

01181
2

Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en la confiabilidad de estructuras expuestas a sismos

por

Armando Bárcena Vega

TESIS DOCTORAL

PRESENTADA A LA DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE
POSGRADO DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE

**DOCTOR EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)**

2001

CIUDAD UNIVERSITARIA
JULIO, 2001



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Índice

| | | |
|-------------------|--|----|
| | Resumen | 1 |
| | Notación | 1 |
| Capítulo 1 | Introducción | 3 |
| 1.1 | Planteamiento del problema | 3 |
| 1.2 | Objetivos | 4 |
| 1.3 | Organización | 4 |
| Capítulo 2 | Movimientos en terreno firme para el temblor más desfavorable (TMD) | 8 |
| 2.1 | Introducción | 8 |
| 2.2 | Criterios para evaluar historias de aceleración asociadas al TMD | 9 |
| 2.3 | Simulación de historias de aceleración | 12 |
| Capítulo 3 | Movimientos en terreno blando para el TMD | 13 |
| 3.1 | Introducción | 13 |
| 3.2 | Simulación de historias de aceleración en terreno blando | 15 |
| Capítulo 4 | Interacción dinámica suelo-estructura (IDSE) para cimentaciones tipo mixto en los análisis de confiabilidad estructural | 19 |
| 4.1 | Introducción | 19 |
| 4.2 | Efectos de IDSE en edificios instrumentados en la ciudad de México | 21 |
| 4.3 | Método de subestructura de interacción dinámica suelo-estructura | 24 |
| 4.4 | Hipótesis de trabajo | 28 |
| 4.5 | Descripción del modelo para el análisis sísmico inelástico de marcos planos con IDSE | 30 |
| 4.6 | Interacción cinemática | 31 |
| 4.7 | Funciones de impedancia | 33 |
| | 4.7.1 <i>Parámetros de la cimentación para los análisis de IDSE</i> | 37 |
| | 4.7.2 <i>Introducción de las funciones de impedancia para los análisis de IDSE en el tiempo</i> | 39 |
| Capítulo 5 | Influencia de la IDSE en la confiabilidad estructural | 41 |
| 5.1 | Introducción | 41 |
| 5.2 | Antecedentes | 42 |
| 5.3 | Criterios de falla e índice de confiabilidad | 44 |
| 5.4 | Modelo estructural | 46 |
| 5.5 | Incertidumbre en las propiedades estructurales, en las cargas gravitacionales y sísmicas | 47 |
| 5.6 | Criterios de diseño empleados | 48 |
| 5.7 | Sistema simplificado de referencia (SSR) | 51 |
| 5.8 | Funciones de confiabilidad | 53 |
| | 5.8.1 <i>Planteamiento</i> | 53 |
| | 5.8.2 <i>Observaciones preliminares</i> | 55 |
| 5.9 | Resultados | 57 |
| | 5.9.1 <i>Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura</i> | 57 |
| | 5.9.2 <i>Espectros de diseño asociados a la confiabilidad de calibración ...</i> | 62 |
| Capítulo 6 | Conclusiones y comentarios finales | 65 |
| | Reconocimientos | 72 |
| | Referencias | 73 |
| Apéndice I | A semi-empirical model for the influence of soft soil conditions on realistic acceleration time histories | 78 |

Abstract

The seismic reliability of buildings constructed in Mexico City and designed with the building code in force is unknown. The purpose of this thesis was evaluate that reliability for conventional buildings, accounting for the dynamic soil-structure interaction and the happening of the more unfavourable earthquake. The magnitude and distance associated with this earthquake are in accord with those of the subduction earthquakes supposed for the present design spectra for Mexico's Federal District. The corresponding ground motions at firm ground are simulated from a group of accelerograms considerate as empirical Green's functions and from records of the September 19, 1985 earthquake. In order to simulate acceleration time histories at soft soil sites from those simulated at firm ground, a semi-empirical model is proposed which works with empirically determined complex transfer functions. This model permits taking into account non-linear soil behaviour according to the interest seismic intensity and simulating realistic acceleration time histories with evolutionary amplitudes and frequency content, long duration and harmonic beats. On the other hand, accounting for a compensated friction pile foundation for the studied structures, theoretical formulations for embedded cylindrical foundations are empirically modified to take into account the effect of friction piles, on the base of observations of dynamic soil-structure interaction experimented in buildings of the city during earthquakes and of some parametric studies. Reinforced concrete structures whose beams and columns are expected to undergo damage when subjected to cyclic loads are studied. Rules are established to evaluate the structural reliability. The reliability of the structures designed with the building code in force and subjected to ground motions simulated for the soft soil site where the most intense motions were recorded in Mexico City during the 1985 earthquake is referred to as calibration reliability. It is concluded that the soil-structure interaction gives rise to ductility demands for structures whose effective period is close enough to that of the ground; in another case, the ductility demands are reduced. In the first case, the soil-structure interaction leads to reducing the design spectral accelerations and, in the second case, to increasing those accelerations. It is also concluded that the structures located in soft soil sites away from the site where the greatest seismic intensities of the whole city were recorded during the 1985 earthquake are more reliable than in that site; as a consequence, the design spectrum prescribed for soft soil can be significantly reduced to achieve the calibration reliability. The soil-structure interaction leads to reducing even more the design spectrum, but only for short effective period structures, for long effective period structures, in contrast, it is not possible to apply an additional reduction to the design spectrum but an increment

Resumen

La confiabilidad sísmica de edificios construidos en la ciudad de México y diseñados con el Reglamento de Construcciones vigente, es desconocida. El propósito de esta tesis fue evaluar dicha confiabilidad para edificios convencionales, considerando la influencia de la interacción dinámica suelo-estructura y la supuesta ocurrencia del temblor más desfavorable. La magnitud y distancia que se asocian a este temblor son congruentes con las supuestas para los sismos de subducción considerados para establecer los actuales espectros del diseño para la ciudad. Los movimientos en terreno firme para este temblor se simulan a partir de un grupo de acelerogramas considerados como funciones de Green empíricas y de información derivada de los registros del sismo del 19 de septiembre de 1985. Para simular los movimientos en sitios de terreno blando, a partir de los de terreno firme, se propone un modelo semiempírico el cual trabaja con funciones de transferencia empíricas complejas. Este modelo permite tomar en cuenta el efecto del comportamiento no lineal del suelo de acuerdo con la intensidad del sismo de interés y simular acelerogramas realistas con amplitudes y contenido de frecuencias evolutivos, con largas duraciones y con paquetes de ondas en las largas codas. Por otro lado, considerando una cimentación tipo mixto para las estructuras estudiadas, se plantean modificaciones empíricas a formulaciones teóricas simples para la interacción de cimentaciones cilíndricas enterradas para tomar en cuenta el efecto de pilotes de fricción, con base en observaciones de la interacción suelo-estructura en edificios instrumentados y con análisis paramétricos. Se consideran estructuras de concreto reforzado con degradación en sus propiedades por efecto de cargas cíclicas. Se establecen los criterios para evaluar la confiabilidad de las estructuras. Se considera también que las confiabilidades de las estructuras estudiadas, diseñadas con las actuales especificaciones reglamentarias y sometidas a los movimientos sísmicos simulados en el sitio donde se registró durante el temblor del 19 de septiembre de 1985 el movimiento más intenso en el valle de México, representan niveles de seguridad aceptables, aquí denominados confiabilidades de calibración. Se encontró que para edificios cuyo periodo efectivo se aproxima al del terreno la interacción suelo-estructura incrementa las demandas de ductilidad estructural; en otro caso, reduce dichas demandas. En el primer caso, la interacción conduce a una reducción de las aceleraciones espectrales de diseño y, en el segundo, a un incremento de dichas aceleraciones. Se encontró que las estructuras localizadas fuera del sitio de mayores intensidades sísmicas durante el temblor de 1985, son más confiables que en ese sitio, lo cual conduce a reducir notablemente el espectro de diseño reglamentario para lograr las confiabilidades de calibración. La interacción suelo-estructura conduce a reducir más aún el espectro de diseño, pero sólo para estructuras de periodo corto; para estructuras de periodo largo, en cambio, no es posible aplicar una reducción adicional al espectro de diseño, sino un incremento

Notación:

| | |
|------------|--|
| α | intensidad resistente; ordenada del espectro de diseño inelástico para el periodo considerado |
| b | dimensión de la base de los edificios paralela al plano de análisis; base de las secciones transversales de los miembros estructurales. |
| β | índice de confiabilidad |
| CM | carga muerta |
| CU | sitio Ciudad Universitaria |
| CAO | sitio Central de Abastos Oficinas |
| Δ_Q | reducción o incremento de la intensidad actuante por efecto de la interacción dinámica suelo-estructura |
| DDF | Departamento del Distrito Federal |
| EW | componente Este-Oeste |
| FTE | Función de Transferencia Empírica |
| FGE | Función de Green Empírica |
| f_c | resistencia del concreto a compresión. |
| f_y | esfuerzo a la fluencia de acero de refuerzo. |
| G | módulo de rigidez al corte del suelo |
| h | altura del edificio; peralte de las secciones transversales de los miembros estructurales |
| H | espesor del depósito de suelo |
| IDSE | interacción dinámica suelo-estructura |
| IMP | edificio Instituto Mexicano del Petróleo |
| IMS | edificio Instituto Mexicano del Seguro Social |
| JAL | edificio Jalapa |
| MN | componente de intensidad de Arias mínima |
| MX | componente de intensidad de Arias máxima |
| M_w | Magnitud de momento |
| NS | componente Norte-Sur |
| NTCEC-96 | Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 1996. |
| NTCDS-95 | Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 1995. |
| η | relación de amortiguamiento |
| PC | edificio Plaza Córdoba |
| p. ej. | por ejemplo. |
| Q | intensidad actuante en la estructura con base rígida; demanda de ductilidad en el sistema simplificado de referencia |
| Q* | intensidad actuante en la estructura considerando la interacción dinámica suelo-estructura; demanda de ductilidad en el sistema simplificado de referencia eliminando el efecto del suelo de cimentación elástico. |
| r | relación de esbeltez de edificios (altura/base); recubrimiento del acero de refuerzo de los miembros estructurales. |
| R | distancia epicentral |
| RCDF-93 | Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1993. |
| S | carga de diseño debida a sismo. |
| SCT | sitio Secretaría de Comunicaciones y Transportes |
| SMGMA | modelo semi-empírico de amplificación de movimiento del terreno |
| T | periodo dominante de vibrar del terreno o del edificio |

| | |
|--------------|--|
| T_{e-idsc} | periodo de la estructura con interacción dinámica suelo-estructura |
| TAC | sitio Tacubaya |
| TMD | Temblor Más Desfavorable |
| ν | relación de Poisson |
| V_s | velocidad de ondas de corte en el suelo |
| Wa | carga viva instantánea. |
| Wm | carga viva máxima. |

Capítulo 1 Introducción

1.1 Planteamiento del problema

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-95) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal establecen espectros de diseño para la ciudad de México de acuerdo con su zonificación geotécnica. En particular, los espectros para las zonas II y III presentan una amplia meseta de ordenadas máximas, lo cual para algunas estructuras puede resultar demasiado conservador. Esto resulta del intento por cubrir incertidumbres debidas a las características de movimientos de sismos futuros, a las aproximaciones implícitas en los modelos empleados para evaluar la respuesta sísmica de las estructuras, deterioro de la rigidez y resistencia de los elementos estructurales, la posibilidad de ocurrencia de diversos modos de falla, efecto del posible incremento del amortiguamiento efectivo del sistema suelo-cimentación producto de la interacción dinámica suelo-estructura (IDSE), etc. Dichas incertidumbres pueden reducirse drásticamente si se conoce el periodo fundamental del sitio y se toma en cuenta la IDSE. En este sentido, las Normas permiten usar espectros de sitio mediante una expresión que es función del periodo fundamental del sitio y modificar el periodo de la estructura por efecto de la IDSE con base en un modelo simplificado; sin embargo, no se consideran los efectos de dicha interacción en el amortiguamiento de la estructura ni en la ductilidad efectiva disponible. No obstante, las Normas permiten el uso de modelos refinados de IDSE, de los que pueden resultar reducciones significativas de las ordenadas espectrales, pero hay que demostrar a las autoridades que se obtienen niveles de seguridad congruentes con los implícitos en las Normas. Esto requiere de algunas aclaraciones. Por una parte, antes de considerar la posible reducción de las ordenadas espectrales a que pudiera conducir el alargamiento del periodo de vibración y el amortiguamiento por radiación que resultan de la IDSE, debe tenerse presente la reducción en la ductilidad disponible efectiva que se presentan como consecuencia de que la respuesta lateral de la estructura es la suma de la debida a la rotación de la cimentación con respecto a ejes horizontales y la debida a la deformación lateral no lineal de dicha estructura. Por otra parte, es necesario recordar que los efectos reductores de la respuesta asociados con el alargamiento de periodos naturales, con el amortiguamiento por radiación y con la interacción cinemática, han estado presentes en el comportamiento de diversas estructuras desplantadas en la zona de mayores daños (zona de calibración) sufridos durante los temblores de septiembre de 1985, lo cual sirvió de referencia a un grupo de expertos para establecer los coeficientes y espectros de diseño sísmico vigentes que conducen a niveles aceptables de riesgo. Por tanto, es indispensable determinar si las características del suelo y

de la cimentación de la obra de interés son capaces de dar lugar a reducciones mayores que las que probablemente se hayan presentado en la realidad en las construcciones que sirvieron para estimar el riesgo asociado con diseños basados en los coeficientes de diseño sísmico establecidos en las Normas. Según el Reglamento, los espectros reducidos por interacción en casos específicos deberán conducir a niveles de seguridad congruentes con los implícitos en las Normas. Para esto conviene desarrollar criterios para juzgar sobre esta congruencia.

1.2 Objetivos

En este estudio se desarrollan criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad estructural y en IDSE, de manera que las ordenadas espectrales de diseño que se adopten para el diseño sísmico de estructuras desplantadas en cualquier sitio conduzcan a los mismos niveles de seguridad que tendrían las mismas estructuras si se construyeran en la zona de calibración. Para esto se han establecido los siguientes objetivos:

- Formular un marco conceptual para el análisis de la confiabilidad de estructuras expuestas a sismos en el valle de México, tomando en cuenta las incertidumbres debidas a las características del movimiento del terreno en un sitio de referencia de terreno firme, a la influencia de las condiciones locales, a la interacción suelo-estructura y a las propiedades de la estructura.
- Con base en el marco anterior, evaluar la influencia de los conceptos citados en la confiabilidad de estructuras típicas en condiciones locales típicas para distintos sitios en el valle de México, a fin de establecer criterios de diseño que conduzcan a niveles de confiabilidad congruentes en dichos sitios, supuesta la ocurrencia del temblor más desfavorable (TMD).

Lo anterior se desarrolla en los capítulos 2) Movimientos en terreno firme, 3) Movimientos en terreno blando, 4) Interacción dinámica suelo-estructura (IDSE), 5) Influencia de la IDSE en la confiabilidad estructural y en el Apéndice I. En el último se desarrolla un modelo para evaluar los efectos locales.

1.3 Organización

En el Capítulo 2 se evalúan los movimientos en terreno firme del valle de México que generaría el temblor más desfavorable (TMD). Los valores de los parámetros de este temblor hipotético, magnitud

y distancia, son congruentes con los supuestos para los sismos de subducción considerados para establecer los espectros de diseño (Rosenblueth *et al.*, 1989). El sitio de referencia de terreno firme es el sitio CU (Ciudad Universitaria). Los movimientos del terreno asociados a este temblor se definen por una familia de historias de aceleración que satisfacen la magnitud y la distancia especificadas. Para esto dicha familia de historias de aceleración queda integrada por información derivada de los registros en CU del sismo del 19sep85 y de acelerogramas simulados mediante el método de funciones de Green empíricas. Las funciones de Green se obtienen de sismos de magnitud moderada cuya distancia epicentral coincide con la del temblor hipotético.

Antes del Capítulo 3, es conveniente revisar el Apéndice I. En este apéndice se propone un modelo semi-empírico para evaluar los efectos de condiciones locales en los movimientos de terreno blando. El modelo trabaja con funciones de transferencia complejas empíricas obtenidas de sismos registrados en el sitio de interés y en el sitio de referencia de terreno firme. Para esto, dichas funciones se expresan como la superposición de las funciones de transferencia de un conjunto de osciladores de un grado de libertad y se consideran como funciones aleatorias. A fin de tomar en cuenta la influencia del comportamiento no lineal del suelo cuando la intensidad del sismo usado para obtener los parámetros del modelo difiere de aquella del sismo de interés, los parámetros del modelo se modifican en función de la intensidad del último. Un análisis de los acelerogramas registrados en los sitios de terreno blando y durante los sismos considerados muestra que los movimientos del terreno dependen significativamente de la intensidad del movimiento para componentes en que la intensidad de Arias es máxima; en cambio, para componentes en los que la intensidad de Arias es mínima no existe tal dependencia. Este fenómeno es atribuido en este estudio al comportamiento no lineal de los estratos de suelo blando del valle y tomado en cuenta para la calibración del modelo. La capacidad del modelo para predecir historias de aceleración con características realistas en terreno blando es calibrada con los registros del sismo del 19sep85 y otros sismos de menor magnitud. Los resultados finales muestran que los movimientos simulados presentan duraciones, amplitudes, contenido de frecuencias y características evolutivas en el dominio de la frecuencia y en el del tiempo similares a las de los observados.

Probada la capacidad predictiva del modelo semi-empírico, en el Capítulo 3 se simulan historias de aceleración en sitios de terreno blando, correspondientes a los movimientos simulados en terreno firme para el TMD. Los sitios de terreno blando para los que se hacen las simulaciones son SCT, CAO y D84, con periodos dominantes de vibrar de 2.0, 3.5 y 1.4 s, respectivamente. Para esto se toma en

cuenta la influencia del comportamiento no lineal de los suelos blandos de acuerdo con la intensidad del TMD.

En el Capítulo 4 se plantea el problema de evaluar la IDSE para estructuras de 5 a 20 pisos localizadas en terreno blando del valle de México y sujetas a los movimientos del TMD. Estas estructuras pueden experimentar deterioro de sus propiedades ante cargas cíclicas. Tomando en cuenta que en la zona lacustre los problemas de cimentación se deben principalmente a los depósitos de arcilla blanda de baja resistencia y alta compresibilidad, a la consolidación regional y a la alta amplificación de los movimientos sísmicos, se acepta que un cajón de cimentación complementado con pilotes de fricción (cimentación mixta) satisface los estados límite de la cimentación para el tipo de estructuras contempladas. Las dificultades que surgen al considerar lo anterior es que no se dispone de herramientas para determinar las funciones de impedancia ni la interacción cinemática para este tipo de cimentación. En este trabajo primero se observan los efectos de IDSE que se han experimentado durante algunos sismos en algunos edificios instrumentados en la ciudad; se hace un análisis conceptual del método de subestructura para la IDSE y se establecen los criterios para su uso en sistemas suelo-estructura donde se puede experimentar comportamiento no-lineal; se adopta un criterio simplificado para evaluar la interacción cinemática de cimentaciones mixtas; se revisan algunos trabajos teóricos tanto para cimentaciones a base de cajón como para cimentaciones a base de pilotes y se aprovechan las experiencias obtenidas de un caso historia reportado acerca del comportamiento sísmico en campo de una cimentación mixta localizada en la zona lacustre. Con lo anterior y con análisis paramétricos de IDSE de las estructuras consideradas para los estudios de confiabilidad, se plantean modificaciones empíricas a formulaciones teóricas simples para la interacción de cimentaciones cilíndricas enterradas, con el fin de introducir el efecto de pilotes de fricción a dicha interacción. Finalmente, se muestra que es posible introducir adecuadamente los efectos de interacción dinámica suelo-estructura contemplados, evaluados a partir de análisis en la frecuencia, en el modelo considerado para el análisis de respuesta inelástica de los edificios estudiados.

En el Capítulo 5 se desarrollan criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad estructural, incluyendo el efecto de la interacción dinámica suelo-estructura. Para esto, las aceleraciones espectrales que se adoptan para el diseño sísmico de estructuras típicas desplantadas en cualquier sitio conducen a un mismo nivel de seguridad preestablecido cuando estas se someten a un ambiente sísmico dado. Para esto se toma un conjunto de estructuras formadas por marcos dúctiles de concreto reforzado diseñadas con las especificaciones reglamentarias vigentes. Las confiabilidades de calibración se

evalúan tomando como base el ambiente sísmico del sitio SCT, el cual se localiza en la zona de calibración. Las confiabilidades de calibración se toman como los niveles de seguridad preestablecidos para evaluar espectros de diseño en los sitios CAO y D84. El estudio se hace considerando la influencia de la IDSE en la variación del índice de confiabilidad en términos de parámetros que determinan la resistencia estructural (ordenadas de espectros de diseño inelástico) y de parámetros que determinan la intensidad sísmica actuante en la estructura dúctil (ordenadas del espectro de respuesta esperado inelástico). Se proponen criterios para tomar en cuenta la IDSE en la intensidad actuante. El índice de confiabilidad queda expresado en términos de indicadores del desempeño de la respuesta de las estructuras. Se estudia la variación del índice de confiabilidad con la esbeltez y con el periodo de las estructuras. Se estudian también las condiciones en que la IDSE contribuye a incrementar o decrementar las demandas de ductilidad de entrepiso en las estructuras y sus repercusiones en los índices de confiabilidad correspondientes. Se proponen parámetros para determinar si la IDSE es favorable o es desfavorable en las demandas de ductilidad de entrepiso. Se evalúan espectros de diseño para sitios diferentes al de calibración, asociados al mismo nivel de confiabilidad de calibración.

Finalmente, en el Capítulo 6 se formulan las conclusiones del estudio.

Capítulo 2 Movimientos en terreno firme para el temblor más desfavorable (TMD)

2.1 Introducción

En este capítulo se determinan los movimientos en el sitio CU correspondientes al temblor más desfavorable (TMD) que razonablemente se podría esperar para el valle de México. En este trabajo se considera como temblor más desfavorable aquel caracterizado por una magnitud suficientemente grande a una distancia suficientemente corta al sitio o zona de interés. Las características de este sismo hipotético dependerán del potencial sísmico de las fuentes sismogénicas susceptibles de provocar daño en la zona de interés y de su localización respecto a la misma. En otros trabajos se han hecho extensos estudios para determinar las fuentes sismogénicas y su potencial sísmico que pueden causar daño en el valle de México (p. ej. Singh *et al.*, 1981; Rosenblueth y Ordaz, 1990; Singh *et al.*, 1983; Astiz *et al.*, 1987), así como los efectos de fuente y de trayecto (p. ej. Ordaz, 1992; Pérez-Rocha, 1998).

Por su parte, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) contemplan cuatro fuentes sismogénicas para estipular los coeficientes sísmicos y espectros de diseño para el valle (Rosenblueth *et al.*, 1989). No obstante, Rosenblueth *et al.* (1989) destacan que los sismos que históricamente han provocado los mayores daños en la ciudad de México han sido los sismos de subducción. Consideran también que la brecha sísmica de Guerrero es representativa, en el corto plazo, de las condiciones más críticas de la zona de subducción, pues se estima para esta zona un sismo con una magnitud máxima esperada de $M_w = 8.2$. Este sismo provocaría los movimientos más intensos en el valle para sitios con periodo de vibrar mayor que 1.0 s (figura 2.1). La distancia más corta al área de ruptura es incierta, y se asignan (Rosenblueth *et al.*, 1989) probabilidades de 0.25, 0.5 y 0.25 a distancias de 130, 248 y 280 km, respectivamente. En la figura 2.2 se hace ver que la distancia de CU a la zona media de la brecha sísmica de Guerrero es aproximadamente de 300 km.

