceleración máxima del terreno (para sismo SCT-19.EW). | 26 |
| Fig. 2.6 Determinación de T_1 para el registro 0125.EW por medio del: a) Espectro de energía. b) Espectro de velocidades. | 27 |
| Fig. 2.6 Determinación de T_1 para el registro 0325.N5 por medio del: c) Espectro de energía. d) Espectro de velocidades. | 28 |
| Fig. 2.7 Factores de reducción para distintos acelerogramas. | 29 |
| Fig. 2.8a Espectros de la media de factor de reducción de resistencia. | 34 |
| Fig. 2.8b Espectros de la media + o - la standard de factor de reducción de resistencia. | 34 |
| Fig. 2.9 Coeficientes de variación de los factores de reducción. | 35 |
| Fig. 2.10 Comparación de la media del factor de reducción de resistencia (línea continua) con aquella obtenida usando la ecuación 2.37 (línea punteada), para los distintos valores de ductilidad (1,5,2,3 y 4) | 37 |
| Fig. 2.11 Espectros de relación de desplazamiento inelástico a elástico. | 39 |
| Fig. 2.12 Espectros de la media de la relación de desplazamiento inelástico a elástico. | 44 |
| Fig. 2.12b Espectros de la media + o - la desv. standard de la relación de desplazamiento inelástico a elástico. | 44 |
| Fig. 2.12c Coeficientes de variación relación de desplazamientos inelásticos a elásticos. | 45 |
| Fig. 2.13 Comparación de la media de la relación de desplazamientos (línea continua) con aquella obtenida usando la ecuación 2.39 (línea punteada). | 46 |
| Fig. 2.14 Espectros de diseño elástico del RCDF-93. | 50 |
| Fig. 2.15 Espectros de diseño reducidos con factores de comportamiento sísmico de 2,3 y 4, para zona III. | 51 |
| Fig. 2.16 Factores de reducción indicados por el RCDF-93 para zona III | 51 |
| Fig. 2.17 Desplazamientos espectrales correspondientes al espectro de diseño del RCDF con $Q = 1$ | 52 |
| Fig. 2.18 Desplazamientos inelásticos correspondientes al espectro de diseño del RCDF. | 52 |

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Fig. 2.19 Desplazamientos espectrales inelásticos zona III (1 entre 0.01 y 0.6 seg.). | 53 |
| Fig. 2.20 Espectros medio de la relación de desplazamiento inelástico a elástico de acuerdo al RCDF-93 para las zona III. | 54 |
| Fig. 2.21 Comparación del factor de reducción $Q = 3/H$ del RCDF-93 zona III con el factor de reducción promedio por comportamiento no lineal en sist. elastoplásticos bilineales. | 55 |
| Fig. 2.22 Comparación del cociente de desplazamientos inelásticos a elásticos implícitos en el RCDF-93 con la media del cociente de desplazamientos. | 56 |
| Fig. 2.23 Comparación del cociente de desplazamientos inelásticos a elásticos implícitos en el RCDF-93 afectados por 0.4 con la media del cociente de desplazamientos. | 56 |
| Fig. 3.1 Planta tipo de los 3 edificios de concreto reforzado analizados. | 58 |
| Fig. 3.2 Diseño final de las trabes de los distintos edificios estudiados. | 61 |
| Fig. 3.3 Diseño final de las columnas de los distintos edificios estudiados. | 62 |
| Fig. 3.4 Planta edif. 8 niv. con cargas gravitacionales. | 64 |
| Fig. 3.5 Planta edif. 8 niv. con las coordenadas del centro masa y rigidez para análisis din. | 65 |
| Fig. 3.6 Modelo artificial del sistema unido a un elemento rígido por medio de resortes para determinar el comportamiento elástico e inelástico de este. | 68 |
| Fig. 3.7 Curvas de fuerza-deformación y sus parámetros característicos de los distintos edificios estudiados. | 69 |
| Fig. 3.8 Ciclo histerético del primer entrepiso del edificio de 8 niveles. | 71 |
| Fig. 3.9 Configuración deformada para diferentes valores de αH | 81 |
| Fig. 3.10 Factores de amplificación B_1 relacionando la configuración deformada. | 82 |
| Fig. 3.11 Altura z/H a la que ocurre la máxima distorsión de entrepiso. | 84 |
| Fig. 3.12 Factor de amplificación B_1 para calcular la máxima distorsión de entrepisos. | 84 |
| Fig. 3.13 Comparación de desplazamiento de techo obtenido del método paso a paso con respecto al método 1 y 2 descritos anteriormente, para las ductilidades de 3,4 y 5. | 94 |
| Fig. 3.14 Comparación de distorsiones de entrepiso obtenidas método paso a paso con respecto al método 1 y 2 descritos anteriormente, para las ductilidades de 3,4 y 5. | 95 |