La magnitud y la distancia que aquí se asocian al TMD son congruentes con las supuestas para los sismos de subducción considerados para establecer los espectros de diseño (Rosenblueth *et al.*, 1989). Así, se adopta una magnitud $M_w = 8.2$ y una distancia congruente con la existente entre el sitio CU y la brecha sísmica de Guerrero, la cual se especifica más adelante. Esta adopción se basa, por una parte, en que, de acuerdo con el Reglamento, los movimientos más intensos en el valle para sitios con

periodo de vibrar mayor que 1.0 s serían provocados por el sismo de Guerrero y, por otra, en que los sitios de terreno blando y las estructuras consideradas en este estudio tienen periodos de vibrar mayores que 1.0 s. Esa adopción implica también que la confiabilidad asociada a los espectros de diseño del Reglamento, la cual se toma en este estudio como referencia para evaluar los espectros de confiabilidad uniforme, estará referida al TMD. Es importante aclarar que un planteamiento riguroso de la confiabilidad de estructuras se basa en evaluarla ante todos los sismos, incluyendo varias fuentes, que pudieran ocurrir durante la vida útil de las mismas. Sin embargo, como un primer paso, incluyendo los efectos especificados en los objetivos de este estudio (Capítulo 1), se propone evaluar dicha confiabilidad para el TMD. En lo que sigue se plantean los criterios para simular historias de aceleración en el sitio CU asociadas a ese temblor.

2.2 Criterios para evaluar historias de aceleración asociadas al TMD

Debido a las incertidumbres en las características, por ejemplo, de fuente y de trayecto, asociadas al temblor hipotético, los movimientos correspondientes a dicho temblor en terreno firme del valle se definen por una familia de acelerogramas que satisfacen la magnitud y la distancia establecidas para dicho temblor. Para esto, dicha familia de acelerogramas quedará integrada por información derivada del sismo del 19sep85 y de acelerogramas simulados con el método de funciones de Green empíricas. Las funciones de Green se obtienen de sismos de magnitud moderada cuya distancia epicentral coincide con la del temblor hipotético

El método de funciones de Green empíricas (FGE) para simular historias de tiempo del movimiento del terreno para sismos intensos de interés (Hartzell, 1978) se basa en la hipótesis de que un registro producido en un sitio dado durante un sismo pequeño se considera como la función de Green asociada a una fuente sísmica simple; es decir, el movimiento en el sitio de registro se considera como la respuesta a una dislocación puntual en la fuente sísmica. Bajo esta hipótesis, la función de Green empírica contendrá implícitamente información sobre trayecto y efectos de sitio. Si se considera además que los efectos de trayecto y de sitio para sismos pequeños y grandes originados en la misma fuente sísmica son los mismos, solo bastaría conocer la historia de dislocaciones (o el proceso de ruptura) en la fuente sísmica para el sismo grande y evaluar su convolución con la función de Green para simular movimientos del terreno en el sitio de registro correspondientes al sismo grande. Las dificultades de este método se deben al desconocimiento del proceso de ruptura del sismo de interés.

En este estudio la simulación de acelerogramas por el método mencionado se basa en el procedimiento propuesto por Ordaz *et al* (1995). En este procedimiento no se modela el proceso de ruptura, sino que los instantes de ocurrencia de las dislocaciones se consideran aleatorios, en función de una densidad de probabilidades acorde con el modelo de fuente ω^2 . Las relaciones de escalamiento también se basan en dicho modelo de fuente. Con este procedimiento sólo se requieren las caídas de esfuerzos y los momentos sísmicos del temblor grande y del pequeño. Ordaz *et al* (1995) han mostrado que con este procedimiento, incorporado en el programa de computadora SIMF13-GENBET3 (Ordaz, 1996), pueden obtenerse historias de tiempo del movimiento del terreno con características realistas en amplitud y contenido de frecuencias.

En la tabla 2.1 se muestran algunos parámetros sismológicos de los temblores (con $M_s \geq 6.9$) usados como FGE, del TMD y del temblor del 19sep85. En la figura 2.2 se muestra la localización de los epicentros y de las áreas de ruptura de los temblores usados como FGE. La caída de esfuerzos del TMD se fijó arbitrariamente en 100 bars.

Especificados los momentos sísmicos de las FGE y del TMD, y la caída de esfuerzos del último, las caídas de esfuerzos de los temblores usados como FGE se evaluaron por el ajuste (en altas frecuencias) del modelo de escalamiento

$$E(\omega) = \frac{M_{O_{TMD}}}{M_{O_{FGE}}} \frac{1 + (\omega / \omega_{cFGE})^2}{1 + (\omega / \omega_{cTMD})^2} \quad (2.1)$$

al cociente de los espectros de amplitudes de Fourier del TMD y de la FGE usada en cada caso. En la ecuación 2.1 ω es frecuencia (en rad/s); M_o es el momento sísmico (en dina-cm); $\omega_c = 4.9 \times 10^6 (2\pi\nu)(\Delta\sigma / M_o)^{1/3}$ es la frecuencia de esquina; ν es la velocidad de propagación de ondas S desde la fuente hasta el sitio (= 3.5 km/s) y $\Delta\sigma$ es la caída de esfuerzos. El modelo de la ecuación 2.1 es simplemente el cociente del modelo de fuente ω^2 para el TMD entre el correspondiente al de la FGE.

En este punto se desconoce el espectro de amplitudes de Fourier del TMD. Para escalar las FGE al TMD de acuerdo con el modelo de la ecuación 2.1, se toma como referencia el espectro de amplitudes

de Fourier en CU dado por las leyes de atenuación de Ordaz (1992) para este tipo de espectros. Estas leyes son especificadas para sismos mexicanos de subducción, en función de la magnitud y de la distancia más corta al área de ruptura. Estas leyes se basan en un modelo semiempírico el cual parte de modelos teóricos de la fuente y de la propagación de ondas sísmicas desde la fuente hasta el sitio. La regresión para obtener los parámetros de ese modelo se basa en el teorema de Bayes, con lo cual, además de la información acelerográfica que en ese caso corresponde a sismos mexicanos de subducción registrados en CU, es posible tomar en cuenta la información proveniente del estado del conocimiento sobre el fenómeno (Ordaz, 1992). Las caídas de esfuerzos de las FGE obtenidas por los ajustes mencionados se listan en la tabla 2.1.

Como se mencionó, para el uso del método de FGE la localización de la fuente de dicha función debe coincidir con la del temblor grande. Así, la distancia que se asociaría en este caso al TMD estaría dada por la de las FGE. Nótese (tabla 2.1) que las distancias más cortas al área de ruptura de las FGE oscilan alrededor de 300 km. Es de esperarse que ante un temblor mayor que el correspondiente al de las FGE el área de ruptura sea mayor; sin embargo, debido a las incertidumbres en las características del sismo hipotético que se trata de simular, sólo nos basaremos en los datos de las FGE, por lo que asociaremos una distancia de 300 km al TMD. Con las leyes de atenuación de Ordaz (1992) y con los parámetros de magnitud de 8.2 y de distancia de 300 km, se evaluaron los espectros de amplitudes de Fourier que se toman como referencia para escalar las FGE en cada componente. En los recuadros identificados como TMD de la figura 2.3 se muestran estos espectros.

Así, obtenidos los momentos sísmicos y las caídas de esfuerzos del TMD y de las FGE se simularon historias de aceleración en el sitio CU con el procedimiento antes mencionado.

El temblor del 19sep85 se consideró como una realización del TMD. Para simular acelerogramas para ese temblor se modelaron los acelerogramas registrados en CU durante ese temblor como un proceso estocástico no estacionario a través de funciones moduladoras de la evolución de las amplitudes y del contenido de frecuencias (Yeh y Wen, 1989). Con este modelo Yeh y Wen (1989) simularon acelerogramas realistas para varias condiciones de intensidad y de contenido de frecuencias.

2.3 Simulación de historias de aceleración

Se simularon 5 acelerogramas para cada FGE y 5 para el sismo del 19sep85 en cada componente. En cada recuadro de la figura 2.3, identificados con la fecha del sismo utilizado como FGE en cada caso, se muestra el espectro de amplitudes de Fourier de la FGE y el espectro que resulta del promedio de las simulaciones con esa FGE. Para el caso del recuadro del sismo 19sep85 se muestran los espectros de amplitudes de Fourier del sismo usado como semilla para la simulación por el modelo del proceso no estacionario y el espectro que resulta del promedio de esas simulaciones. En los recuadros identificados como TMD se muestran los espectro promedio de las anteriores simulaciones para cada componente. Estos espectros son finalmente los asociados al TMD. Adicionalmente, en cada recuadro de la figura 2.3 y para cada componente se muestra como referencia el espectro de amplitudes esperado derivado de las leyes de atenuación usado para escalar las FGE.

En la figura 2.4 se muestran los resultados de las simulaciones en términos de espectros de respuesta medios y medios \pm una desviación estándar para cada FGE y para el sismo del 19sep85 en los componentes EW y NS; además, se muestran los espectros de respuesta de los acelerogramas usados como FGE para los dos componentes. En la figura 2.5 se muestran los espectros de respuesta medios y medios \pm una desviación estándar de todos los movimientos simulados con las seis FGE y con los acelerogramas del sismo del 19sep85.

Es interesante observar (figura 2.5) que para el componente NS los movimientos presentan un ancho de banda mayor, pero con menor amplitud, que el correspondiente a los movimientos en el componente EW. Lo anterior se observa también (figura 2.4) en los espectros de respuesta de las FGE usadas de los sismos del 7jun82b, 25abr89, 14sep95 y de las semillas del sismo del 19sep85. Por los resultados presentados en la figura 2.5, se esperaría que para sitios con periodo de vibrar entre 0.5 y 1.6 s el TMD generara una mayor respuesta en el componente EW, y para sitios con periodo de vibrar mayor que 1.6 s la mayor respuesta sería en el componente NS.

| Evento | Fecha | Lat N (°) | Lon W (°) | Prof km | Distancia* km | Ms | Mw | Mo dina-cm | $\Delta\sigma$ (bars)** | |
|--------|------------|--------------|--------------|------------|------------------|-----|------|-----------------------|-------------------------|-----|
| | | | | | | | | | NS | EW |
| 1 | 14mar79 | 17.46 | 101.46 | 14 | 287 | 7.6 | 7.6 | 2.7×10^{27} | 120 | 150 |
| 2 | 7jun82 (a) | 16.35 | 98.37 | 25 | 304 | 6.9 | 6.9 | 2.51×10^{26} | 80 | 120 |
| 3 | 7jun82 (b) | 16.45 | 98.54 | 8 | 303 | 7.0 | 6.9 | 3.55×10^{26} | 150 | 200 |
| 4 | 19sep85 | 18.27 | 102.31 | 17 | 295 | 8.1 | 8.01 | 1.05×10^{28} | | |
| 5 | 21sep85 | 17.81 | 101.65 | 22 | 318 | 7.6 | 7.64 | 2.90×10^{27} | 180 | 250 |
| 6 | 25abr89 | 16.00 | 99.00 | 17 | 290 | 6.9 | 6.92 | 2.40×10^{26} | 100 | 100 |
| 7 | 14sep95 | 17.00 | 99.00 | 22 | 320 | 7.3 | | 7.07×10^{26} | 110 | 170 |
| TMD | | | | | 300 | | 8.2 | 2.24×10^{28} | 100 | 100 |

Los valores del evento 1 se tomaron de Astiz *et al* (1987); los de los eventos 2 y 3 de Astiz y Kanamori (1984); los de los eventos 4, 5 y 6 de Ordaz y Singh (1992). Los momentos sísmicos del evento 7 y del TMD

se evaluaron con la relación de Hanks y Kanamori (1979) $M_w = \frac{2}{3} \log M_0 - 10.7$

* distancia más corta del área de ruptura al sitio CU

** caídas de esfuerzos obtenidas del ajuste (ver texto)

Tabla 2.1 Parámetros sísmológicos de los temblores considerados en el estudio.

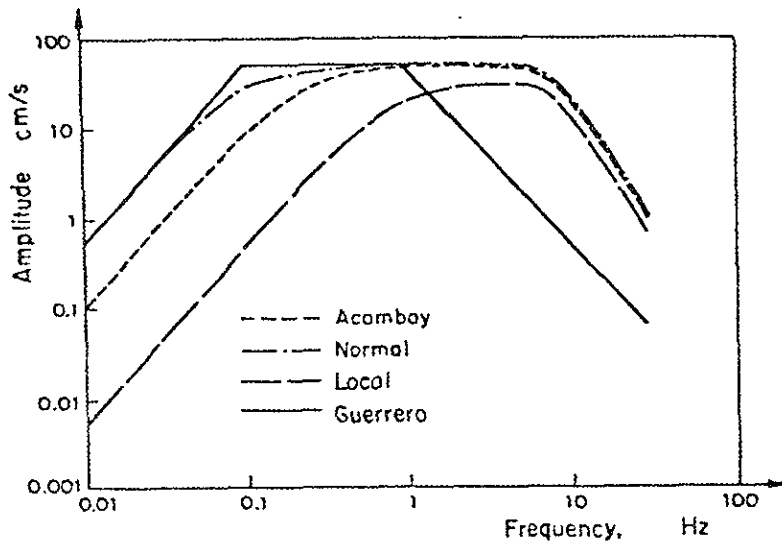


Fig 2.1 Espectros de amplitudes de Fourier de aceleraciones en terreno firme para cuatro eventos sísmicos postulados (Rosenblueth *et al*, 1989).

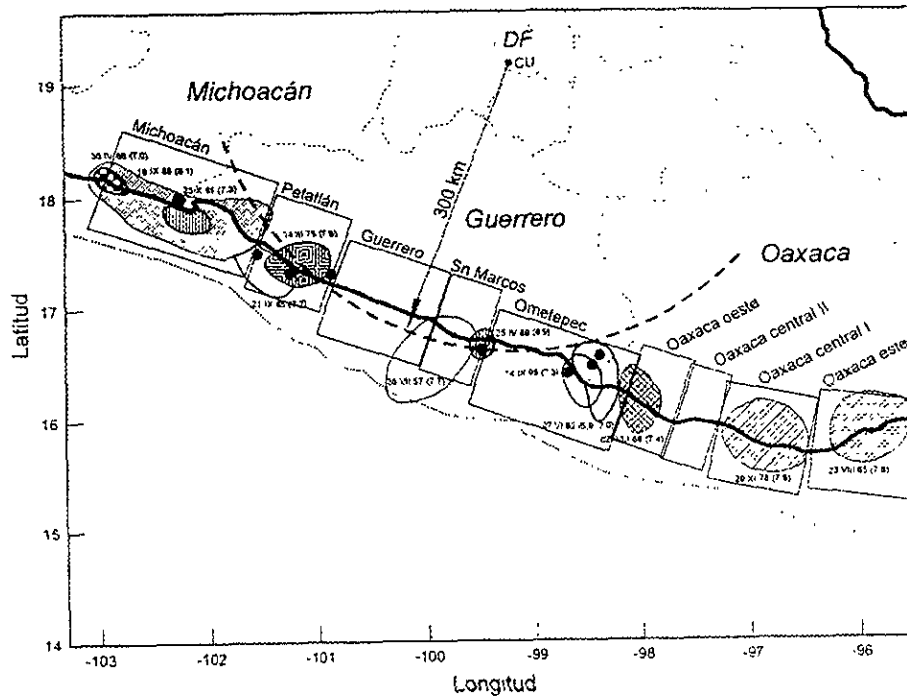
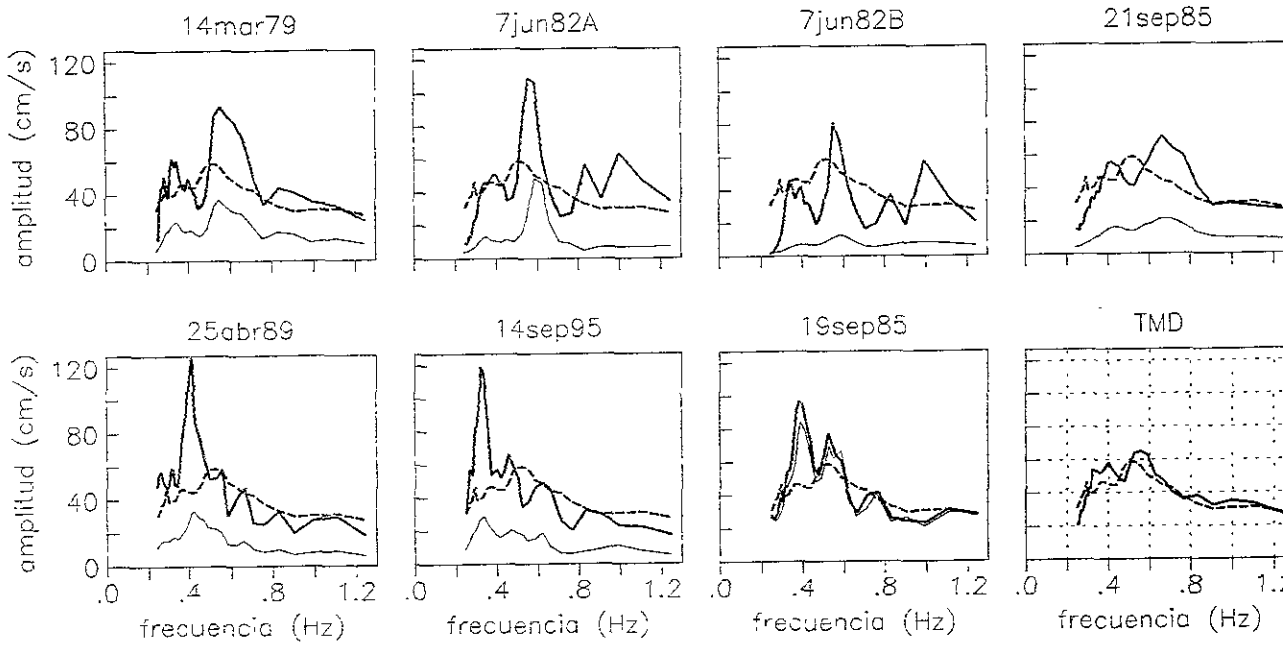
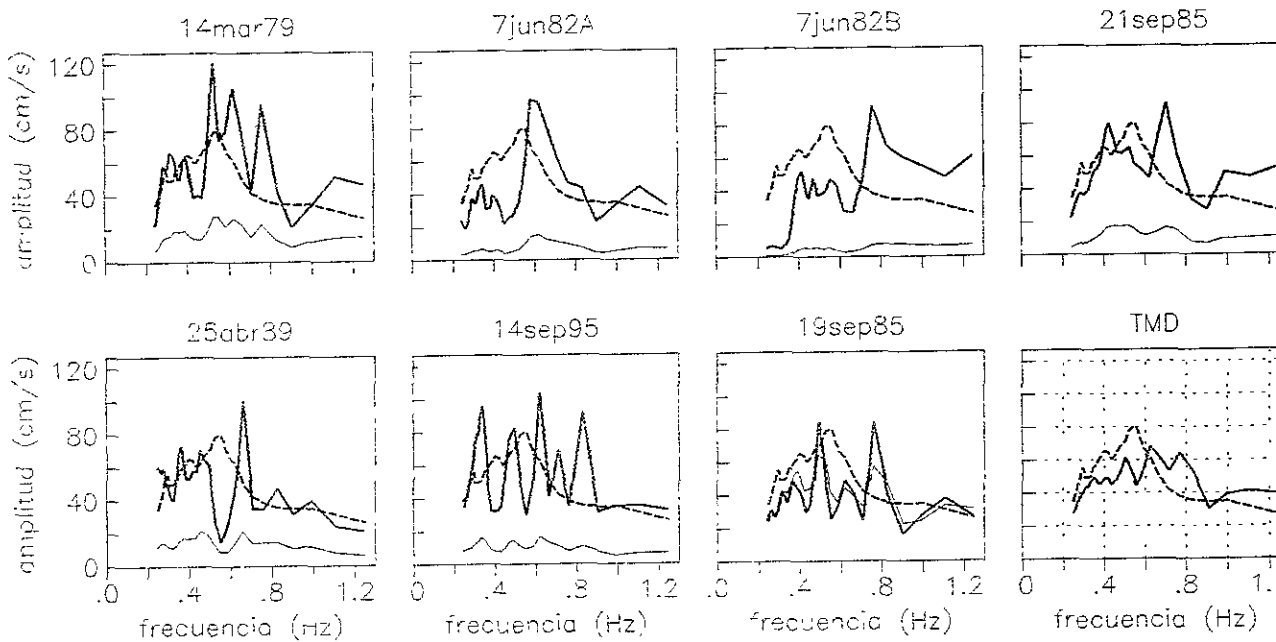


Fig 2.2 Localización de las áreas de ruptura y de los epicentros de los sismos considerados como funciones de Green empíricas y del sismo usado como semilla para el proceso no estacionario de simulación (basada en Pérez-Rocha, 1998).



(A) componente NS



(B) componente EW

— función de Green c semilla del sismo 19sep85
 - - - promedio de simulaciones
 . . . ley de atenuación

Fig 2.3 Espectros de amplitudes de Fourier: de los sismos usados como FCE o como semilla (sismo 19sep85) del proceso no estacionario, del promedio de las simulaciones y de la ley de atenuación usada como referencia, con magnitud $M=8.2$ y distancia $R=300$ km

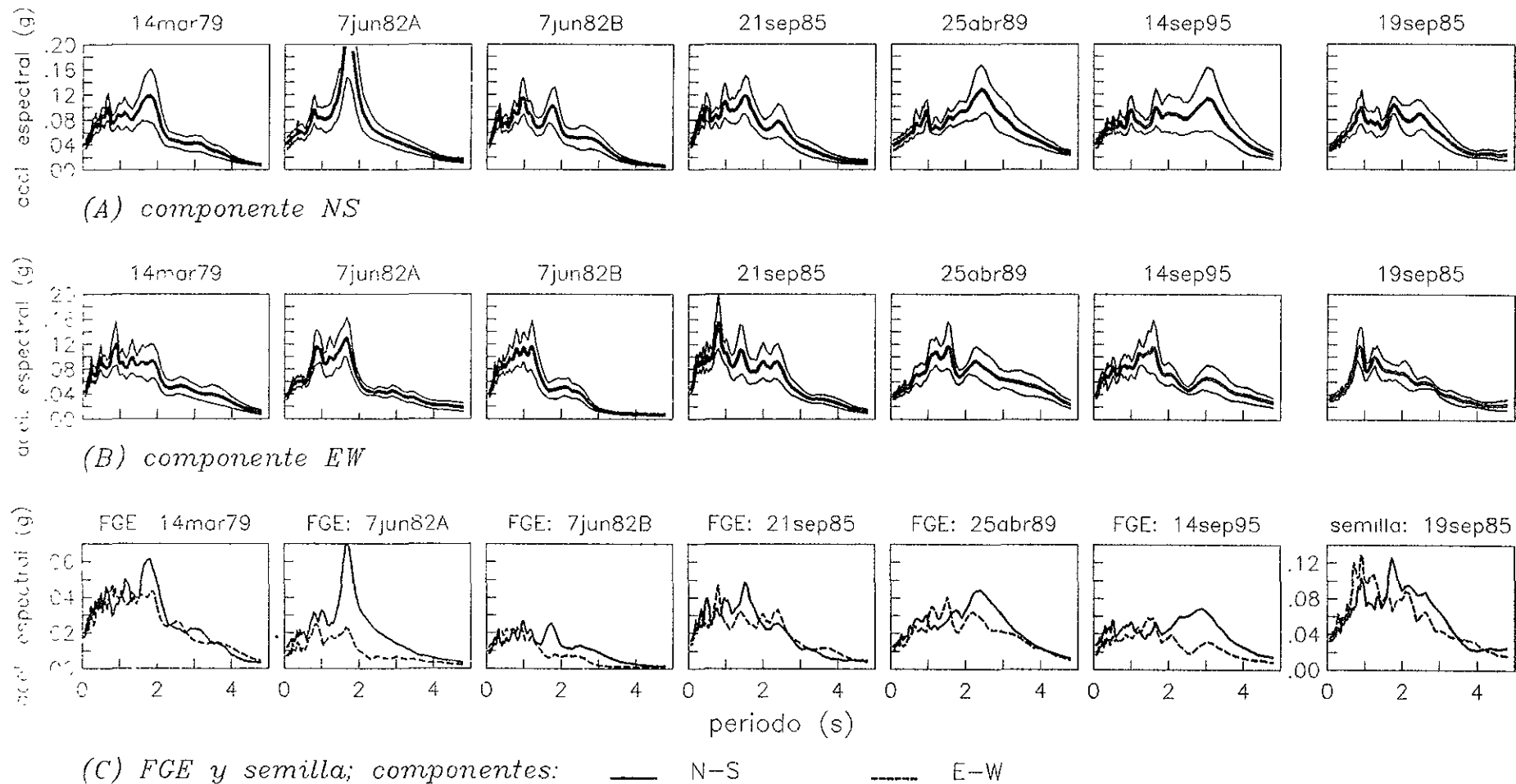


Fig 2.4 Espectros de respuesta (5 % de amortiguamiento) medios y medios +/- una desviación estándar de la familia de historias de aceleración simuladas para CU correspondientes al TMD (incisos A y B). Cada recuadro se identifica con la fecha del temblor usado como FGE, y el identificado como 19sep85 indica el temblor usado como semilla para el proceso no estacionario. En el inciso C se muestran los espectros de respuesta de los acelerogramas usados como FGE y como semilla para el proceso no estacionario.

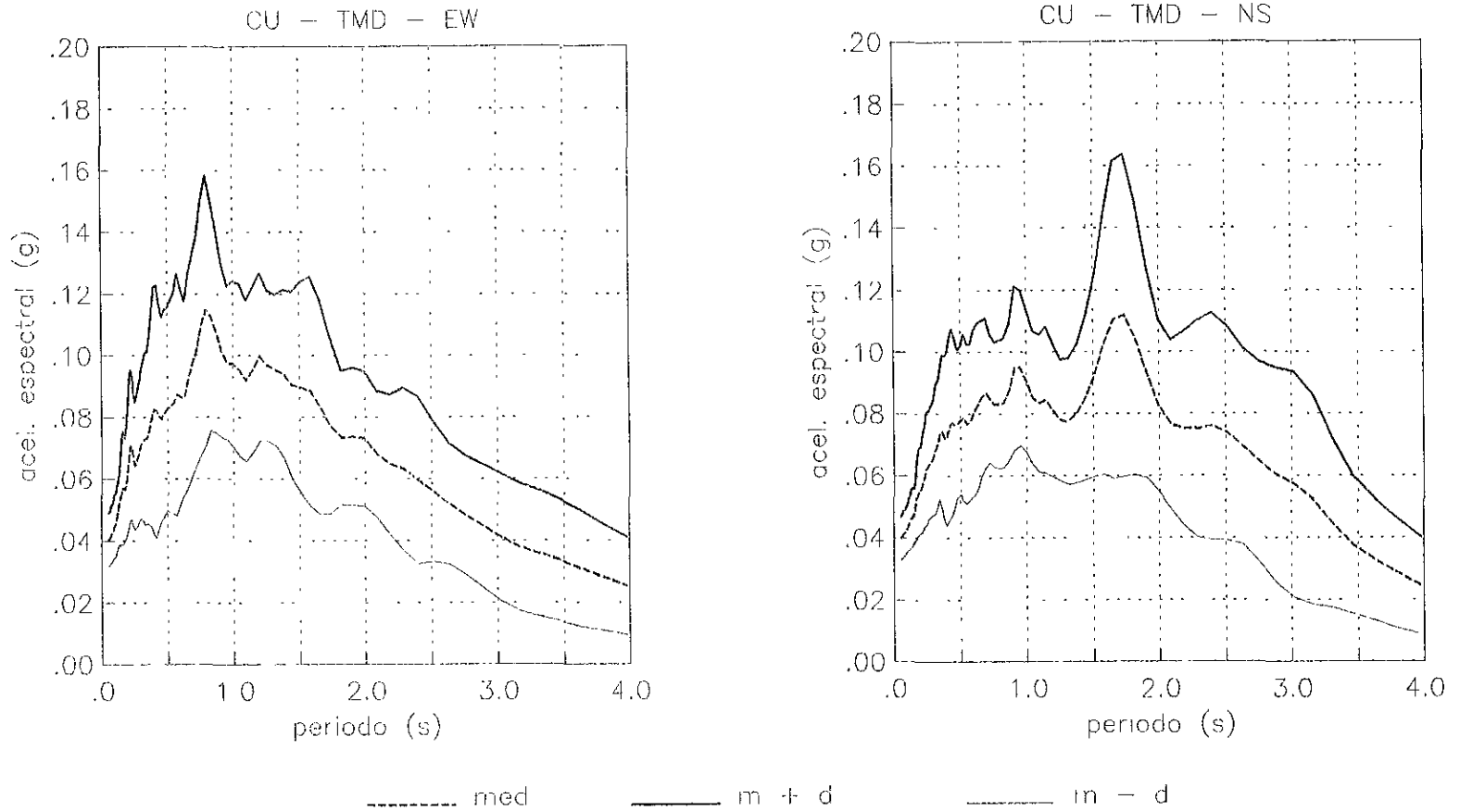


Fig 2.5 Espectros de respuesta (5 % de amortiguamiento) medios y medios +/- una desviación estándar de la familia de historias de aceleración simuladas para CU correspondientes al TMD

Capítulo 3 Movimientos en terreno blando para el TMD

3.1 Introducción

En este capítulo se evalúan los movimientos para el temblor más desfavorable (TMD) en términos de historias de aceleración en sitios de terreno blando, a partir de los movimientos simulados para el sitio CU en el Capítulo 2. Los sitios de terreno blando considerados en este estudio son SCT, CAO y D84 (figura 1 del Apéndice I). Los sitios SCT y CAO se eligieron básicamente porque en ellos se registró el gran temblor del 19sep85, lo cual sirvió de referencia para establecer los coeficientes sísmicos del actual espectro de diseño para la zona I (Rosenblueth *et al.*, 1989); además, existe información sobre las características dinámicas de los correspondientes depósitos de suelo (Jaime *et al.*, 1987a y b). El sitio D84 se eligió porque éste se localiza en una zona donde se han experimentado amplificaciones significativas del movimiento durante sismos, e incluso, edificios localizados en esa zona han sufrido daños considerables o el colapso (Iglesias *et al.*, 1987).

Es importante hacer notar que las estructuras consideradas en este estudio son diseñadas como estructuras dúctiles, y se contempla deterioro de sus propiedades ante excitaciones dinámicas. Para obtener la confiabilidad de este tipo de estructuras (o para estudiar su comportamiento) es importante también que las excitaciones sísmicas a que se sometan presenten características realistas de evolución de las amplitudes, de evolución del contenido de frecuencias y de duración, de acuerdo con la respuesta sísmica del terreno donde se consideren localizadas esas estructuras. Desafortunadamente, con los modelos teóricos de propagación de ondas que se han propuesto para evaluar los efectos locales en el valle de México, no ha sido posible simular historias de tiempo realistas del movimiento sísmico en sitios de terreno blando (Chávez-García y Bard, 1994).

Un camino alternativo para la solución a este problema es el empírico. En este sentido se ha propuesto un procedimiento para simular acelerogramas en terreno blando basado en cocientes espectrales empíricos y en una técnica propuesta por Boore (Pérez-Rocha, 1998) la cual permite simular acelerogramas sintéticos a partir de un espectro de amplitudes especificado y fases aleatorias simuladas a partir de ruido blando gaussiano. Las debilidades de este procedimiento se deben a que no se preserva el carácter evolutivo del contenido de frecuencias, como se observa en los movimientos registrados, ni se toma en cuenta la posible influencia del comportamiento no lineal que se podría experimentar en los suelos blandos durante un sismo intenso postulado.

Otro procedimiento estaría basado en el método de funciones de Green empíricas; sin embargo, en este método se considera implícitamente la hipótesis de linealidad en la respuesta del sistema considerado, la cual para sitios de suelo blando podría no ser aplicable ante la intensidad del TMD supuesto en este estudio.

En el Apéndice I se hace ver que, para los casos estudiados, las historias de aceleración registradas en sitios de terreno blando presentan duraciones y evolución de amplitudes dependientes de la intensidad (especificada la intensidad como la aceleración máxima del terreno) para componentes (MX) del movimiento en los que se presenta la máxima energía (o máxima intensidad de Arias); en cambio, esos efectos en componentes de mínima energía (componente MN) al parecer no existen. En el sitio CU, considerado como de referencia en terreno firme, en cambio, los movimientos presentan independencia de la intensidad, independientemente del componente. Lo anterior indica que un fenómeno local dependiente de la intensidad se genera en el componente MX, posiblemente debido a efectos del comportamiento no lineal de los suelos blandos. Explicar las causas del fenómeno observado se sale del propósito de este estudio; sin embargo, resulta obligado tomar en cuenta esas observaciones en los movimientos simulados de acuerdo con la intensidad del sismo postulado de interés, por lo que cualquier modelo teórico o empírico usado para simular movimientos en sitios de terreno blando del valle debería considerar esos efectos.

En el Apéndice I se propone un modelo semiempírico de amplificación de movimientos sísmicos (SMGMA; ver ecuación 5 del Apéndice I) para simular historias de aceleración realistas en terreno blando de acuerdo con la intensidad de interés, especificando como entrada a dicho modelo una historia de aceleración en terreno firme registrada o simulada. Los parámetros de este modelo, basado en la superposición de la respuesta de varios osciladores amortiguados simples, se obtienen al ajustar dicho modelo a la función de transferencia compleja empírica obtenida de la relación del espectro de Fourier (no suavizado) del movimiento registrado en un sitio de interés en terreno blando al registrado en un sitio de referencia en terreno firme. Para tomar en cuenta la influencia del comportamiento no lineal de los estratos de suelo blando del sitio en el proceso de simulación, se propone un procedimiento basado en el método de linealización equivalente para modificar los parámetros del modelo de acuerdo con la intensidad del sismo de interés. El modelo se calibra con historias de aceleración registradas durante varios sismos de diferente intensidad en los sitios de suelo blando considerados en este estudio, y se muestra que las historias de aceleración simuladas presentan características congruentes con las de las observadas.

3.2 Simulación de historias de aceleración en terreno blando

Para evaluar los movimientos en los sitios de terreno blando considerados en este estudio para el TMD se usó el modelo propuesto en el Apéndice I. Para los sitios SCT y CAO los parámetros del modelo se obtuvieron de los sismos del 11ene97, 14sep95, 25abr89 y del 19sep85, y para el sitio D84 se obtuvieron de los sismos del 11ene97, 14sep95 y del 25abr89. Para esto se obtuvieron dos grupos de parámetros: uno de ellos a partir de los componentes MX en terreno blando y firme; el otro, con base en los componentes MN para esas mismas condiciones de terreno.

Las historias de aceleración usadas como entrada al modelo son las simuladas para el sitio CU en el Capítulo 2. Esos movimientos se simularon para los componentes NS y EW, debido a que las leyes de atenuación de los espectros de amplitudes de Fourier usadas son especificadas para esos componentes (Ordaz, 1992); en cambio, los acelerogramas en terreno firme usados para obtener los parámetros del modelo corresponden a los componentes MX y MN. La orientación de los componentes MX y MN varía de un sismo a otro y no coincide con la de los componentes NS y EW; sin embargo, se considera aceptable suponer que en CU (terreno firme) y para sismos costeros el componente MX corresponde al NS y que el componente MN corresponde al EW. Esta consideración se basa en que en CU normalmente los movimientos de sismos costeros presentan mayor intensidad en el componente NS que en el EW (figuras 2.2 y 2.4c, y figura 6 del Apéndice I).

Las historias de aceleración en los sitios de terreno blando considerados se simularon para dos casos. En el primero el modelo se usó con los parámetros sin modificar, y los resultados se identifican como "lineales". En el segundo los parámetros se modificaron por efecto de la intensidad del sismo de interés, y los resultados se identifican como "no-lineales". Para esa modificación se usó el procedimiento propuesto en el Apéndice I y algunos resultados obtenidos en el mismo; por ejemplo, los perfiles estratigráficos de los sitios SCT y CAO de la figura 17 y la variación del módulo de rigidez y del amortiguamiento con la profundidad y con la intensidad mostrada en la figura 19. Como se menciona en ese apéndice, el modelo propuesto se hace depender de la intensidad a través de unos factores denominados de degradación. Estos factores dependen a su vez de la relación de los valores del módulo de rigidez y del amortiguamiento desarrollados en el depósito de suelo del sitio ante la intensidad del sismo con que se obtienen los parámetros del modelo al valor de dichas propiedades ante la intensidad del sismo de interés. La variación del módulo de rigidez y del amortiguamiento con la intensidad se obtiene por los niveles de deformación efectiva desarrollados por la respuesta del

depósito de suelo ante un sismo de cierta intensidad. Para evaluar la respuesta del depósito de suelo del sitio, se idealiza éste como un sistema estratificado horizontalmente sujeto a la propagación vertical de ondas SH. Se usa el método de linealización equivalente, con expresiones de la variación del módulo de rigidez y del amortiguamiento en función de la deformación angular propuestas por Romo (1995) para arcillas del valle de México. El sistema estratificado se analiza con la técnica clásica de vibraciones aleatorias. Con los factores de degradación se multiplican las frecuencias y el parámetro de amortiguamiento de los osciladores ajustados para tomar en cuenta la diferencia de intensidades entre el sismo usado para obtener los valores de los parámetros del modelo y el sismo de interés.

Para el sitio D84 no se contó con información sobre la velocidad de ondas de corte en el depósito de suelo, por lo que se supuso esa información igual a la del sitio SCT (figura 17 del Apéndice I), sólo que el espesor del depósito de suelo se escaló de tal manera de ajustar el periodo dominante a 1.4 s, que es el del sitio D84 (Lermo y Chávez-García, 1994). Se considera esta suposición razonable en vista de que estos sitios se localizan en la zona precargada (o preconsolidada) del lago de Texcoco y debido a que, como lo demuestra Jaime (1987) a partir de sondeos de campo, la velocidad de ondas de corte para depósitos de suelo de la zona precargada del mismo lago permanece sin cambios significativos de un sitio a otro.

Para obtener la variación del módulo de rigidez y del amortiguamiento con la profundidad de los depósitos de suelo de los sitios considerados de acuerdo con los niveles de deformación efectiva que provocaría el TMD, dichos depósitos de suelo se sometieron en su base a los movimientos dados por el espectro de potencia medio correspondiente a la familia de historias de aceleración simuladas en CU en cada componente. Rigurosamente, de acuerdo con el procedimiento propuesto en el Apéndice I, los factores de degradación deberían obtenerse para cada historia de aceleración simulada para CU; sin embargo, dado que ese procedimiento es empírico, con el cual solo se pretende hacer un estimado de la influencia de los efectos no lineales del suelo, se opta por lo primero.

De los movimientos para CU se tomaron para cada componente 5 acelerogramas simulados de cada FGE y 5 de los simulados del sismo del 19sep85; es decir, se tomó una muestra de 35 acelerogramas para cada componente. Como se menciona en el primer párrafo de esta sección, para los sitios SCT y CAO los parámetros del modelo se obtuvieron de 4 sismos y para el sitio D84 se obtuvieron de 3. De esta manera, para cada uno de los sitios SCT y CAO se simularon 140 acelerogramas en cada

componente, y para el sitio D84 se simularon 105 acelerogramas, también en cada componente. Estos acelerogramas se simularon para los casos “lineal” y “no-lineal”.

Con el fin de ilustrar las historias de aceleración simuladas en terreno blando, se seleccionaron arbitrariamente 4 acelerogramas de los simulados para CU para la entrada del modelo: uno simulado de la FGE del sismo del 14mar79, otro de la FGE del sismo del 7jun82A, otro de la FGE del sismo del 25abr89 y otro de los simulados del sismo del 19sep85. Así, las historias de aceleración simuladas para el sitio SCT se muestran, junto con sus correspondientes espectros de respuesta, en la figura 3.1; para CAO en las figuras 3.2; y para D84 en la figura 3.3. Los resultados de estas figuras corresponden al componente MX. En estas figuras cada acelerograma simulado en terreno blando se identifica con la fecha del sismo usado para obtener los parámetros del modelo (o de la función de transferencia empírica, FTE) y con la palabra “lineal” o “no-lineal” para distinguir el caso en que no se modificaron esos parámetros por efecto de la intensidad de interés de aquel caso en que se hizo tal modificación. Para cada grupo de acelerogramas simulados se muestra también la historia de aceleración usada como entrada al modelo, identificada por la fecha del sismo usado como FGE o del sismo 19sep85 usado como semilla, y su correspondiente espectro de respuesta.

En estas figuras se observa que en general el modificar los parámetros del modelo por efecto de la intensidad altera la forma, reduce la amplitud y la duración de los acelerogramas simulados. Para los sitios SCT y D84 el corrimiento de los periodos dominantes de los espectros de respuesta a valores mayores debido a esa modificación es casi imperceptible (figuras 3.1 y 3.3); en cambio, para el sitio CAO ese corrimiento de los periodos dominantes es significativo (figura 3.2). Lo anterior se debe a que para los sitios SCT y D84 esa modificación se hizo con propiedades menos degradables (con $I_p = 125\%$; ver figura 18 del Apéndice I) que aquellas para el sitio CAO (con $I_p = 240\%$).

Dado que en el Apéndice I se demuestra que a través del SMGMA es posible simular historias de aceleración realistas de acuerdo con la intensidad, se supone que las historias de aceleración simuladas de terreno blando para el TMD supuesto son congruentes con lo que se esperaría en un sismo real. Es interesante observar en las figuras 3.1 - 3.3 que a pesar de que los acelerogramas de excitación usados son de corta duración, los acelerogramas simulados de terreno blando presentan largas duraciones con paquetes de ondas en las largas codas, con amplitudes y contenido de frecuencias evolutivos. Independientemente del fenómeno de amplificación de los movimientos sísmicos en el valle de México, como se comenta en el Apéndice I, las características mencionadas de los acelerogramas

simulados se deben a que (a) los amortiguamientos de los osciladores del SMGMA obtenidos al expresar en forma paramétrica las funciones de transferencia empíricas resultaron en general muy bajos (el mínimo valor de 0.27 % y el mayor de 1.6 %), lo cual genera grandes duraciones en la respuesta del modelo; (b) las funciones de transferencia empíricas usadas en el modelo, obtenidas de espectros de Fourier no suavizados, presentan muchos picos agudos (p. ej. ver figuras 2, 3 y 22 del Apéndice I) en frecuencias cercanas entre sí y de amplitud similar, lo cual provoca en la respuesta interacciones constructivas y/o destructivas entre las ondas con las frecuencias de esos picos (Newmark y Rosenblueth, 1971) y; (c) el efecto evolutivo se debe a que la respuesta de los osciladores con periodos naturales cortos se atenúa más rápido que la de los de periodo largo.

En la figura 3.4 se muestran los espectros de respuesta medios y medios \pm una desviación estándar de toda la muestra de acelerogramas simulados para cada uno de los sitios SCT, CAO y D84 en los dos componentes y para los casos “lineal” y “no-lineal”. Se observa que para el sitio D84 los movimientos en el componente MN resultan más intensos que los del componente MX. Esto se debe a que para el periodo dominante de este sitio (1.4 s) los movimientos en terreno firme son más intensos para el componente EW (el cual, al principio de esta sección, se hizo corresponder al componente MN) que los del componente NS (el cual se hizo corresponder al MX).

La dispersión que exhiben los resultados de la figura 3.4 es significativa, pero hay que notar que ésta se debe, por una parte, a la dispersión de los movimientos simulados en terreno firme (figura 2.5), y por otra, a la dispersión de la muestra de funciones de transferencia implícitamente usadas en el modelo.

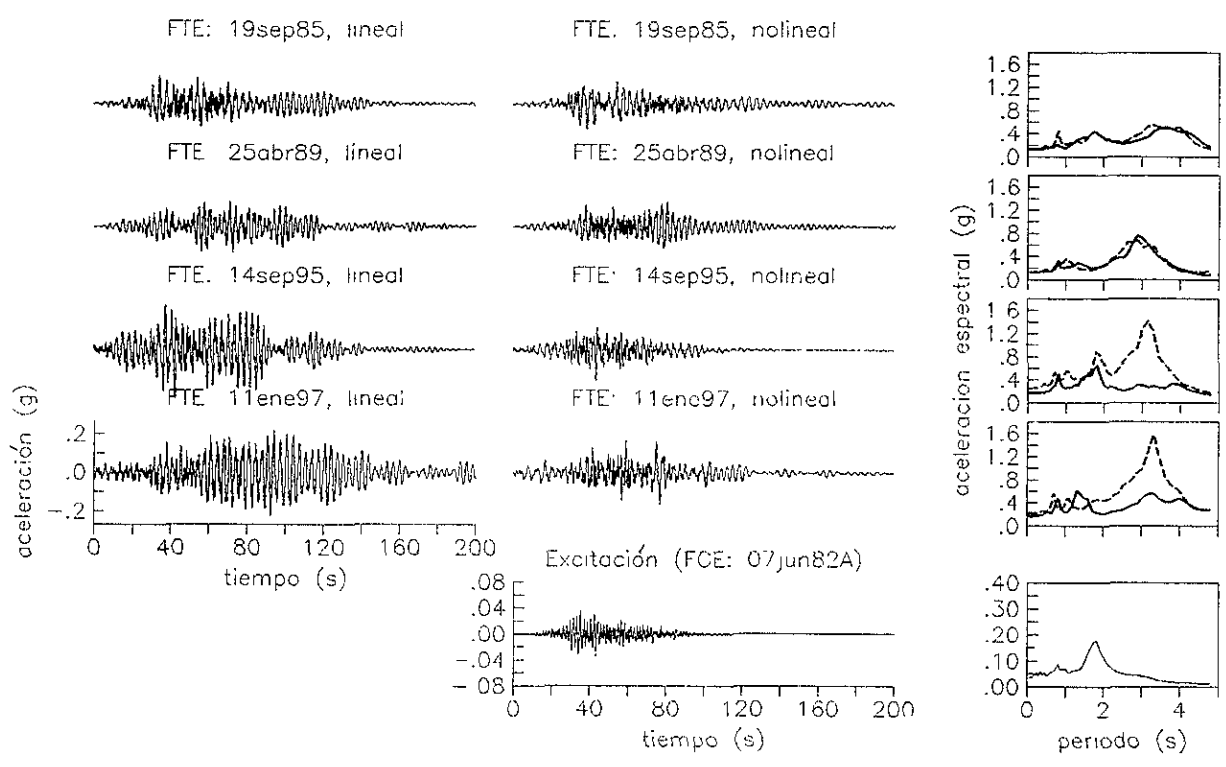
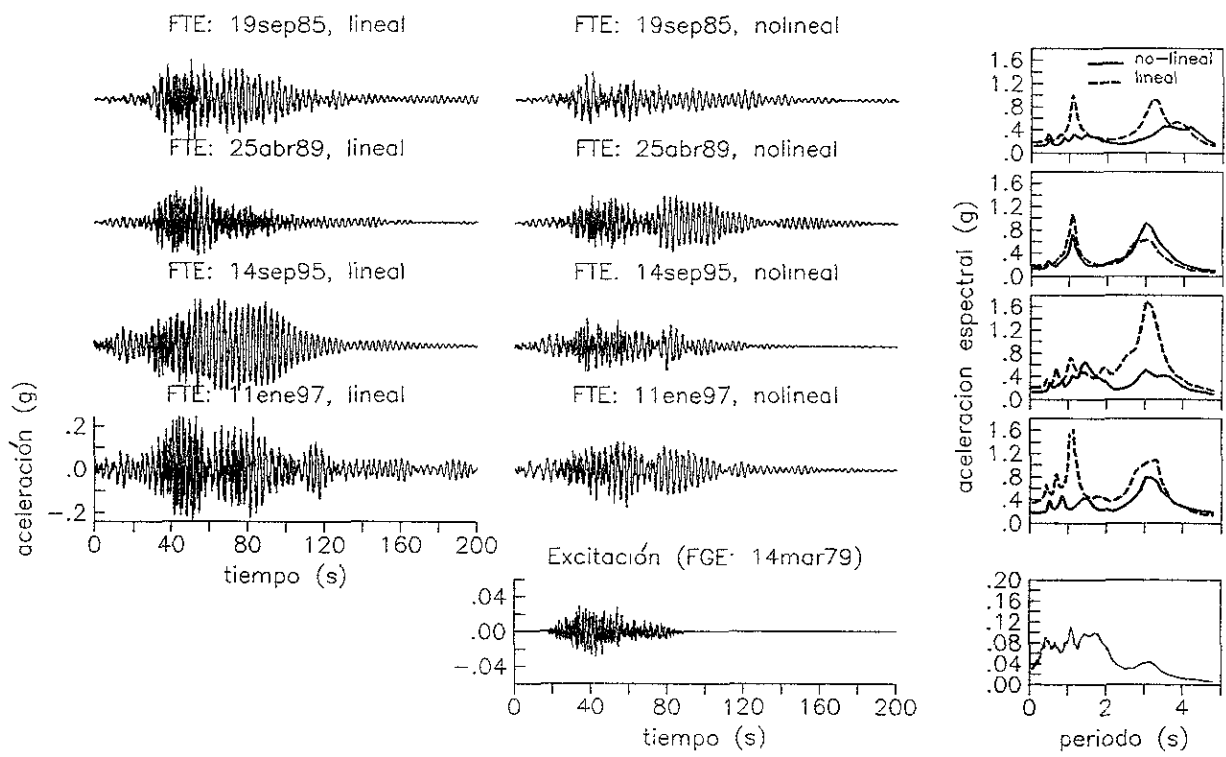


Fig 3.2 Historias de aceleración simuladas para el sitio CAO correspondientes al TMD (ver texto para explicación de la figura).