Índice

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabla 2.1 Características y registros de los sismos empleados. | 36 |
| Tabla 2.1b Valores máximos espectrales para los sismos empleados, considerando S1GL (tabla 1) con amortiguamiento de 5% del crítico. | 34 |
| Tabla 2.1c. Valores de T_p para los sismos empleados. | 37 |
| Tabla 2.2 Valores de las constantes para la ecuación 2.36 para cada ductilidad. | 37 |
| Tabla 2.3 Valores de las constantes para la función 2.39 para cada ductilidad. | 35 |
| Tabla 2.4. Valores para los espectros de diseño de acuerdo a RDE-93. | 49 |
| Tabla 3.1 Registros utilizados para el estudio de los sistemas de múltiples grados de libertad. | 58 |
| Tabla 3.2 Cargas para análisis por cargas verticales y para análisis dinámico sísmico. | 59 |
| Tabla 3.3 Cumplimiento de las condiciones de ductilidad en el diseño de trabes de los distintos edificios. | 60 |
| Tabla 3.4 Frecuencias y periodos modales principales de los tres edificios. | 64 |
| Tabla 3.5 Cortantes basales obtenidos para las tres estructuras a partir de análisis estáticos y dinámicos que establece el RCDF-93. | 65 |
| Tabla 3.6. Desplazamientos máximos elásticos globales y locales para los tres edificios. | 71 |
| Tabla 3.7 Deformaciones máximas para cada edificio bajo cada sismo para las ductilidades locales de 3, 4 y 5. | 72 |
| Tabla 3.8 Desplazamientos máximos de azotea inelásticos y elásticos. | 75 |
| Tabla 3.9 Ductilidades de los sistemas globales y las obtenidas para S1GL equivalentes a cada uno de los sistemas. | 76 |
| Tabla 3.10 Relación de resistencias de SMGL con respecto a los S1GL equivalentes. | 77 |
| Tabla 3.11 Desplazamientos elásticos obtenidos para el punto mas alto de cada edificio, así como la obtención de la distorsión máxima y el nivel donde este máximo se produce, por el Ter. Metodo. | 85 |
| Tabla 3.12 Demandas de desplazamiento inelástico máximo en la azotea y distorsión inelástica máxima (Método I) | 87 |
| Tabla 3.13 Desplazamientos de techo y distorsiones máximas de los sistemas, comportándose elásticamente empleando el sistema equivalente (método 2). | 90 |
| Tabla 3.14 Demandas de desplazamiento inelástico máximo en la azotea y distorsión inelástica máxima (Método II) | 91 |
| Tabla 3.15 Comparación de desplazamientos máximos de techo y distorsiones máximas, para registro SCT-19.EW. | 92 |
| Tabla 3.16 Comparación de desplazamientos máximos de techo y distorsiones máximas, para registro 0625.EW. | 93 |
| Tabla 3.17 Comparación de desplazamientos máximos de techo y distorsiones máximas, para registro 5625.NS. | 93 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabla 3.18 Comparación de desplazamientos máximos en el techo de cada sistema, aplicando el RCDF y los tres distintos registros que se estudiaron, factorizados (0.625, EW y 0.625/43) para igualar la aceleración máxima del terreno. | 93 |
| Tabla 3.19 Demandas de ductilidad de cada sistema con distintas excitaciones, obtenidas a partir de un análisis no lineal. El factor de reducción por comportamiento sísmico empleado en el RCDF-93 es igual que tres. | 96 |