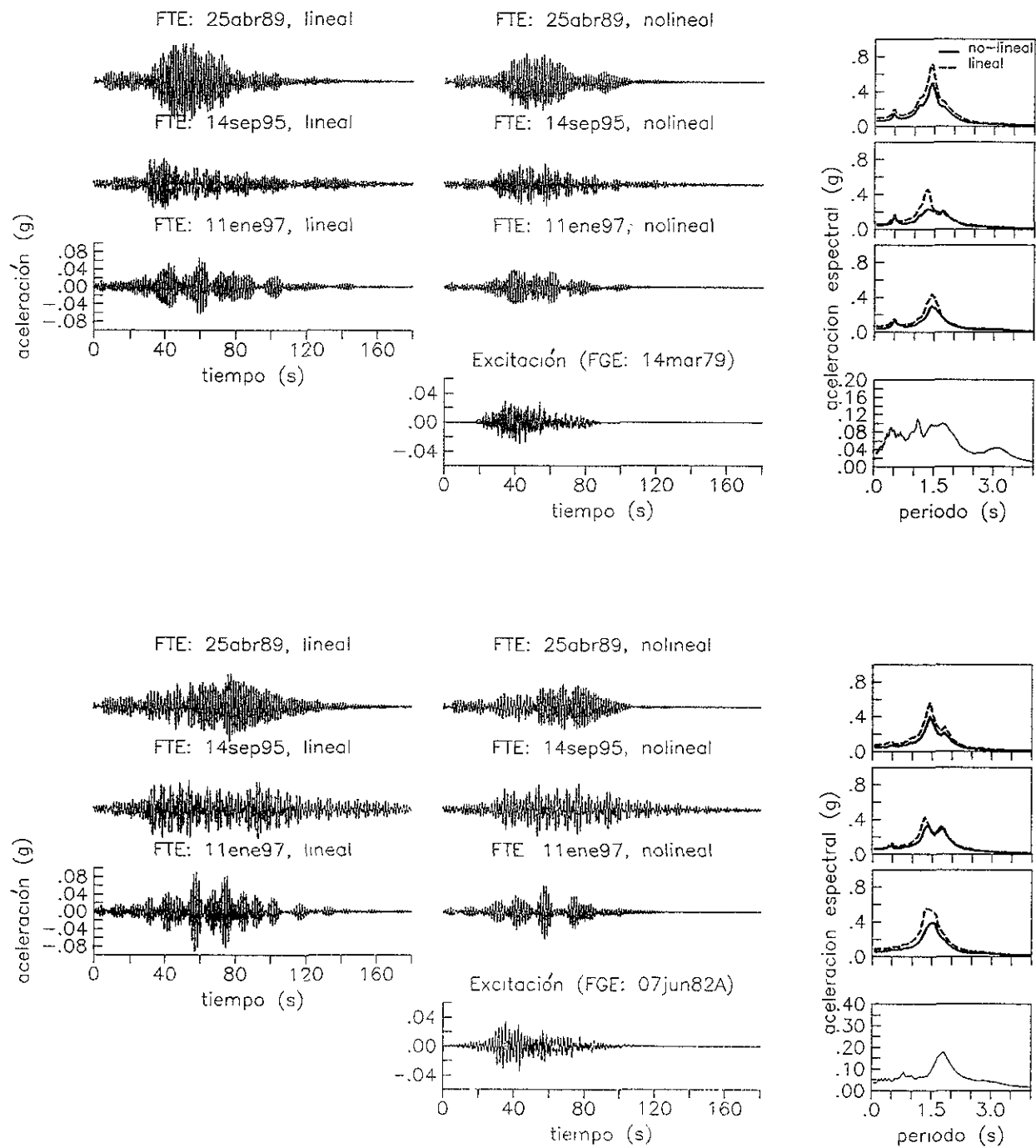


Fig 3.3 Historias de aceleración simuladas para el sitio D84 correspondientes al TMD (ver texto para explicación de la figura).

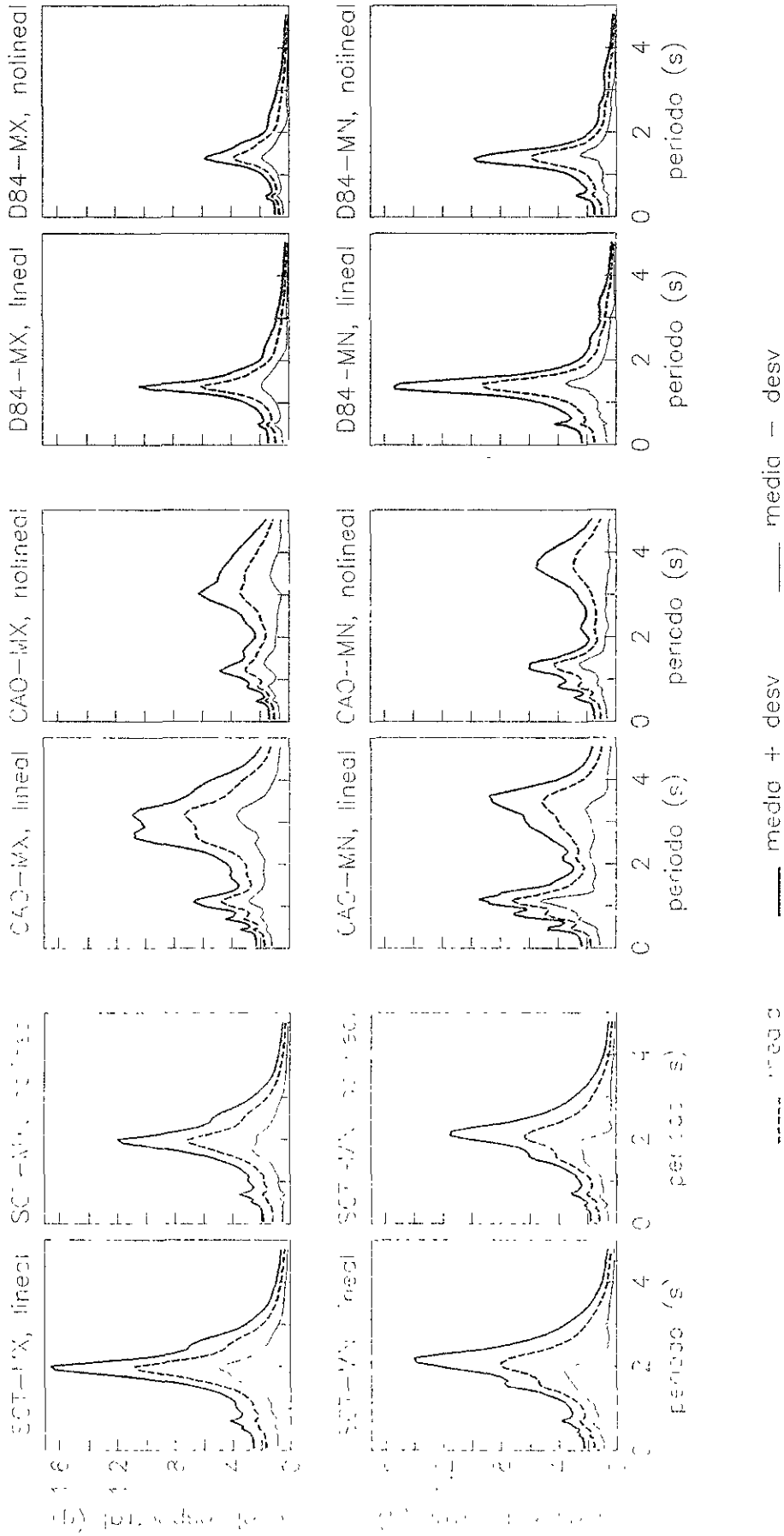


Fig 3.4 Espectros de respuesta (5 % de amortiguamiento) de la muestra total de acelerogramas simulados para los sitios SCT, CAO y D84 correspondientes al TMD para los componentes MX y MN y para los casos "lineal" y "no-lineal".

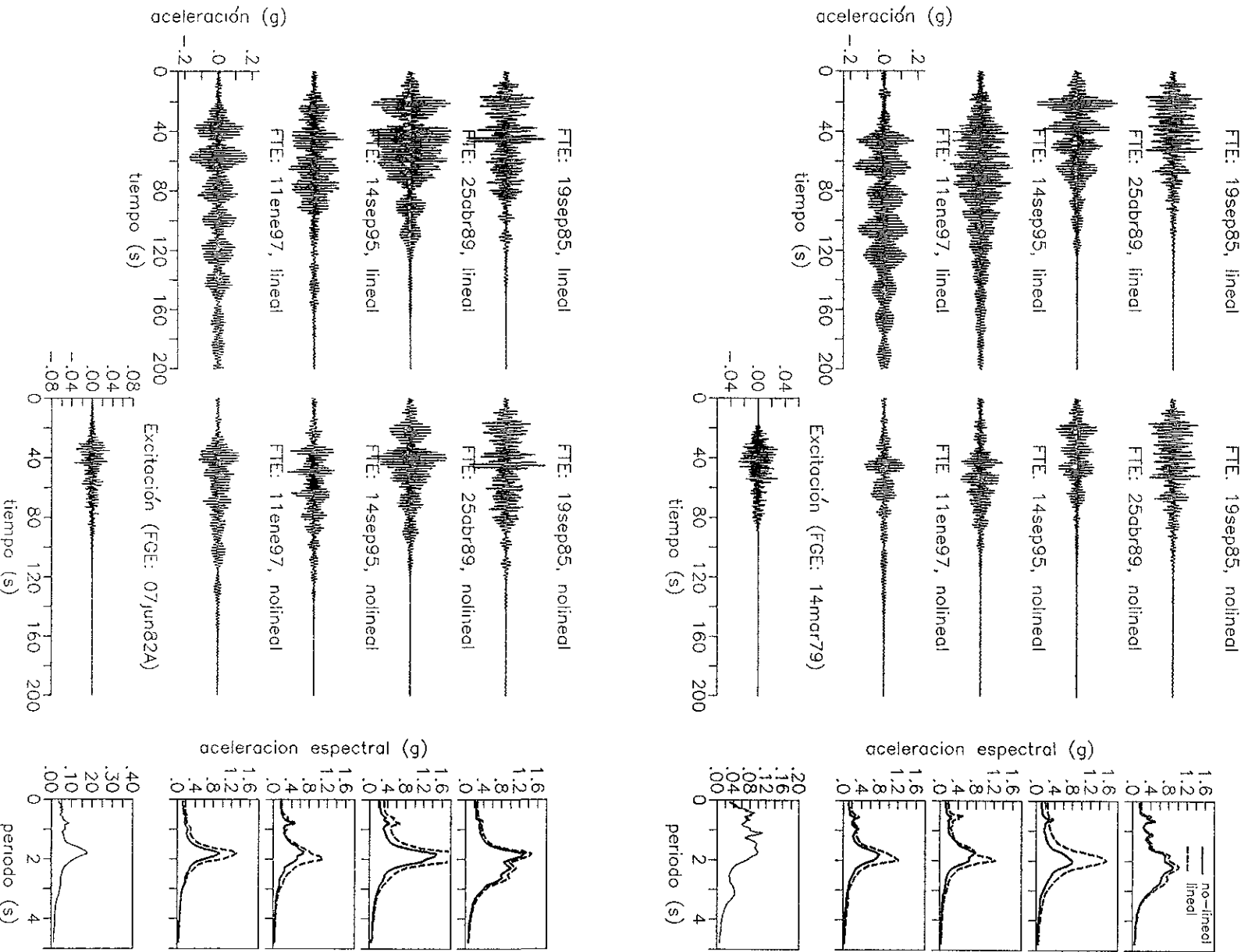


Fig 3.1 Historias de aceleración simuladas para el sitio SCT correspondientes al TMD (ver texto para explicación de la figura).

Capítulo 4 Interacción dinámica suelo-estructura (IDSE) para cimentaciones tipo mixto en los análisis de confiabilidad estructural

4.1 Introducción

Después de los sismos de septiembre de 1985 se observó que la mayor parte de los edificios colapsados o que sufrieron severos daños tenían entre 5 y 15 pisos, prácticamente todos ellos cimentados con pilotes de fricción (Mendoza, 1996), y estaban desplantados en la zona lacustre donde el espesor de los depósitos de arcilla blanda oscila entre 30 y 50 metros y el periodo de vibrar es cercano a 2 s. Estos edificios, en su mayoría, fueron estructuras flexibles de concreto reforzado con sistemas de viga y losa monolítica, o con losa plana aligerada (Borja *et al*, 1986; Meli, 1987). Además, si consideramos que el periodo de una estructura está dado aproximadamente por 0.1 veces el número de pisos, notamos que los periodos de las estructuras dañadas no concuerdan con los de la zona donde esas estaban localizadas. Esta discrepancia se ha achacado no únicamente a las características de las estructuras y a la calidad de su diseño, sino también a su comportamiento no lineal y a su interacción con el suelo de cimentación (Reséndiz y Roesset, 1987).

Se observó también que las cimentaciones sobre pilotes de fricción fueron las más vulnerables. Inicialmente, este hecho se atribuyó a pérdida de resistencia de los pilotes bajo carga cíclica. Sin embargo, se ha encontrado que las principales causas de la falla de este tipo de cimentación se relacionan, por una parte, al diseño deficiente y al abuso de los criterios de diseño y, por otra, a la incertidumbre en los criterios de diseño mismos, dado el desconocimiento del comportamiento de los pilotes de fricción ante carga dinámica y de la distribución de la carga de la superestructura entre pilotes y losa (Auvinet y Mendoza, 1988). Este desconocimiento surge ante la dificultad de conocer y cuantificar las variables causales del comportamiento de este tipo de cimentación y, en el mejor de los casos, sólo se es posible medir sus efectos tales como asentamientos superficiales (Mendoza *et al*, 1997)

La naturaleza de estos problemas se deriva, en gran parte, de las condiciones difíciles del subsuelo que predominan en la zona del Lago, tales como depósitos de arcilla blanda de baja resistencia y alta compresibilidad, aunadas a la consolidación regional y a la alta amplificación de los movimientos sísmicos. No obstante las incertidumbres en el comportamiento de las cimentaciones tipo mixto (compuestas por un cajón de cimentación apoyado sobre pilotes de fricción), para cimentar estructuras de 5 a 15 pisos en la zona del Lago normalmente se recurre a este tipo de cimentación (Zeevaert, 1957;

Mendoza *et al*, 1997), con el fin de mitigar los efectos de la consolidación regional. Para esto es conveniente mantener la presión en el contacto losa-suelo por debajo de la ejercida por el peso propio del suelo antes de la excavación, tomando ventaja del concepto de compensación de peso, y diseñando los pilotes de fricción al límite ante carga estática para que estos se hundan siguiendo el hundimiento regional (Romo, 1999; Mendoza, 1999). Las cimentaciones de edificios diseñadas con este criterio han presentado un comportamiento satisfactorio durante sismos (Mendoza, 1999). Para edificios con menos niveles un cajón de cimentación totalmente compensado puede ser satisfactorio, aunque el uso de los pilotes de fricción para dar estabilidad a la excavación representa ventajas en el proceso constructivo de la cimentación; para edificios más altos un cajón o una cimentación mixta no serían suficientes para soportar el peso de la estructura y/o mantener los asentamientos en niveles aceptables, y se podría recurrir a una cimentación a base de pilotes de punta.

La importancia de tomar en cuenta lo anterior se debe a que, en general, la magnitud de las fuerzas inducidas a la estructura durante un sismo dependen en gran medida del tipo de cimentación y de su comportamiento. Por lo tanto, es de esperarse que la confiabilidad de estructuras sujetas a sismos sea significativamente influida por la interacción de la estructura con el suelo de cimentación. A pesar de que se hacen algunas simplificaciones, se intenta que las estructuras consideradas en este estudio sean representativas de aquellas que fueron severamente dañadas durante los sismos de septiembre de 1985, y se considera que su cimentación es de tipo mixto. Las dificultades que surgen al considerar lo anterior es que no se dispone de herramientas para determinar las funciones de impedancia ni la interacción cinemática para este tipo de cimentación.

En este trabajo primero se observan los efectos de IDSE que se han experimentado durante algunos sismos en algunos edificios instrumentados en la ciudad; se hace un análisis conceptual del método de subestructura para la IDSE y se establecen los criterios para su uso en sistemas suelo-estructura donde se puede experimentar comportamiento no-lineal; se adopta un criterio simplificado para evaluar la interacción cinemática de cimentaciones mixtas; se revisan algunos trabajos teóricos tanto para cimentaciones a base de cajón como para cimentaciones a base de pilotes y se aprovechan las experiencias obtenidas de un caso historia reportado acerca del comportamiento sísmico en campo de una cimentación mixta localizada en la zona lacustre. Con lo anterior y con análisis paramétricos de IDSE de las estructuras consideradas para los estudios de confiabilidad, se plantean modificaciones empíricas a formulaciones teóricas simples para la interacción de cimentaciones cilíndricas enterradas, con el fin de introducir el efecto de pilotes de fricción a dicha interacción. Finalmente, se muestra que

es posible introducir adecuadamente los efectos de interacción dinámica suelo-estructura contemplados, evaluados a partir de análisis en la frecuencia, en el modelo considerado para el análisis de respuesta inelástica en el tiempo de los edificios estudiados.

4.2 Efectos de IDSE en edificios instrumentados en la ciudad de México

Es conveniente en este punto revisar los efectos de interacción dinámica suelo-estructura causados por temblores en edificios localizados en la ciudad e instrumentados con acelerógrafos, con el fin de sensibilizarse sobre los resultados que se deberían esperar para edificios supuestamente localizados en la misma ciudad al usar herramientas teóricas simples para modelar ese fenómeno de interacción.

Actualmente son varios los edificios que se encuentran instrumentados en la ciudad. Los localizados en Zona del Lago son el Metro Juárez (MJ), el Plaza Córdoba (PC), el Jalapa (JAL) y el edificio Instituto Mexicano del Seguro Social (IMS); en la Zona de Transición se localiza el edificio Instituto Mexicano del Petróleo (IMP); y en la Zona de Lomas se localiza el edificio Plaza Inn (PI). Algunas características de estos edificios se muestran en la tabla 4.1. En lo que sigue solamente se analizan los edificios localizados en las zonas del Lago y de Transición; el edificio MJ no se analiza, puesto que no se tienen registros en el campo libre.

No es posible diferenciar por observaciones de campo los efectos separados de la interacción; sin embargo, considérese lo siguiente. En la figura 4.1 se muestran los espectros de respuesta del movimiento en el campo libre y en el sistema suelo-estructura, ambos al nivel de la superficie libre del terreno, registrados durante varios temblores para los componentes longitudinal y transversal del edificio, respectivamente. Se observa (figura 4.1) que en general la estructura reduce los movimientos de campo libre en periodos bajos. En algunos casos los movimientos en la estructura llegan a ser del orden del 60 % respecto a los de campo libre. Este fenómeno puede ser causado por la geometría y rigidez del cajón de cimentación, y por la aparición del amortiguamiento por radiación, lo cual se traduce en una reducción del movimiento del terreno en bajos periodos con respecto al que se tendría en campo libre. Observe (figura 4.1) que para el caso de los edificios PC, IMP e IMS la reducción del movimiento de campo libre es mayor en el componente longitudinal que en el transversal, incluso para el edificio IMP que prácticamente tiene cimentación superficial (tabla 4.1). Esto puede deberse a que las estructuras al vibrar lateralmente radian mayor energía en el componente longitudinal que en el transversal, ya que, como lo siguieren las ecuaciones 4.6 - 4.8 a través de su frecuencia adimensional

α_0 , el amortiguamiento por radiación depende de la dimensión de la base de la cimentación paralela al plano de vibración. Este fenómeno está relacionado con la interacción inercial.

Es interesante notar (figura 4.1) que para los edificios IMP e IMS, para los cuales la relación largo/ancho de la base de la cimentación es muy grande (4.4 y 3, respectivamente), la atenuación del movimiento de campo libre ocurre para un intervalo de periodos cortos mayor en el componente longitudinal que aquel correspondiente al componente transversal. Existe suficiente evidencia en favor de la hipótesis de que las ondas superficiales contribuyen significativamente al movimiento del terreno en el valle de México. Para este tipo de ondas, la interacción cinemática puede explicar las mayores reducciones del movimiento en periodos cortos para la componente longitudinal.

Las modificaciones de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura del edificio JAL con respecto a los de campo libre parecen (figura 4.1) no estar relacionados con efectos de interacción, o por lo menos no son claros.

Es de esperarse también que los efectos debidos a la profundidad de desplante del cajón de cimentación, a la presencia de pilotes y los debidos propiamente a la respuesta del edificio como cabeceo y torsión provocados por la interacción, y por su comportamiento inelástico, estén involucrados en los resultados de la figura 4.1, pero es difícil separar esos efectos.

Para observar, a partir de los registros, la modificación del periodo y del amortiguamiento efectivos por efecto de la interacción con el suelo, se evaluó para cada edificio la función de amplificación de movimiento total para la translación del edificio con base rígida y con base flexible. La función de amplificación para la condición de base rígida se estimó de la relación espectral del movimiento registrado en la azotea, descontando el movimiento del edificio como cuerpo rígido por translación y por cabeceo en el dominio del tiempo, entre el registrado en el campo libre. La función de amplificación para la condición de base flexible se estimó de la relación espectral del movimiento registrado en la azotea entre el registrado en el campo libre.

Los resultados para los edificios PC, IMP, JAL e IMS se muestran en la figura 4.2 para los mismos temblores y componentes considerados en la figura 4.1. Se observa que en todos los casos el periodo dominante de vibrar del edificio con base flexible (periodo efectivo) es mayor que el obtenido con base rígida; sin embargo, las diferencias entre esos periodos es pequeña. Estudios paramétricos basados en

soluciones teóricas para sistemas suelo-estructura con cimentaciones cilíndricas enterradas (y sin pilotes) muestran (Avilés y Pérez-Rocha, 1996) incrementos muy significativos en el periodo efectivo del sistema con pequeñas variaciones en la rigidez del estrato elástico donde se consideran desplantadas las estructuras. También, mediante un sistema suelo-estructura modelado con elementos finitos con propiedades para el suelo como las de las arcillas de valle de México ($V_s \approx 60m/s$) y excitado con el movimiento registrado en terreno firme durante el sismo del 19sep85, Seed (1986) muestra que para un edificio de 10 niveles, en cuya cimentación no se contemplan pilotes, el periodo dominante del sistema se incrementa en un 49 % por efecto de la interacción. Estos estudios muestran grandes incrementos en el periodo efectivo de las estructuras por efecto de la interacción, lo cual parece no concordar con lo observado (figura 4.2). Es posible que esta discrepancia se deba a la presencia de pilotes en la cimentación de los edificios PC, JAL y IMS, ya que, como es de esperarse, estos limitan el cabeceo de la estructura y, por tanto, limitan también el alargamiento del periodo del sistema por efecto de la interacción. A pesar de que el edificio IMP no tiene pilotes (tabla 4.1), el alargamiento del periodo de la estructura con base flexible es también pequeño (figura 4.2). Esto puede explicarse quizá por el hecho de que esta estructura se localiza sobre suelos relativamente rígidos (de la zona II, tabla 4.1).

Por otro lado, de la comparación de las amplitudes de las funciones de amplificación de las estructuras con base rígida con aquellas correspondientes a su condición de base flexible para un sismo dado, es posible estimar la modificación del amortiguamiento efectivo de la estructura por su interacción con el suelo.

Para los edificios IMP y JAL las funciones de amplificación para la condición de base rígida (figura 4.2) exhiben mayor amplitud para la dirección transversal (en la que las estructuras son más esbeltas) que aquellas para la longitudinal, lo cual implica una respuesta mayor en la dirección transversal que la correspondiente a la longitudinal.

Parece ser que el grado de deamplificación o de amplificación de las funciones de amplificación de los edificios con base flexible, con respecto a la amplitud de las correspondientes funciones para la condición de base rígida, depende de los efectos del amortiguamiento por radiación, de la geometría y rigidez de la cimentación y de la respuesta de la estructura. Observamos (figura 4.2) que las modificaciones que sufren las funciones de amplificación para base flexible con respecto a las de base rígida guardan cierta relación con las modificaciones que sufren los movimientos en el sistema suelo-

estructura con respecto a los del campo libre al nivel de la superficie libre del terreno (figura 4.1). En este sentido, de acuerdo con lo discutido para los resultados de la figura 4.1, las modificaciones referidas de la figura 4.2 dependen en cierta manera de los efectos del amortiguamiento por radiación y por efecto de la geometría y rigidez de la cimentación.

Puede notarse también (figura 4.2) que para la estructura más esbelta (edificio IMS en el componente transversal) su respuesta es ligeramente mayor con base flexible que con base rígida. Esto puede deberse a que para estructuras muy esbeltas la reducción del movimiento de traslación por efecto de la interacción no compensa el aumento del movimiento debido al cabeceo de la estructura. Algo similar se observa (figura 4.2) para el edificio JAL en el componente longitudinal, pero quizá la respuesta mayor con base flexible se deba a que, dado que la estructura en la dirección de este componente es poco deformable debido a que posee una cantidad mayor de muros en dicha dirección (tabla 4.1), llega a ser importante el cabeceo de la estructura.

Las conclusiones que se derivan de las observaciones son: para estructuras reales cuyo sistema de cimentación incluye pilotes, los periodos fundamentales de vibrar sufren pequeños incrementos con respecto a la condición de base rígida al interactuar la estructura con el suelo de cimentación y; el amortiguamiento efectivo de la estructura es influenciado por el amortiguamiento por radiación, por la geometría y rigidez de la cimentación y por la esbeltez de la estructura. Es de esperarse que otros factores también contribuyan de manera importante al fenómeno de interacción, pero como se mencionó, es difícil ver su efecto de manera separada.

No se consideraron otros sismos para observar los efectos de interacción en los edificios estudiados, puesto que no se pretende dar seguimiento de dicha interacción ya que, además, algunos de estos edificios han sido restructurados en varias ocasiones. Se considera que los efectos observados de la interacción son conceptualmente congruentes con lo esperado.

4.3 Método de subestructura de interacción dinámica suelo-estructura

El método usado en este estudio para tomar en cuenta el efecto de IDSE en la confiabilidad estructural es el método de subestructura. En este apartado se presentan las bases de dicho método y los criterios bajo los cuales se hace uso de él.

Considere la ecuación matricial de movimiento de un sistema suelo-estructura

$$M\ddot{u} + C\dot{y} + Ky = 0 \quad (4.1)$$

donde M , C y K son, respectivamente, las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez; u y y son los vectores de desplazamientos absoluto y relativo, respectivamente, respecto a algún sistema de referencia del terreno. La ecuación anterior puede expresarse mediante la combinación de las dos siguientes

$$M_S \ddot{y}_1 + C \dot{y}_1 + Ky_1 = -M_S \ddot{u}_{CL} \quad (4.2)$$

y

$$M \ddot{y}_2 + C \dot{y}_2 + Ky_2 = -M_E (\ddot{y}_1 + \ddot{u}_{CL}) \quad (4.3)$$

donde $y = y_1 + y_2$; $u = y + u_{CL}$; $M = M_S + M_E$; u_{CL} es el vector del movimiento del campo libre; M_S es la matriz de masa que excluye la masa de la estructura; y M_E excluye la masa del suelo. La solución de la ecuación 4.2 corresponde a la de la *interacción cinemática* y la de la ecuación 4.3 a la de la *interacción inercial*. Si se suman las ecuaciones 4.2 y 4.3 se obtiene nuevamente la ecuación 4.1.

El sistema implicado en la ecuación 4.2 corresponde al de la ecuación 4.1 excepto que la parte correspondiente a la estructura no tiene masa, pero sí rigidez, y el sistema es excitado sólo con los movimientos de campo libre. Esa excitación es aplicada solo en el suelo de cimentación por fuerzas de inercia equivalentes que resultan al someter la masa de suelo a los movimientos de campo libre. En estas condiciones, no habrá respuesta en los nudos correspondientes a la estructura, puesto que los nudos sin masa no tienen respuesta dinámica, lo cual implica que la estructura se desplace como cuerpo rígido con los movimientos al nivel de la interfase suelo-cimentación; si además, la cimentación es rígida en la interfase suelo-estructura, no se requiere la estructura misma en el sistema sino solamente la cimentación rígida sin masa. Para un problema en el plano, los grados de libertad de la cimentación rígida son tres: uno de traslación vertical (que despreciaremos para el caso del valle de

México), otro de traslación horizontal y uno de rotación alrededor de un eje perpendicular al plano. Así, para resolver el problema de interacción cinemática, o para obtener los movimientos efectivos (vector $y_1 + u_{CL}$), se resolvería la respuesta del sistema formado por el suelo de cimentación sin estructura pero con la cimentación rígida y sin masa, sujeto a los movimientos de campo libre con la condición de que las fuerzas y momentos resultantes de los esfuerzos que el suelo ejerce sobre la cimentación sean iguales a cero (figura 4.3a).

Similarmente, el sistema implicado en la ecuación 4.3 corresponde al de la ecuación 4.1 excepto que solo la estructura es excitada en el sistema. Esa excitación es aplicada por fuerzas de inercia equivalentes sobre la estructura que resultan de los movimientos efectivos aplicados en la base de la misma estructura. En estas condiciones, el efecto dinámico provocado por el suelo de cimentación al nivel de la interfase suelo-estructura sobre la respuesta de la estructura puede ser remplazado por el de resortes con rigidez dinámica dependiente de la frecuencia (funciones de impedancia); es decir, en estos resortes se consideran los efectos de inercia, de amortiguamiento (material y geométrico) y de rigidez estática que el suelo de cimentación ejerce sobre la estructura al interactuar con ésta. Si la cimentación es rígida y el problema es en el plano, los resortes que sustituyen al suelo de cimentación pueden condensarse a tres: uno para el grado de libertad a la traslación vertical (que normalmente se restringe), otro para la traslación horizontal y otro para la rotación alrededor de un eje perpendicular al plano. Así, para resolver el problema de interacción inercial se obtiene la respuesta de la estructura apoyada sobre los resortes que sustituyen el efecto dinámico del suelo de cimentación, sujeta a los movimientos efectivos evaluados de la interacción cinemática (figura 4.3c).

Para resolver el problema de las rigideces dinámicas (figura 4.3b) se considera el sistema usado para resolver el problema de interacción cinemática (figura 4.3a). Dichas rigideces corresponden a fuerzas armónicas aplicadas a la cimentación en sus grados de libertad de manera de provocar desplazamientos unitarios, y contemplan los efectos de rigidez estática, de inercia y de amortiguamiento material y geométrico que el suelo de cimentación provoca sobre la respuesta de la estructura. Estas rigideces dinámicas son dependientes de la frecuencia por el amortiguamiento geométrico provocado por el movimiento que la cimentación irradia al suelo de cimentación al vibrar dicha cimentación a diferentes frecuencias, según las fuerzas armónicas aplicadas. Con la interacción inercial la estructura transmite fuerzas a las rigideces dinámicas de acuerdo con sus características de vibración como con base rígida. Así, con las rigideces dinámicas se contempla el amortiguamiento geométrico provocado por la respuesta dinámica de la estructura vibrando sobre el suelo de cimentación. La dependencia de la

frecuencia de las rigideces dinámicas se debe también a la inercia de la masa del suelo de cimentación. Debido a que estas rigideces implican fuerzas que provocan desplazamientos unitarios, se debe preservar el principio de superposición para su uso, por lo que el suelo de cimentación debe permanecer lineal. Con este planteamiento en la frecuencia, se introduce el amortiguamiento del suelo de naturaleza histerética en dichas rigideces a través de una rigidez compleja independiente de la frecuencia, tomando como base el principio de correspondencia de la visco-elasticidad. La solución en el tiempo se obtiene mediante una transformación lineal.

El método descrito se conoce como método de subestructura para el problema de interacción dinámica suelo-estructura, el cual se toma como base en este trabajo para introducir la influencia de la IDSE en la confiabilidad estructural. En este método está implícito el principio de superposición, por lo que dicho método es aplicable solo si el sistema suelo-estructura es un sistema lineal. Para el caso de un sistema suelo-estructura como el contemplado en este estudio, con un suelo como el de la zona lacustre y con una estructura formada por marcos dúctiles, el principio de linealidad rigurosamente no es aplicable; sin embargo, observemos lo siguiente:

Una cimentación debe ser diseñada de tal manera que los asentamientos totales y diferenciales por deformaciones permanentes que pueda experimentar debido a cargas transitorias deben ser limitados a ciertos valores permisibles. En el caso de cimentaciones con las que se tome ventaja del concepto de compensación de peso, es recomendable para ese fin (Mendoza *et al*, 1997) mantener la presión en el contacto losa-suelo por debajo de la ejercida por el peso propio del suelo antes de la excavación. Bajo esta condición, la cimentación presenta un comportamiento muy estable durante sismos por lo que el uso de funciones de impedancia (las cuales son aplicables a soluciones lineales) para la solución de problemas de IDSE sería válido. También, de acuerdo con Kausel y Whitman (1978), estudios han mostrado que la respuesta no lineal en el suelo de cimentación se debe principalmente a la respuesta sísmica del terreno y no como un resultado de las cargas generadas por la interacción suelo-estructura. Así, el suelo del sistema suelo-estructura puede idealizarse como un estrato homogéneo con propiedades lineales equivalentes a las no lineales, obtenidas a través de la respuesta sísmica del depósito de suelo del sitio sujeto a los movimientos de campo libre (Kausel y Whitman, 1978; Whitman y Bielak, 1980).

Por otro lado, para los casos de interés en este estudio la estructura desarrollaría un comportamiento no lineal significativo en el sistema suelo-estructura. Puede notarse de las ecuaciones 4.1 - 4.3 que el

movimiento total en la estructura estaría dado por el vector de desplazamientos $u = y_1 + y_2 + u_{CL}$, lo cual implica una superposición de efectos. Sin embargo, el término $y_1 + u_{CL}$, que corresponde a los movimientos efectivos en la base de la estructura, permanece constante en cualquier punto de la estructura, lo cual se traduce en desplazamientos de cuerpo rígido de la misma estructura. El término y_2 corresponde propiamente a la respuesta de la estructura y se puede obtener de manera separada con el modelo de la figura 4.3c. Los desplazamientos dados por el término y_2 son los que causan el daño a las estructuras y dependen del comportamiento, ya sea lineal o no lineal, de la misma estructura.

Como se hace ver en párrafos anteriores, las rigideces dinámicas son funciones dependientes de la frecuencia, por lo que para tomar en cuenta esa dependencia se debe recurrir a una solución en el dominio de dicha variable. Sin embargo, se muestra más adelante que si se toma el valor de las funciones de impedancia para la frecuencia dominante del conjunto suelo-estructura, se obtienen respuestas de la estructura con análisis en el tiempo bastante aproximadas a las obtenidas haciendo un análisis en la frecuencia y considerando la variación de las funciones de impedancia con la frecuencia.

Los problemas de interacción se resuelven aquí en el plano y se desprecia además el grado de libertad vertical. Lo anterior muestra que en los términos en que se ha planteado el problema el método de subestructura es adecuado para resolver problemas de interacción dinámica suelo-estructura donde la estructura puede experimentar comportamiento no lineal.

4.4 Hipótesis de trabajo

Dado el gran número de variables involucradas en el problema planteado, en esta sección se presentan algunas hipótesis de trabajo, con el fin de orientar este estudio al análisis de la influencia de ciertas variables de interés para los objetivos inicialmente propuestos.

- Se consideran marcos dúctiles planos de concreto reforzado diseñados conforme al RCDF-93 y sus NTC, los cuales tendrán 6, 10, 14 y 20 niveles con 2, 3 y 5 crujías (figura 5.2). Las alturas de entrepiso son de 3 m, y de 3.5 m en planta baja, excepto en el edificio de 20 niveles en el que estas dimensiones se incrementan en 0.2 m, y las crujías tendrán 7 m a ejes. Con esto se tienen edificios con relaciones de esbeltez (altura/ancho) de 0.8 a 3.

- Se supone que la cimentación de las estructuras es a base de un cajón de cimentación rígido desplantado a 6 m de profundidad, complementado con pilotes de fricción. Con esto se tienen relaciones profundidad/ancho del cajón de cimentación de 0.17 a 0.42. Se supone que las cimentaciones de las estructuras han sido diseñadas para tener un comportamiento satisfactorio a corto y a largo plazo, de manera que se tienen amplios márgenes de seguridad contra la inestabilidad y falla ante carga estática y sísmica.
- Se considera que las estructuras están desplantadas en un estrato de suelo homogéneo cuya velocidad de ondas corte V_s y relación de amortiguamiento η , independientemente del sitio, permanecen constantes; el espesor se selecciona de manera de igualar el periodo del sitio en cuestión. Los valores de V_s y de η se evaluaron de la siguiente manera: se obtuvo la respuesta dinámica del sistema estratificado del sitio SCT, sometido en su base al espectro de potencia medio de la familia de historias de aceleración simuladas en el sitio CU para el TMD; se obtuvieron valores de V_s y de η para cada estrato del depósito de suelo del sitio analizado, correspondientes a las deformaciones efectivas desarrolladas por la respuesta de dicho depósito. Los valores promedio de V_s y de η para el sistema estratificado son los que corresponden a las propiedades dinámicas del estrato homogéneo: estos valores son 60 m/s y 2.6 %, respectivamente. Se supuso un peso volumétrico del suelo de 1.2 t/m³. Para estos promedios se consideraron las propiedades sólo de los estratos de suelo blando arriba de la primera capa dura del depósito del sitio (ver figura 17 del Apéndice I), debido a que en esos estratos es donde se supone estarían embebidos el cajón de cimentación y los pilotes de fricción. Los periodos de vibrar de los sitios en estudio se obtuvieron de la respuesta dinámica de los correspondientes depósitos de suelo estratificados, sujetos en su base al espectro de potencia medio de las historias de aceleración simuladas en CU para el TMD. Estos periodos resultaron ser para SCT de 2.09 s, para CAO de 3.98 s y para D84 de 1.40 s. Para obtener las respuestas dinámicas de los depósitos de suelo de los sitios se usó el método de Thomson-Haskell para el modelo unidimensional de ondas SH, el método de linealización equivalente y la teoría de vibraciones aleatorias.

Con lo anterior se considera que las propiedades del suelo en el sitio SCT son típicas de las correspondientes a las de los otros sitios de suelo blando. Este criterio, desde el punto de vista práctico, es razonable, puesto que la estratificación de la zona lacustre se mantiene más o

menos uniforme en el Valle; variaciones locales de niveles freáticos, grados de consolidación y de niveles de esfuerzos pueden originar ciertas variaciones en las propiedades dinámicas de los suelos.

- Debido a que la amplitud de las historias de aceleración simuladas en los sitios SCT, CAO y D84 para el TMD exhiben gran dispersión, lo cual se muestra en la figura 3.4 a través de sus correspondientes espectros de respuesta medios y medios \pm una desviación estándar, dichas historias de aceleración se normalizaron de manera que sus espectros de respuesta elásticos para 5 % de amortiguamiento tuvieran la misma área bajo la curva “periodo-ordenada espectral” que la correspondiente a la del espectro de respuesta medio de la muestra de historias de aceleración simuladas. Para cada sitio esa área se evaluó para el intervalo de periodos [periodo dominante del sitio \pm 1 s]. Como se menciona en el capítulo anterior (parte final de la sección 3.2), esa dispersión se debe al efecto acumulado de las incertidumbres desde la simulación del proceso sísmico en la fuente hasta los efectos de sitio con funciones de transferencia inciertas.

4.5 Descripción del modelo para el análisis sísmico inelástico de marcos planos con IDSE

Se hace uso del método de integración numérica paso a paso para conocer las respuestas dinámicas de los marcos dúctiles que se estudian en este trabajo. Para lograr esto se usa el programa de computadora DRAINER (Mendoza, 1991), el cual analiza la respuesta dinámica inelástica de marcos planos, idealizados como un sistema plano de elementos discretos.

Las masas de la estructura se suponen concentradas en los nudos, por lo que la matriz de masas es diagonal. La excitación sísmica es definida por historias de aceleración. Los elementos estructurales pueden ser barras de armadura, vigas-columna, conexiones semirígidas y paneles de cortante. En este trabajo se considera que todos los elementos son tipo viga-columna, los cuales fluyen a través de la formación de articulaciones plásticas concentradas en sus extremos. En este programa la matriz de amortiguamiento se evalúa como una combinación lineal de la matriz de masas y la matriz de rigidez elástica inicial. Para evaluar los coeficientes de la combinación lineal se considera un amortiguamiento viscoso del 5 % para los dos primeros modos.

El programa DRAINTEK es una versión de DRAIN-2D (Powell, 1973) modificada por Mendoza (1991) para tomar en cuenta dos grados de libertad adicionales en la base del modelo para introducir la interacción suelo-estructura. Un modo de traslación representado por una masa, un resorte elástico lineal y un amortiguador viscoso lineal referidos al grado de libertad de desplazamiento horizontal de la base del modelo, y un modo de cabeceo representado por una inercia rotacional, un resorte elástico lineal y un amortiguador viscoso lineal referidos al grado de libertad de rotación de la base del modelo. El modelo se presenta esquemáticamente en la figura 4.4.

4.6 Interacción cinemática

En análisis de IDSE es necesario incorporar los efectos de la interacción cinemática, la cual es particularmente importante en cimentaciones enterradas. En realidad no se dispone actualmente de formulaciones para evaluar la interacción cinemática de cimentaciones mixtas. En lo que sigue se presentan los criterios para tomar en cuenta dicha interacción para los sistemas suelo-estructura contemplados en este estudio.

Estudios analíticos revelan (Kausel y Whitman, 1978) que un cajón de cimentación rígido contribuye a atenuar el movimiento de campo libre en altas frecuencias por su efecto promediador, pero a cambio, por ejemplo, ante la propagación vertical de ondas de cortante, aparece un movimiento de excitación que induce rotación al cajón al rededor de ejes horizontales. Aparecen además excitaciones de tipo rotacional y torsional generados por ondas superficiales. Se puede lograr reducir la excitación efectiva al profundizar el nivel de desplante del cajón (Romo, 1991), ya que, por ejemplo, para depósitos de suelo donde la rigidez del suelo aumenta con la profundidad, como en los del valle de México, los movimientos serán de menor amplitud con la mayor profundidad.

Por otro lado, se ha observado de estudios analíticos (Kaynia y Kausel, 1982) que un grupo de pilotes ante excitación sísmica sigue esencialmente los movimientos del terreno para bajas frecuencias, pero para frecuencias intermedias y altas el filtrado del movimiento del terreno por el grupo de pilotes puede ser significativo. Este comportamiento en bajas frecuencias es más pronunciado para mayor rigidez del suelo. También se ha observado que el componente rotacional del movimiento efectivo depende significativamente del ancho de la cimentación, de manera que dicho movimiento llega a ser despreciable, por ejemplo, para relaciones s/d (separación de pilotes/diámetro del pilote) mayores que 5. En ese sentido, un resultado importante que vale la pena mencionar es el obtenido por Abe *et al*

(1984), quienes observaron en un edificio cimentado con pilotes e instrumentado con acelerógrafos y deformímetros que durante sismos los pilotes se mueven esencialmente en fase con el terreno en los modos bajos de vibrar.

Por otro lado, considerando propagación vertical de ondas de cortante y mediante análisis paramétricos con elementos finitos, Kausel y Whitman (1978) sugieren estimar los movimientos efectivos en la base de la cimentación a partir de los movimientos del campo libre especificados al nivel de la superficie libre mediante las siguientes funciones de transferencia

$$a(f) = \begin{cases} \cos\left(\frac{\pi f}{2f_n}\right) & \text{si } f \leq 0.7f_n \\ 0.453 & \text{si } f > 0.7f_n \end{cases} \quad (4.4)$$

$$\varphi(f) = \begin{cases} \frac{0.257}{R} \left(1 - \cos\left(\frac{\pi f}{2f_n}\right)\right) & \text{si } f \leq f_n \\ \frac{0.257}{R} & \text{si } f > f_n \end{cases} \quad (4.5)$$

donde f es la frecuencia cíclica de la excitación, $\pi = 3.1415\dots$, $f_n = \frac{V_s}{4E}$ es la frecuencia natural de vibrar del estrato con velocidad de ondas de corte V_s y con espesor igual al enterramiento E de la cimentación, y R es el radio de una cimentación cilíndrica. Con las ecuaciones 4.4 y 4.5 se obtienen, respectivamente, el movimiento de traslación y el de rotación de la cimentación, dado el movimiento en la superficie del campo libre. Estas ecuaciones son soluciones promedio de los movimientos efectivos; las soluciones exactas oscilan alrededor de estos valores (Kausel y Whitman, 1978).

Nótese que la función dada por la ecuación 4.4 para $f \leq 0.7f_n$ es el inverso de la correspondiente a la propagación unidimensional de ondas de corte para un estrato homogéneo. También puede notarse de la ecuación 4.5 que los movimientos de rotación pueden resultar despreciables para bajas frecuencias, para grandes valores de R y/o pequeñas profundidades de enterramiento.

En este trabajo, como una primera aproximación, los movimientos efectivos de traslación se estiman con la ecuación 4.4, y los de rotación se desprecian. El criterio para hacer esto se basa en considerar que la respuesta en el sitio es dominada por la propagación vertical de ondas de corte, que el grupo de pilotes sigue esencialmente el movimiento del campo libre y, por tanto, no contribuye a modificarlo, pero sí contribuye a restringir el componente rotacional del movimiento efectivo en el sistema de cimentación, y que las frecuencias altas se atenúan en función de la frecuencia natural del espesor de suelo igual a la profundidad de desplante del cajón. Con lo anterior no se toma en cuenta el efecto del ancho de la base de la cimentación en el movimiento efectivo.

Con este planteamiento simplificado para tomar en cuenta la interacción cinemática y con el criterio de normalización de las historias de aceleración adoptado en la sección 4.4, en la figura 4.5 se presentan los espectros de respuesta medios y medios \pm una desviación estándar de las historias de aceleración simuladas de los movimientos efectivos para los sitios de suelo blando considerados; estos movimientos corresponden a la profundidad de desplante de 6 m. En esta figura se muestran también los espectros de respuesta de los movimientos normalizados sin aplicar el supuesto efecto de la interacción cinemática; o sea, de los movimientos de campo libre al nivel de la superficie libre. Los movimientos presentados en la figura 4.5 corresponden a los de la figura 3.4 para el componente en el que los movimientos presentan mayor intensidad después de considerar el comportamiento no lineal del suelo. Se observa (figura 4.5) que al introducir el efecto de la interacción cinemática de la manera planteada se logra reducir ligeramente la amplitud de los movimientos, aunque en frecuencias dominantes altas de vibración del terreno esa reducción es significativa. Se observa también que los movimientos para el sitio D84 son predominantemente armónicos.

4.7 Funciones de impedancia

Para evaluar los parámetros de los resortes con rigidez dinámica del modelo de interacción suelo-estructura (figura 4.3c), existen expresiones las cuales tienen la siguiente forma general

$$K_{xx} = K_{xx}^0 (k_{xx} + ia_0 c_{xx})(1 + i2\eta) \quad (4.6)$$

$$K_{x\phi} = K_{x\phi}^0 (k_{x\phi} + ia_0 c_{x\phi})(1 + i2\eta) \quad (4.7)$$

$$K_{\phi\phi} = K_{\phi\phi}^0 (k_{\phi\phi} + ia_0 c_{\phi\phi})(1 + i2\eta) \quad (4.8)$$

Para cimentaciones rígidas cilíndricas enterradas en un estrato homogéneo Kausel (1974) y Elsabee y Morray (1977) proponen que

$$K_{xx}^0 = \frac{8GR}{2-\nu} \left(1 + \frac{R}{2H}\right) \left(1 + \frac{2E}{3R}\right) \left(1 + \frac{5E}{4H}\right) \quad (4.9)$$

$$K_{x\phi}^0 = K_{xx}^0 R \left(\frac{2E}{5R} - 0.03\right) \quad (4.10)$$

$$K_{\phi\phi}^0 = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R}{6H}\right) \left(1 + \frac{2E}{R}\right) \left(1 + 0.71 \frac{E}{H}\right) \quad (4.11)$$

En estas expresiones G es el módulo de rigidez al corte del suelo; η el amortiguamiento interno del suelo; K_{ab}^0 son rigideces estáticas; xx , $\phi\phi$ y $x\phi$ son los grados de libertad a la traslación, al giro, y al desplazamiento y giro acoplados, respectivamente; k y c son coeficientes dependientes de la frecuencia normalizados con respecto a la rigidez estática (k está relacionado con la rigidez estática e inercia de la masa de suelo; y c con el amortiguamiento por radiación); $a_0 = \omega R/V_s$ es una frecuencia adimensional; $i = \sqrt{-1}$; R es el radio de la cimentación; E la profundidad de enterramiento del cajón; H el espesor del estrato de suelo; V_s la velocidad de ondas de corte en el suelo; ω la frecuencia circular de la excitación; y ν la relación de Poisson del suelo. Elsabee y Morray (1977) recomiendan considerar que la variación de los coeficientes k y c con la frecuencia sea aquella para una cimentación superficial sobre un semiespacio (figura 4.6), y que $k_{x\phi} = k_{xx}$ y $c_{x\phi} = c_{xx}$.

Para pilotes de punta o de fricción individuales, por ejemplo, Novak (1974 y 1977) propone otras expresiones, y para grupos de pilotes embebidos en un semiespacio Kaynia y Kausel (1982) obtienen las correspondientes funciones de impedancia para ciertas variables significativas y Dobry y Gazetas (1988) proponen un procedimiento simplificado para evaluar esas funciones de impedancia. Estas funciones de impedancia tienen la siguiente forma general

$$K = k + ia_0c \tag{4.12}$$

Las variables de esta ecuación conceptualmente tienen el mismo significado que las de las ecuaciones 4.6 - 4.8. En este caso $a_0 = \omega d / V_s$, donde d es el diámetro del pilote y, además, s/d es la relación de separación entre pilotes, donde s es la separación entre pilotes. Kaynia y Kausel (1982) concluyen que para pequeños espaciamientos entre pilotes las funciones de impedancia del grupo de pilotes son similares a las obtenidas para una placa rígida vibrando sobre la superficie de un semiespacio, y para grandes espaciamientos entre los pilotes esas funciones llegan a ser dependientes de la interacción entre los pilotes (p. ej. ver figura 4.7); además, estos efectos de interacción son mayores con la menor rigidez del suelo, y el amortiguamiento por radiación aumenta con el tamaño de la cimentación. Los resultados de Kaynia y Kausel (1982) se basan, entre otras cosas, en considerar que los pilotes se conectan en su extremo superior a una placa rígida, la cual se apoya sobre la superficie libre del semiespacio, y que no hay pérdida de adherencia entre los pilotes y el suelo. Las funciones de impedancia que se derivan de estas condiciones son diferentes de las que resultarían de considerar otras condiciones; por ejemplo, los pilotes se conectan en su extremo superior a la losa de un cajón rígido de cimentación enterrado y la adherencia entre el pilote y el suelo se degrada en función de la intensidad de la excitación dinámica. No obstante, por ejemplo, los resultados de la figura 4.7, para los que se considera que los pilotes están articulados en su unión con la placa rígida, permiten obtener algún entendimiento sobre cimentaciones con pilotes para establecer algún criterio para tomar en cuenta su efecto en cimentaciones mixtas en suelos blandos.

Como lo señalan Paulay y Priestley (1992), para pilotes empotrados en su extremo superior a una losa rígida y embebidos en un depósito de suelo muy blando, como el de la ciudad de México, dichos pilotes (elementos muy esbeltos) experimentarían durante un sismo grandes curvaturas y articulación en su unión con la losa (esto último ha sido verificado por Auvinet y Mendoza (1986) por observaciones de campo en un edificio después de los sismos de 1985) o en los puntos donde existe un

gran contraste de rigidez entre dos estratos de suelo contiguos atravesados por los pilotes. Se observa de la figura 4.7 que la interacción entre el grupo de pilotes es mayor para el cabeceo que para la traslación, y que la frecuencia para la cual se inicia dicha interacción depende de la relación de separación de pilotes s/d ; para frecuencias menores a esa frecuencia y para pequeñas relaciones s/d (p. ej. igual a 2) la variación de las funciones de impedancia con la frecuencia son semejantes a las de una placa (figura 4.6). Se observa también (figura 4.7) que la rigidez del grupo de pilotes a la traslación es pequeña respecto a la suma de las rigideces estáticas de cada pilote.

Superponer los resultados teóricos citados de las funciones de impedancia para un cajón con las de un grupo de pilotes estrictamente no sería válido para obtener las funciones de impedancia para una cimentación mixta. Tampoco es el objetivo de este estudio proponer una solución a ese problema. Sin embargo, con base en las ecuaciones 4.6 - 4.11 para cimentaciones cilíndricas enterradas en un estrato homogéneo, en los efectos de interacción de algunos edificios instrumentados en la ciudad de México observados durante algunos sismos (sección 4.2) y de las experiencias obtenidas en una cimentación mixta con instrumentación sismogeotécnica en la zona lacustre, en este trabajo se plantea una modificación empírica a las ecuaciones 4.6 - 4.11 para tomar en cuenta el efecto de pilotes de fricción en cimentaciones enterradas.

Se supone en este trabajo que los pilotes contribuyen solamente a limitar el cabeceo de la estructura y que su contribución a la rigidez lateral de la cimentación es despreciable. El grado de restricción que los pilotes impongan al cabeceo depende del nivel de degradación de la adherencia suelo-pilote ante la intensidad de las cargas sísmicas.

De acuerdo con las mediciones del comportamiento sismogeotécnico de una cimentación tipo mixto de un puente vehicular en la zona del Lago, se ha encontrado (Mendoza *et al.*, 1996) que ante carga estática vertical los pilotes contribuyen aproximadamente con un 85 % y el cajón con el 15 % restante a la rigidez vertical de la cimentación; esto representa una relación (F) de contribución de rigideces a la cimentación de pilotes a cajón de 5.7. Puede mostrarse fácilmente que la rigidez al cabeceo de la cimentación está relacionada con su rigidez vertical multiplicada por un brazo de palanca al cuadrado, por lo que se espera que esa relación de contribución de rigideces se mantenga también para el cabeceo. Se ha observado también que ante sismos los pilotes tienden a descargarse, por la degradación de la adherencia suelo-pilote causada por las cargas cíclicas generadas por los momentos de volteo, por lo que durante el sismo las cargas demandadas al cajón se incrementan, tanto por las

liberadas por los pilotes como por las debidas a los momentos de volteo. Es de esperarse que la relación de aporte de rigidez de pilotes a cajón se reduzca durante sismos respecto al caso estático.

Por lo anterior, despreciando la rigidez dinámica acoplada (ecuación 4.7), lo cual para cimentaciones poco profundas puede ser aceptable (Gazetas, 1983), podríamos considerar que solamente la rigidez dinámica al cabeceo de una cimentación enterrada (ecuación 4.8) debería ser modificada por la presencia de pilotes. Para esto, en este estudio, esa rigidez al cabeceo se multiplica por un factor con el cual se incrementa dicha rigidez y, por lo tanto, se limita el cabeceo. Esto se basa en el criterio de que dicho factor tomaría en cuenta la contribución de rigideces (F) de pilotes a cajón al sistema de cimentación, y el valor de ese factor dependería de la variación de esa contribución con la intensidad sísmica. Este criterio implica también suponer que la rigidez al cabeceo del grupo de pilotes y su variación con la frecuencia es proporcional a la del cajón. De acuerdo con los resultados de Kaynia y Kausel (1982), suponer así dicha variación podría ser válido para cuando el espaciamiento entre los pilotes es pequeño (para relaciones “distancia entre pilotes/diámetro del pilote” alrededor de 2), pero para espaciamientos mayores las rigideces dinámicas difieren significativamente de las correspondientes a un cajón. En este sentido, la ecuación 4.8 tomaría la siguiente forma

$$K_{\phi\phi} = K_{\phi\phi}^0 (k_{\phi\phi} + ia_0 c_{\phi\phi})(1 + i2\eta) + F K_{\phi\phi}^0 (k_{\phi\phi} + ia_0 c_{\phi\phi})(1 + i2\eta) \quad (4.13)$$

Con el primer término del segundo miembro de la ecuación 4.13 se toma en cuenta la contribución del cajón y con el segundo término la de los pilotes a la rigidez dinámica al cabeceo del sistema de cimentación mixto. La contribución de pilotes se considera para $F > 0$.

En el caso particular del puente vehicular, el factor F resultó de 5.7 para carga estática. Es de esperar que ante cargas sísmicas esa relación se reduzca; sin embargo, ante sismos intensos, como el contemplado en este estudio, es incierta la magnitud de esa reducción. En este estudio este factor dependerá de las interpretaciones de los efectos de interacción de los edificios instrumentados en la ciudad (sección 4.2) y de los estudios paramétricos realizados en la siguiente sección.

4.7.1 Parámetros de la cimentación para los análisis de IDSE

Para la selección de los parámetros de IDSE de las estructuras consideradas se hicieron estudios paramétricos en el dominio de la frecuencia. Las estructuras se analizaron con un modelo de un

oscilador elástico de varios grados de libertad, de acuerdo con el número de niveles y con la traslación y rotación de la base. Las propiedades de los resortes y amortiguadores asociados a los grados de libertad de la base del modelo se obtuvieron con las ecuaciones 4.6 y 4.13 y con varios valores del factor F .

Se supusieron tres condiciones de cimentación: la primera, la cual se toma como referencia de las dos siguientes, considera base infinitamente rígida; la segunda considera la estructura desplantada al nivel de la superficie libre de un depósito de suelo homogéneo con propiedades $G = 440 \text{ t/m}^2$ ($V_s = 60 \text{ m/s}$), $\eta = 2.6 \%$ (sección 4.4), $H = 30 \text{ m}$ (este valor se tomó así para ajustar el periodo de vibrar de 2.09 s correspondiente al del sitio SCT; sección 4.4) y $\nu = 0.49$ (relación de Poisson para arcillas 100 % saturadas); la tercera considera el mismo depósito de suelo de la segunda condición, pero con un cajón de cimentación desplantado a una profundidad $E = 6 \text{ m}$.

Para tomar en cuenta el efecto de pilotes de fricción, de acuerdo con el planteamiento de la sección anterior, se consideraron factores F de la supuesta relación de aportación de rigideces de pilotes a cajón de 0, 1 y 2. Con $F = 0$ se supone ausencia de pilotes o contribución nula de estos a restringir el cabeceo de la cimentación; con $F = 1$ se supone que los pilotes contribuyen con el 50 % a la rigidez de la cimentación, y el cajón con el 50 % restante; análogamente, con $F = 2$ esos porcentajes serían de 67 y 33 %, respectivamente. Con $F = 1$ se supone mayor degradación de la adherencia suelo-pilote que con $F = 2$.

Se analizaron las estructuras de 6, 10, 14 y 20 niveles con 2, 3 y 5 crujeas de 7 m cada una. Los resultados se muestran en las figuras 4.8 - 4.11 en términos de funciones de amplificación de movimiento total, análogas a las analizadas en la sección 4.2. Los resultados de las estructuras de 6, 10 y 14 niveles con cajón de cimentación desplantado a 6 m de profundidad y con valores de F de 1 y de 2 (figuras 4.8 - 4.10) muestran mayor congruencia con los de los edificios instrumentados (figura 4.2) que los obtenidos con $F = 0$ o con cimentación superficial; esto es, el corrimiento del periodo no es tan grande con respecto al caso en que se ignora el efecto de pilotes, y la amplitud de la respuesta de las estructuras con base flexible y con relación de esbeltez baja es menor que con base rígida. En los casos de mayor relación de esbeltez la amplitud de la respuesta de estructuras con base flexible tiende a ser mayor que la obtenida con base rígida, incluso, considerando el cajón de cimentación.

Es claro que la manera en que se tomará en cuenta los pilotes de fricción en las rigideces dinámicas es discutible, pues ni siquiera se toma en cuenta el número de pilotes, su distribución ni sus características, pero los resultados obtenidos reproducen las tendencias observadas en los edificios instrumentados. Además, como se hizo notar en la sección 4.1, el comportamiento de cimentaciones tipo mixto en la zona lacustre ante cargas sísmicas es complejo y apenas recientemente mediante la instrumentación sismogeotécnica de una cimentación de este tipo se ha empezado a entender concretamente su comportamiento ante sismos moderados. Es importante destacar que lo que se pretende en este estudio es evaluar la influencia de la IDSE en la confiabilidad de estructuras expuestas a sismos con aplicación al caso del valle de México. Si se diseñaran detalladamente las cimentaciones, aumentaría el número de variables y su incertidumbre, y sería difícil observar alguna influencia de las variables que se estudian en este trabajo sobre la IDSE.

Se considera en este estudio que para la intensidad del temblor más desfavorable, supuesto en este trabajo, la aportación de rigideces de pilotes a cajón al sistema de cimentación se reduce a 1 para todas las estructuras.

4.7.2 Introducción de las funciones de impedancia para los análisis de IDSE en el tiempo

Como se menciona en las secciones anteriores, los análisis de las estructuras se llevan a cabo considerando su comportamiento inelástico a través de un análisis paso a paso en el dominio del tiempo. Una manera aproximada de tomar en cuenta el efecto de las funciones de impedancia en un análisis de este tipo es ignorar su dependencia de la frecuencia (Newmark y Rosenblueth, 1971). Para esto se puede tomar el valor de dichas funciones para la frecuencia cero (condición estática), lo cual implica ignorar el amortiguamiento por radiación y el efecto de la masa inercial. Otra alternativa es tomar el valor de dichas funciones para la frecuencia dominante del sistema suelo estructura. Lo último es lo que se considera en este estudio.

Los valores dados por las ecuaciones 4.6 y 4.13 corresponden a las funciones de impedancia de toda la estructura en cuestión. Para obtener las funciones de impedancia de un solo marco se dividieron dichas expresiones por el número de marcos paralelos a la dirección considerada del edificio en cuestión.

Como se menciona en la sección 4.5, el modelo de interacción inercial del programa DRAINTEK asocia a su grado de libertad de traslación horizontal en su base un resorte elástico lineal, un

amortiguador viscoso lineal y una masa; similarmente, para el grado de libertad a la rotación de la base se asocia un resorte elástico lineal, un amortiguador viscoso lineal y una masa.

El criterio que aquí se usa para hacer la correspondencia de estos resortes, amortiguadores y masas con las funciones de impedancia y con las propiedades de la estructura es el siguiente. Para la traslación horizontal la rigidez del resorte elástico lineal se obtuvo de la parte real de la ecuación 4.6, y el coeficiente de viscosidad del amortiguador se obtuvo de la parte imaginaria de la misma ecuación. Análogamente, para la rotación la rigidez del resorte se obtuvo de la parte real de la ecuación 4.13 y el coeficiente de viscosidad de la parte imaginaria de la misma ecuación. Para esto, como se mencionó, se tomó el valor de las ecuaciones 4.6 y 4.13 para la frecuencia dominante del sistema lineal suelo-estructura. El valor de las masas a la traslación y a la rotación se hizo corresponder a las del cajón de cimentación. Para esto se consideró que el peso del primer entepiso es igual al del cajón de cimentación, aunque Avilés y Pérez-Rocha (1996) han demostrado que la influencia de esas masas en el valor del periodo y del amortiguamiento efectivos es despreciable.

En la figura 4.12 se muestran funciones de amplificación del sistema suelo-estructura de los edificios estudiados, con la estructura elástica y para dos condiciones de cimentación. Estas funciones fueron obtenidas, en un caso, mediante un análisis en la frecuencia con las funciones de impedancia dependientes de la frecuencia y, en otro caso, de un análisis en el tiempo con propiedades constantes de resortes y amortiguadores asociados a los grados de libertad de la base del modelo. En esta figura cada recuadro corresponde a una estructura y se identifica con el número de niveles del edificio (#N), número de crujías (#C) y sus periodos (T) con interacción y sin interacción obtenidos con propiedades nominales en la estructura. Las propiedades nominales se derivaron de un diseño por sismo con un coeficiente sísmico de 0.4 (ver sección 5.6 para más detalles). Las condiciones de cimentación son para base rígida y para base flexible con un cajón desplantado a 6 m de profundidad complementado con pilotes de fricción. Los resultados de la figura 4.12 muestran que los criterios usados para evaluar los parámetros de los resortes y amortiguadores a partir de valores de las funciones de impedancia son adecuados. También esto muestra que la interacción suelo-estructura que se contempla en los edificios estudiados puede introducirse adecuadamente en los análisis inelásticos en el tiempo de las estructuras.

| Edificio | PC | JAL | IMS | IMP |
|------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Niveles | 17 | 14 | 11 | 5 |
| Base (m ²) | 38x54 | 20x32 | 20x60 | 15x66 |
| Altura (m) | 51 | 40 | 53 | 19 |
| Desplante* (m) | 3 | 3 | 6 | 2.5 |
| Pilotes | 266f | 54f | #p | |
| Zona | III | III | III | II |

*: profundidad de desplante del cajón de cimentación; en el caso del edificio IMP la profundidad de desplante es el de las contratrabes

f: pilote de fricción

p: pilote de punta

PC: Edificio Plaza Córdoba. Estructura de concreto reforzado, muros de concreto reforzado en toda la altura en algunas crujiás en ambas direcciones.

JAL: Edificio jalapa. Estructura de concreto reforzado, columnas y losa reticular, muros de concreto reforzado y de mampostería, reforzado con muros de concreto reforzado en la dirección longitudinal.

IMS: Edificio Instituto Mexicano del Seguro Social. Estructura de concreto reforzado, marcos viga-columna, de 6x14 crujiás.

IMP: Edificio Instituto Mexicano del Petróleo. Estructura de concreto presforzado, marcos viga-columna, 1x20 crujiás.

Tabla 4.1 Características de algunos edificios instrumentados en el valle de México (información tomada de Muria *et al*, 1997)

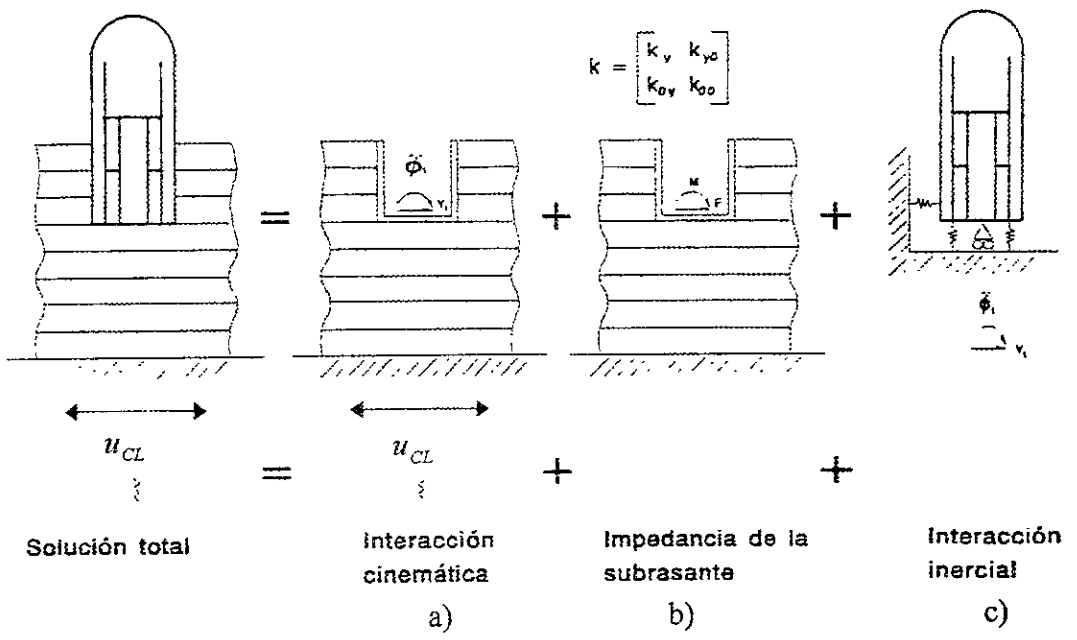


Fig 4.3 Método de subestructura con solución en tres pasos con cimentación rígida (tomada de Whitman y Bielak, 1980)

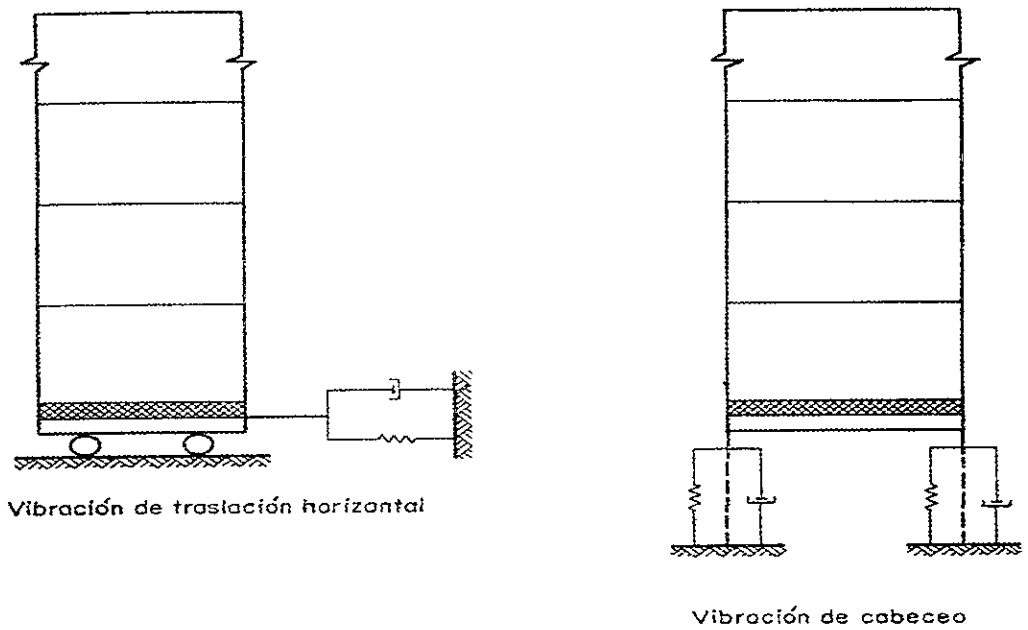
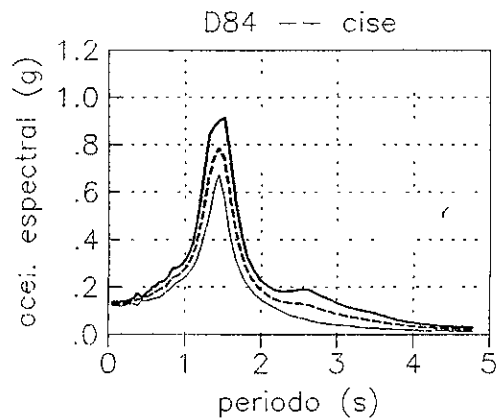
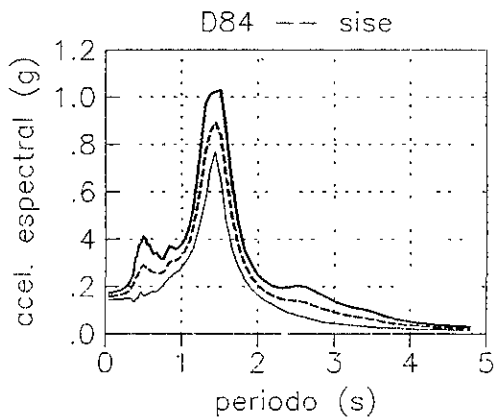
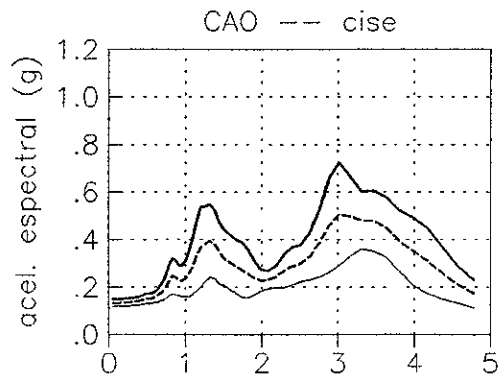
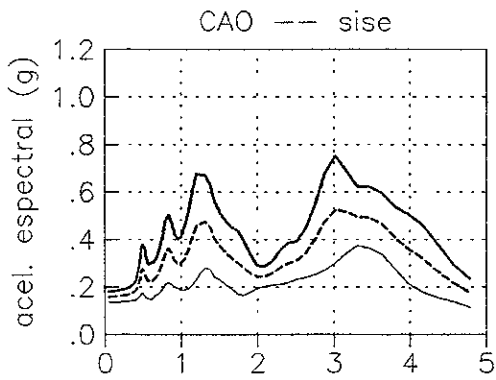
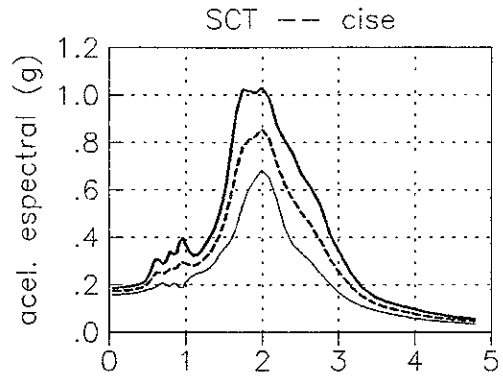
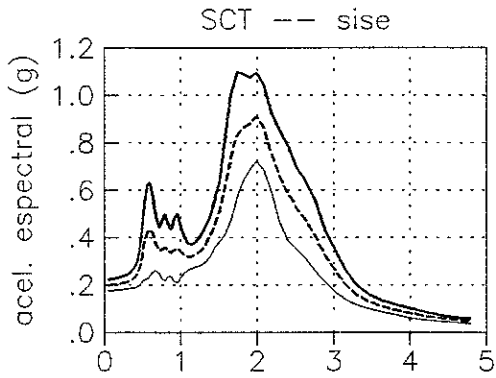
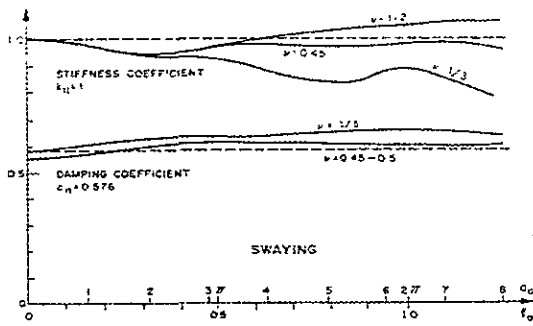


Fig 4.4 Modelo conceptual para resolver el problema de interacción inercial.

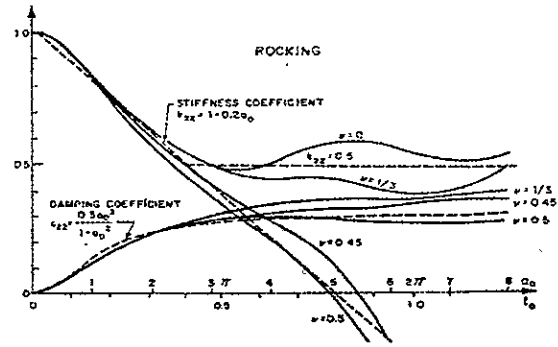


----- med _____ m + d - - - - - m - d

4.5 Espectros de respuesta (5 % de amortiguamiento) medios y medios mas/menos una desviación estándar de la muestra de historias de aceleración simuladas en los sitios SCT, CAO y D84. Las historias de aceleración se normalizaron y se presentan para el caso de movimiento de campo libre al nivel de la superficie libre (sise) y para el caso de los movimientos efectivos (cise).



a) traslación xx



b) rotación $\phi\phi$

Fig 4.6 Coeficientes de rigidez y de amortiguamiento para una placa circular vibrando sobre un semiespacio (tomada de Kausel y Whitman, 1978).

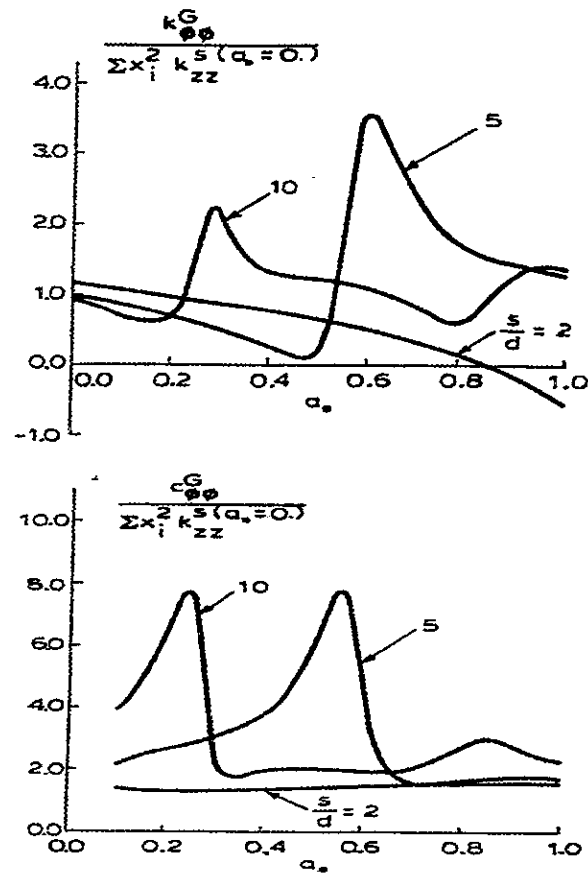
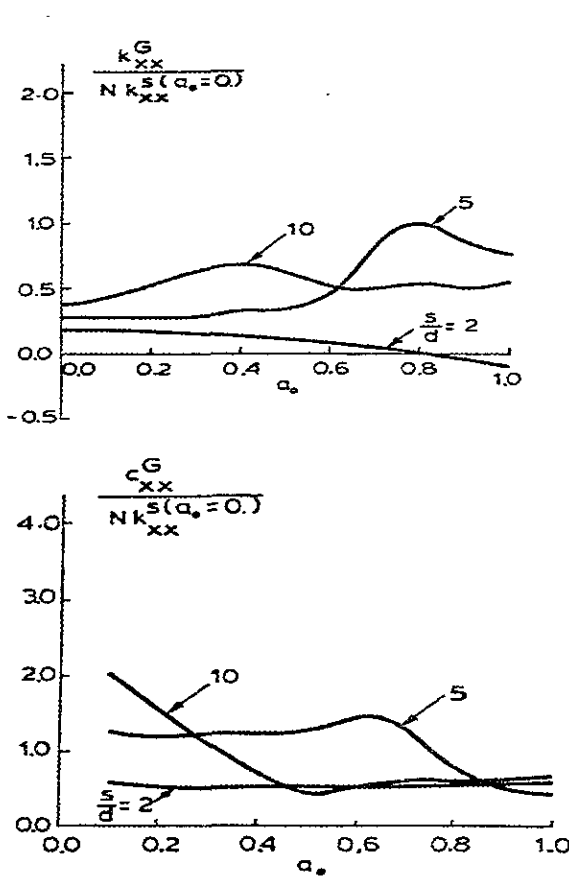


Fig 4.7 Funciones de impedancia para la traslación y el cabeceo de un grupo de pilotes de 3×3 embebidos en un semiespacio y conectados en su extremo superior a una placa rígida. Estas funciones están normalizadas; para la traslación xx con respecto a la rigidez estática de un solo pilote $k_{xx}^s(a_0=0)$ multiplicada por el número N de pilotes en el grupo; para el cabeceo $\phi\phi$ con respecto a la suma de los segundos momentos de las rigideces verticales estáticas de cada pilote i , $x_i^2 k_{zz}^s(a_0=0)$. Se considera que los pilotes están articulados en su cabezal (tomada de Kaynia y Kausel, 1982); s es la separación entre pilotes y d su diámetro.

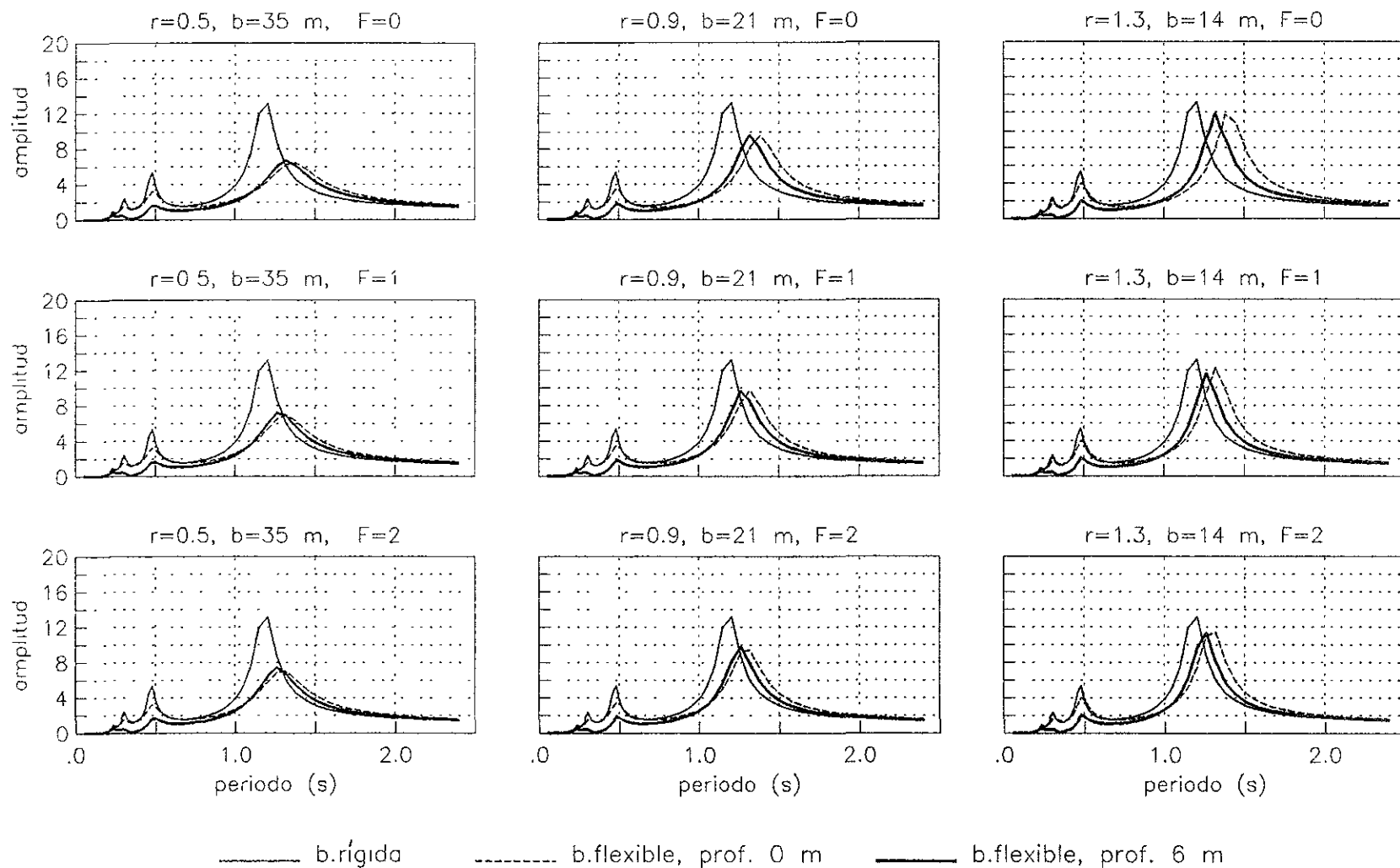


Fig 4.8 Funciones de amplificación de movimiento total del modelo del edificio de 6 niveles para tres condiciones de cimentación, tres relaciones de esbeltez $r=(\text{altura } h \text{ del edificio})/(\text{ancho } b \text{ de su base})$ y tres factores F para restringir el cabeceo de la estructura por el supuesto efecto de pilotes de fricción. La profundidad de desplante del cajón de cimentación se indica como prof.

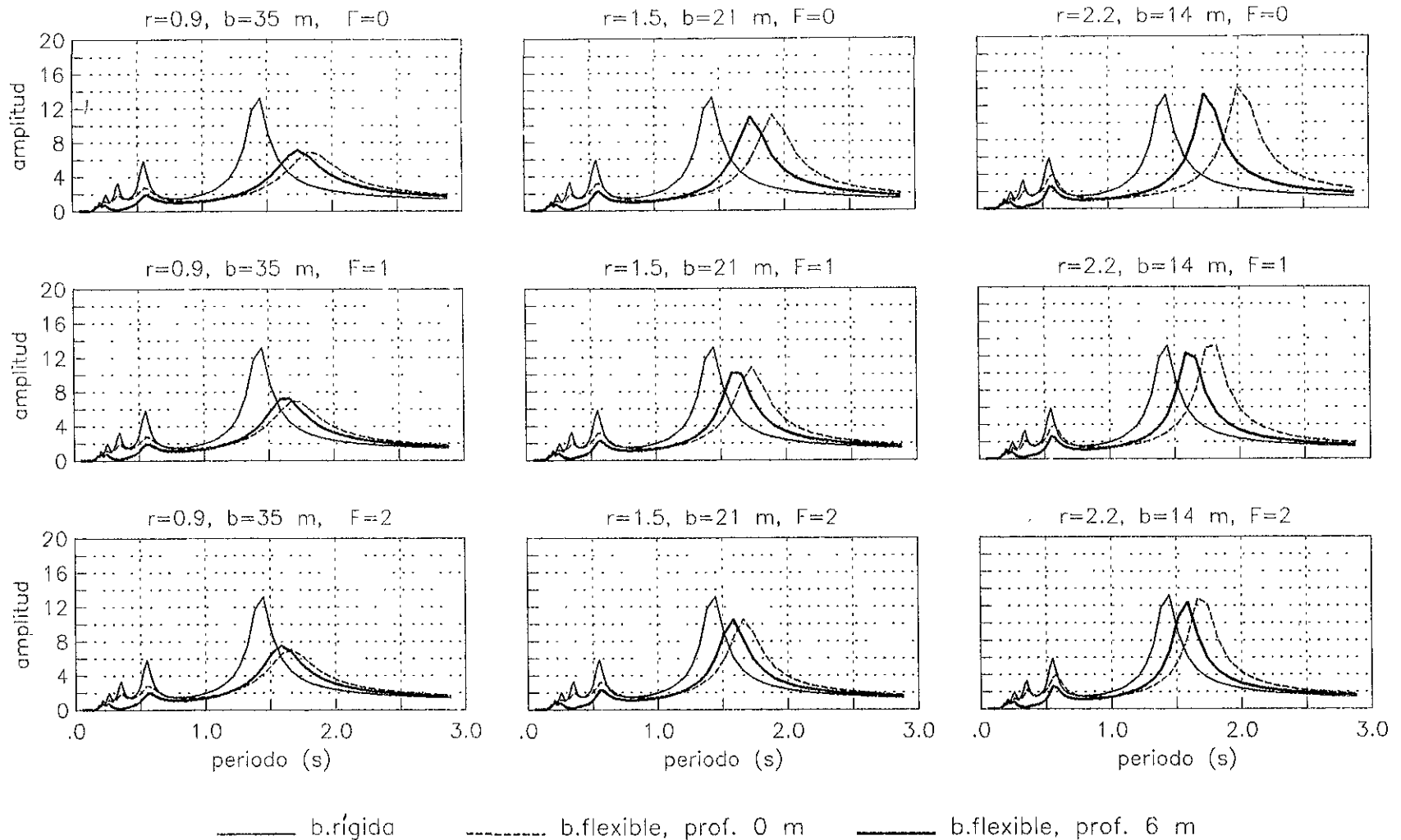


Fig 4.9 Funciones de amplificación de movimiento total del modelo del edificio de 10 niveles para tres condiciones de cimentación, tres relaciones de esbeltez $r=(\text{altura } h \text{ del edificio})/(\text{ancho } b \text{ de su base})$ y tres factores F para restringir el cabeceo de la estructura por el supuesto efecto de pilotes de fricción. La profundidad de desplante del cajón de cimentación se indica como prof.

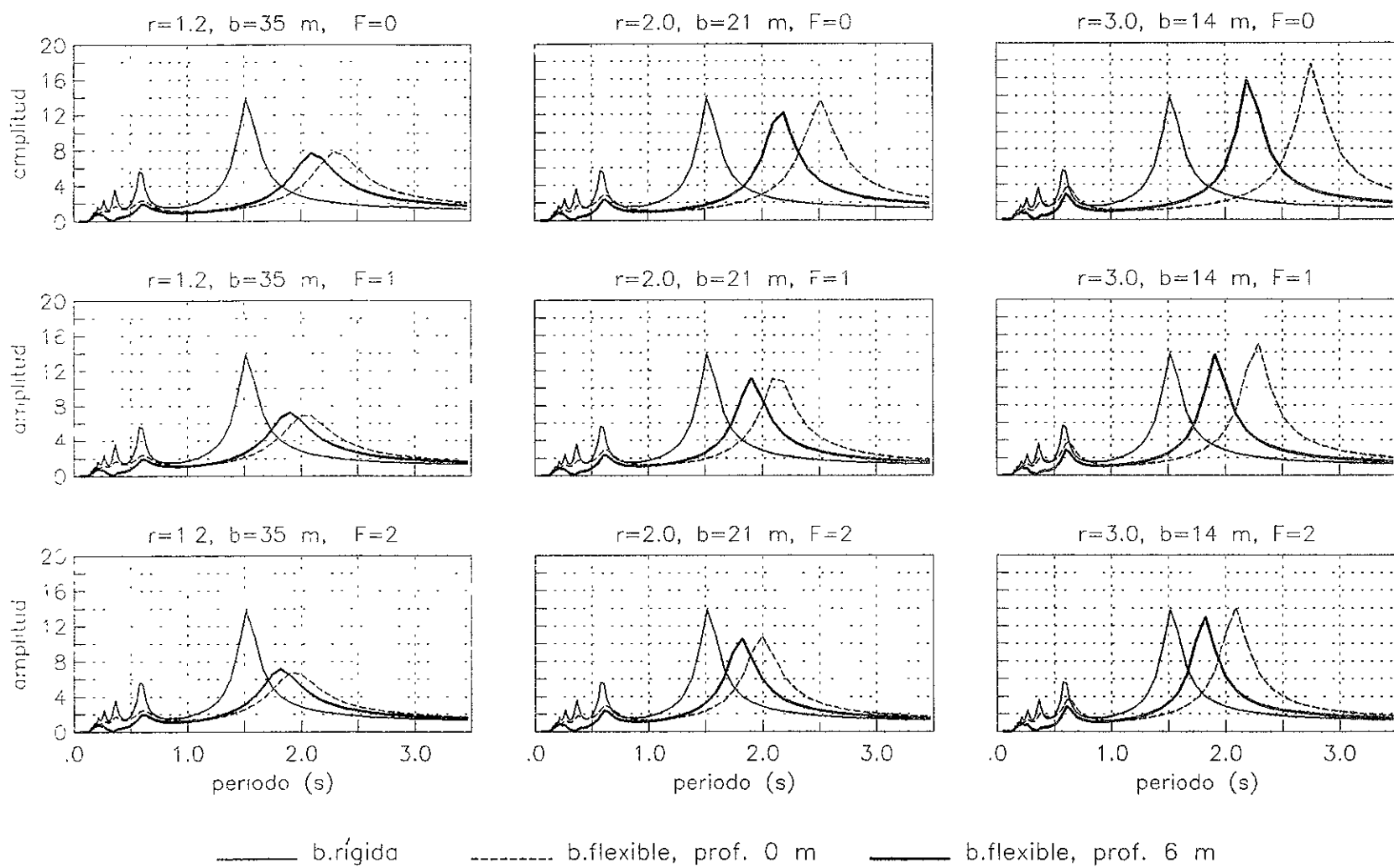


Fig 4.10 Funciones de amplificación de movimiento total del modelo del edificio de 14 niveles para tres condiciones de cimentación, tres relaciones de esbeltez $r=(\text{altura } h \text{ del edificio})/(\text{ancho } b \text{ de su base})$ y tres factores F para restringir el cabeceo de la estructura por el supuesto efecto de pilotes de fricción. La profundidad de desplante del cajón de cimentación se indica como prof.

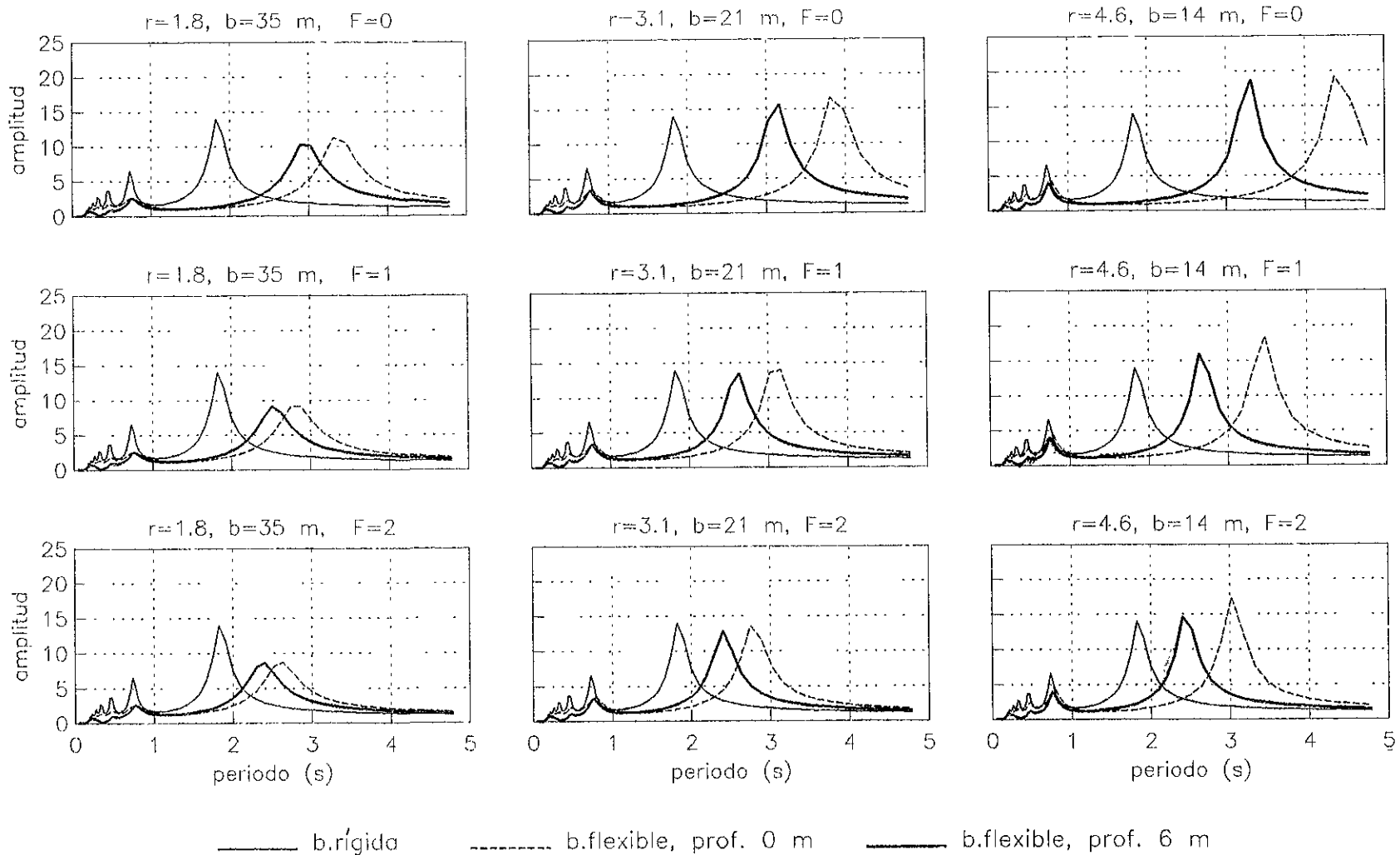


Fig 4.11 Funciones de amplificación de movimiento total del modelo del edificio de 20 niveles para tres condiciones de cimentación, tres relaciones de esbeltez $r=(\text{altura } h \text{ del edificio})/(\text{ancho } b \text{ de su base})$ y tres factores F para restringir el cabeceo de la estructura por el supuesto efecto de pilotes de fricción. La profundidad de desplante del cajón de cimentación se indica como prof.

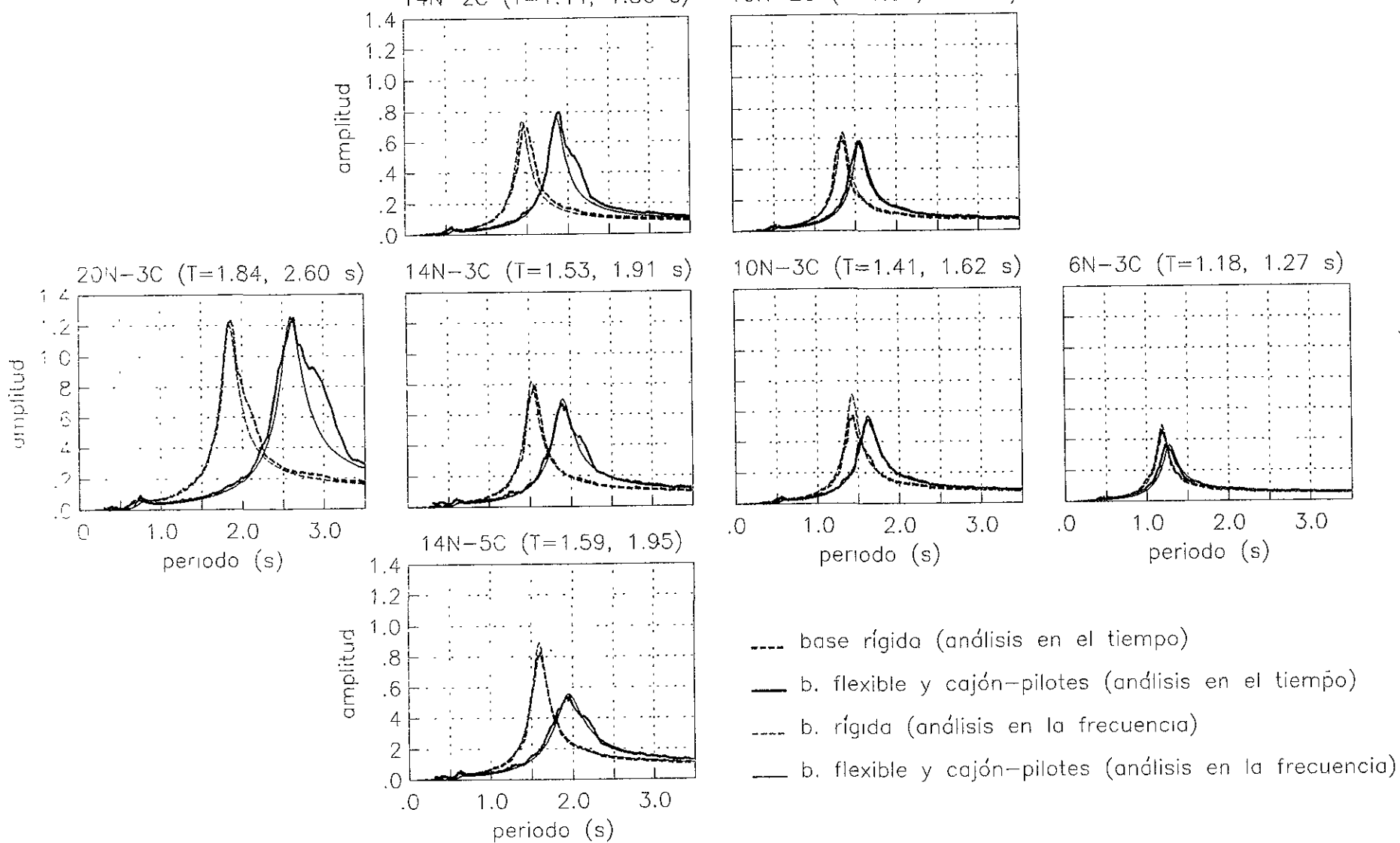


Fig 4.12 Funciones de amplificación de desplazamiento relativo de los edificios estudiados obtenidas mediante un análisis en el tiempo y un análisis en la frecuencia para dos condiciones de cimentación.

Capítulo 5 Influencia de la IDSE en la confiabilidad estructural

5.1 Introducción

En este capítulo se desarrollan criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad estructural, incluyendo el efecto de la interacción dinámica suelo-estructura (IDSE). Para esto, las aceleraciones espectrales que se adoptan para el diseño sísmico de estructuras típicas desplantadas en cualquier sitio conducen a un mismo nivel de seguridad prestablecido cuando estas se someten a un ambiente sísmico dado. Estos criterios se plantean aquí guiados por las actuales tendencias del diseño sismorresistente por desempeño estructural, tomando como base la metodología actual de diseño estructural del RCDF.

Por otra parte, los coeficientes y espectros de diseño sísmico vigentes resultaron (Rosenblueth y Gómez, 1991; Esteva, 1997) del consenso entre un grupo de expertos que los juzgaron adecuados a la luz del comportamiento de diversas estructuras desplantadas en la zona donde se observaron los mayores daños durante el temblor del 19sep85 (figura 5.1). Se desprende entonces que, estructuras diseñadas con una resistencia lateral determinada por esos coeficientes y espectros y localizadas en la zona de mayores daños son confiables ante los sismos de diseño que contempla el Reglamento, y su confiabilidad puede servir como parámetro de referencia para calibrar la confiabilidad que deberán tener otras estructuras a construir en otras zonas diferentes a la de mayores daños cuando estas se sujeten a los mismos sismos de diseño. En este trabajo la zona de mayores daños, las estructuras construidas en ella y la confiabilidad asociada a estas se les llama “de calibración”. Antes de este trabajo es desconocida la confiabilidad de calibración, con la cual se define el nivel de seguridad que se emplea más adelante. Los criterios para evaluarla se exponen en este capítulo.

Es importante considerar además que los efectos reductores de la respuesta de las estructuras debidos al alargamiento de sus periodos de vibración por su interacción con el suelo, al amortiguamiento por radiación, a la interacción cinemática, así como los debidos a los posibles incrementos en las demandas de ductilidad causadas por la respuesta estructural a las rotaciones de la cimentación con respecto a ejes horizontales, han estado presentes en el comportamiento de las estructuras que sirvieron de referencia al grupo de expertos para fijar las ordenadas del espectro de diseño para la zona de calibración, lo cual se considera conduce a niveles aceptables de riesgo.

Para sitios fuera de la zona de calibración las Normas permiten el uso de espectros de sitio y corrección del periodo de la estructura por efecto de la IDSE con base en un modelo simplificado; sin embargo, no se altera el amortiguamiento de la estructura ni se consideran las reducciones en ductilidad disponible efectiva debido a que la deformación del suelo es lineal. No obstante, las Normas permiten el uso de modelos refinados para tomar en cuenta la IDSE, que en ocasiones puede conducir a espectros con ordenadas espectrales significativamente menores que las correspondientes a la respuesta del campo libre. Según el Reglamento, los espectros reducidos por interacción en casos específicos deberán conducir a niveles de seguridad congruentes con los implícitos en las Normas. Para esto conviene desarrollar criterios para juzgar sobre esta congruencia.

En este estudio el nivel de seguridad de una estructura se expresa en términos del índice de confiabilidad β de Cornell. Para esto primero se establecen los criterios de falla para los que se establece la confiabilidad. Se consideran marcos dúctiles de concreto reforzado con degradación en sus propiedades. El estudio se hace considerando la influencia de la interacción dinámica suelo-estructura (IDSE) en la confiabilidad estructural en términos de varios parámetros que determinan la respuesta estructural inelástica. Para esto las estructuras se sujetan al ambiente sísmico evaluado en los sitios de terreno blando SCT, D84 y CAO para el temblor más desfavorable. Se estudia la variación del índice de confiabilidad en términos de parámetros que determinan la resistencia estructural y de parámetros que determinan la intensidad sísmica actuante en la estructura dúctil. Se proponen criterios para tomar en cuenta la IDSE en la intensidad actuante. Se estudia la variación del índice de confiabilidad con la esbeltez y con el periodo de las estructuras. Se estudian también las condiciones en que la IDSE contribuye a incrementar o decrementar las demandas de ductilidad de entrepiso en las estructuras y sus repercusiones en los índices de confiabilidad correspondientes. Se proponen parámetros para determinar si la IDSE es favorable o es desfavorable en las demandas de ductilidad de entrepiso. Se evalúan espectros de diseño para sitios diferentes al de calibración, asociados al mismo nivel de confiabilidad de calibración.

5.2 Antecedentes

Para establecer criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad y en indicadores de desempeño estructural, se requiere información acerca de la respuesta y del comportamiento probable de los sistemas estructurales ante la acción de sismos de diferente intensidad que pudieran suceder durante la vida útil de tales sistemas. Esto conduce a la necesidad de establecer métodos para estimar las

probabilidades de falla y niveles de daño de los sistemas estructurales, ya sea para algún sismo de intensidad dada o bajo un análisis para el ciclo de vida útil considerado (Esteva *et al.*, 2000a). Para esto normalmente se recurre a métodos de simulación como el de Monte Carlo.

En estudios previos (Esteva y Ruiz, 1989; Esteva *et al.*, 1989; Esteva, 1995) se han sentado las bases para estimar la confiabilidad de sistemas estructurales complejos no lineales sujetos a la acción de sismos de intensidad dada y de secuencias de sismos. Los conceptos desarrollados se han aplicado para estudiar la influencia de incertidumbres debidas a las propiedades de los sistemas estructurales tales como masa, rigidez y resistencia, a leyes de comportamiento de los elementos estructurales y a las características evolutivas de los movimientos del terreno. Una conclusión importante de esos estudios es que con los criterios convencionales de diseño sismo-resistente basados en envolventes conservadoras de espectros de respuesta no lineales asociados a un factor de ductilidad dado, no se obtienen niveles de confiabilidad razonablemente uniformes para sistemas estructurales típicos de múltiples grados de libertad no lineales (Esteva *et al.*, 2000a).

Es conveniente en estudios de confiabilidad estructural expresar la intensidad resistente del sistema estructural en términos de la intensidad del sismo que es capaz de producir la falla de dicho sistema. Por ejemplo, para un sistema de un grado de libertad la intensidad resistente (o resistencia lateral) estaría dada por la aceleración del espectro de diseño y la intensidad actuante por la aceleración espectral de los movimientos del sismo de interés, ambas para el periodo natural del oscilador. Así, la probabilidad de falla del sistema estructural ante un sismo de cierta intensidad se obtendría como la probabilidad de que la intensidad actuante fuera mayor que la intensidad resistente.

Para el caso de sistemas estructurales complejos no lineales con propiedades inciertas sujetos a sismos de intensidades dadas, Esteva y Díaz (1999) establecen lo que han llamado funciones de confiabilidad sísmica. En su concepción original, estas funciones relacionan la confiabilidad del sistema estructural con la intensidad actuante y con la intensidad resistente. Para esto, Esteva y Ruiz (1989) hacen uso del índice β de Cornell para establecer dicha confiabilidad. Estos autores relacionan dicho índice con la probabilidad de que la demanda de deformación asociada a la respuesta dinámica de la estructura no rebase la capacidad de deformación en ninguno de los entresijos.

Según estudios paramétricos, el índice de confiabilidad muestra en general una relación lineal con la intensidad resistente, definida ésta por el coeficiente sísmico (Esteva *et al.*, 2000b). Un aspecto que

resulta especialmente útil para introducir criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad es el de expresar la intensidad actuante como la demanda de ductilidad de un oscilador de un grado de libertad ante los sismos en estudio. Las propiedades de este oscilador se obtienen de un análisis de empuje lateral de la estructura de manera que la curva de capacidad “cortante basal-desplazamiento en la azotea” de dicha estructura se hace corresponder a la del oscilador. Los parámetros del oscilador así definidos y las demandas de ductilidad en éste constituyen parámetros de diseño.

También se han hecho estudios para evaluar la influencia de la interacción suelo-estructura en las demandas de ductilidad de marcos dúctiles (Díaz *et al.*, 1994). Para esto se consideraron dos estructuras, una de 7 y otra de 14 niveles, con relaciones de esbeltez mayores que 2.5, con variación lineal de la rigidez de entrepiso y distribución uniforme de masas de piso a lo largo de la altura de las estructuras, con cimentación a base de pilotes y sujetas a los movimientos del sitio SCT del sismo del 19sep85. La conclusión de ese trabajo fue que la interacción incrementa las demandas de ductilidad de las estructuras.

5.3 Criterios de falla e índice de confiabilidad

Para evaluar la confiabilidad de sistemas de múltiples grados de libertad es necesario caracterizar su respuesta dinámica mediante algún parámetro indicador del daño. Las condiciones de falla implican la excedencia de estados límite de falla del sistema, bajo la suposición que la falla catastrófica se presenta cuando las demandas locales o globales en el sistema rebasan valores preestablecidos, denotados como capacidad de deformación. No es posible determinar la capacidad del sistema en el estado límite último, puesto que el mecanismo de falla no se puede conocer de manera determinista. Así, el desempeño de la estructura con respecto al estado límite último se puede establecer sólo a través de un planteamiento probabilista (Esteva, 2000a).

Para establecer el criterio de falla de las estructuras aquí estudiadas se considera que estas fallan de manera dúctil, por la formación de articulaciones plásticas en aquellas secciones donde el momento flexionante actuante alcanza la capacidad a flexión de la sección. Se supone que la capacidad dúctil de los miembros estructurales y de los entrepisos de la estructura se alcanza primero que cualquier estado límite de falla frágil. Se consideran también modelos que simulan el comportamiento histerético de los elementos estructurales ante carga cíclica. La falla de las estructuras así definidas puede ocurrir de diferentes modos, e incluso, dichos modos pueden estar correlacionados. Se considera, sin embargo,

que cada modo de falla ocurre cuando la demanda de ductilidad de entrepiso excede la correspondiente ductilidad disponible. El criterio de falla se basa entonces en identificar los modos de falla relevantes y el valor mínimo de la relación capacidad/demanda ≤ 1 indica la falla del sistema. En este sentido, el índice de confiabilidad β se evalúa como (Esteve y Ruiz, 1989)

$$\beta = \frac{\bar{Z}}{\sigma_Z} \tag{5.1}$$

donde \bar{Z} y σ_Z son, respectivamente, la media y la desviación estándar de Z , siendo $Z = |Z_i|_{\text{mínimo}}$, donde Z_i se calcula para cada entrepiso i como $Z_i = \ln\left(\frac{\mu_{di}}{\mu_{de,i}}\right)$, donde μ_{di} y $\mu_{de,i}$ son, respectivamente, la ductilidad disponible y la demandada en el entrepiso i . Así, para cada historia de aceleración a que se somete la estructura, se obtienen tantos valores de Z_i como número de niveles de la estructura, de los cuales se escoge el mínimo. De esta manera, de la muestra de historias de aceleración a que se somete la estructura se obtiene una población de valores de Z y de ésta su media y su desviación estándar. Si Z tuviera una distribución normal, el índice β se relacionaría directamente con la probabilidad de falla del sistema.

La ductilidad disponible esperada de entrepiso se obtiene (Esteve y Ruiz, 1989) como

$$\bar{\mu} = \mu e^{1.65V_\mu} \tag{5.2}$$

donde μ es la ductilidad disponible de entrepiso nominal y V_μ su coeficiente de variación. La ecuación 5.2 se basa en la suposición de que la ductilidad disponible de entrepiso es consistente con la ductilidad global nominal supuesta en el diseño, de manera que la ductilidad desarrollada por el sistema antes de fallar es mayor que la ductilidad nominal (Esteve, 2000a). Se consideran valores de μ y V_μ de 4 y 0.25, respectivamente. Se considera además que la ductilidad disponible de entrepiso es una variable aleatoria con distribución lognormal y que existe una correlación entre las ductilidades de los diferentes entrepisos dada por un coeficiente de correlación de 0.7.

La ductilidad demandada se obtiene como $\mu_{de,i} = \frac{d_{max,i}}{d_{y,i}}$, donde $d_{max,i}$ es la deformación máxima en el entrepiso i obtenida al someter la estructura a una historia de aceleración, y $d_{y,i}$ es la deformación de fluencia del entrepiso i .

La deformación de fluencia $d_{y,i}$ se obtiene como el cociente de la fuerza cortante que causa la fluencia del entrepiso entre la rigidez elástica de dicho entrepiso. Para evaluar la fuerza cortante de fluencia se parte de considerar que en cada nudo, donde concurren columnas y trabes, la fluencia ocurre inicialmente en los extremos de las trabes. Los momentos en las columnas se evalúan del equilibrio del nudo, suponiendo que la suma de momentos que causan la fluencia de las trabes se distribuye en las columnas de acuerdo con su rigidez relativa. Si el momento en cada columna así evaluado es mayor que el correspondiente momento resistente, se supone entonces que la articulación plástica sucede primero en la columna antes que en las trabes. La fuerza axial que corresponde al momento resistente en cada columna es la evaluada sólo con las carga gravitacionales. Con los momentos en los extremos de las columnas así evaluados se obtiene el cortante que equilibra dichos momentos. La suma de los cortantes de las columnas del entrepiso es la fuerza cortante que se considera causa la fluencia del entrepiso.

Se hace notar que de acuerdo con el criterio de falla adoptado, puede presentarse algún valor de Z para el cual la estructura fallaría antes de que se presentara el valor mínimo de ese parámetro durante la respuesta dinámica de la estructura. No obstante, como un primer paso, se adopta el criterio establecido.

5.4 Modelo estructural

En la figura 5.2 se muestran esquemáticamente los edificios que se estudian en esta tesis. Todos los edificios tienen crujiás de 7 m y altura de entrepiso en la planta baja de 3.5 m y de 3 m en el resto de los entrepisos, con excepción del edificio de 20 niveles en el que estas alturas se incrementan en 0.2 m. Estos edificios son diseñados como marcos dúctiles de acuerdo con lo establecido por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 96 (NTCEC-96). Los edificios son estructuras regulares, simétricos tanto en geometría como en cargas, y están estructurados por marcos planos iguales en cada dirección. Se ignora la excentricidad accidental. Se considera así que la respuesta del edificio en cada dirección horizontal se puede aproximar por la de un

marco interior paralelo a la dirección de interés. La masa asociada a cada nivel de dicho marco se toma igual a la masa del edificio en ese nivel, dividida entre el número de marcos en la dirección perpendicular a la de interés. Las cargas gravitacionales en cada nivel del marco, debidas a peso propio, a carga muerta y viva instantánea, se evalúan en función del área tributaria correspondiente. En el marco considerado se toman en cuenta las cargas verticales descargadas por los marcos perpendiculares al primero. El marco se modela como un marco continuo compuesto de elementos viga-columna con rigidez y resistencia finitas, con conexiones libres de girar pero como elementos de rigidez infinita.

El análisis de los marcos se hace mediante un método de integración paso a paso en el dominio del tiempo, el cual se encuentra incorporado en el programa de computadora DRAINER (Mendoza, 1991). Las resistencias que definen las superficies de fluencia asociadas con la formación de articulaciones plásticas en los extremos de traveses y columnas se determinan con la relación esfuerzo-deformación para el concreto reforzado proporcionada por el modelo de Kent y Park modificado (Park *et al.*, 1982). Este modelo considera la relación esfuerzo-deformación del concreto confinado por el acero transversal (figura 5.3) y del acero de refuerzo longitudinal mediante un modelo elasto-plástico con la zona de endurecimiento por deformación (figura 5.4). Con esto la resistencia del concreto confinado puede llegar a ser del orden de 10 a 15 veces mayor que la del concreto no confinado.

El comportamiento histerético bajo carga cíclica de las secciones de columnas se modela mediante el modelo bilineal y el de las secciones de traveses mediante un modelo bilineal para elementos de concreto reforzado con degradación de rigidez (Powell, 1973) (figura 5.5).

5.5 Incertidumbre en las propiedades estructurales, en las cargas gravitacionales y sísmicas

Como en el diseño de cualquier estructura convencional, los valores de sus propiedades estructurales y de sus solicitaciones se evalúan en términos de valores nominales. Esos valores son valores máximos o mínimos probables de las variables en cuestión, asociados a cierta probabilidad de excedencia, y su cálculo requiere del conocimiento de las correspondientes distribuciones de probabilidad. Sin embargo, los valores que adoptan esas variables en una estructura, por ejemplo, durante un evento sísmico, son inciertos. Así, para tomar en cuenta esa incertidumbre durante la respuesta de las estructuras dichas variables deben ser simuladas con la correlación espacial que pudieran tener. En este estudio se optó por considerar sólo los valores esperados de esas variables, con el fin de no introducir efectos

adicionales al de la influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en la confiabilidad estructural.

Para el caso de propiedades estructurales las variables que se consideran con sus valores esperados son: resistencia a compresión del concreto f'_c ; esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo f_y ; base y peralte de las secciones transversales de trabes y columnas b y h ; y recubrimiento del acero de refuerzo de los miembros estructurales r . Para el caso de cargas gravitacionales: carga muerta CM y carga viva instantánea Wa . En la tabla 5.1 se presentan los valores nominales y medios de las variables consideradas inciertas.

El suelo de cimentación se consideró, independientemente del sitio, como un material homogéneo con velocidad de ondas de cortante $V_s = 60 \text{ m/s}$ y relación de amortiguamiento $\eta = 2.6\%$ (ver Capítulo 4). Para los sitios SCT, CAO y D84 se estimaron periodos de vibrar medios de 2.09, 3.98 y 1.40 s, respectivamente, correspondientes al TMD. Como se menciona en el Capítulo 4, se considera que la cimentación de los edificios en estudio es a base de un cajón de cimentación desplantado a 6 m de profundidad, complementado con pilotes de fricción.

Las sollicitaciones sísmicas están dadas por la muestra de historias de aceleración simuladas para el TMD. En las figuras 3.1 - 3.3 se muestran algunas de esas historias de aceleración para los sitios SCT, CAO y D84, y en la figura 3.4 se muestran los espectros de respuesta medios y medios \pm una desviación estándar de la muestra completa de historias de aceleración simuladas para esos sitios. Se aplicó el criterio de normalización de la sección 4.4 y el efecto de la interacción cinemática de la sección 4.6 a esas historias. Los resultados finales se muestran en la figura 4.5 en términos de espectros de respuesta para los casos en que se ignora la interacción cinemática y para los casos en que se toma en cuenta.

5.6 Criterios de diseño empleados

Los criterios empleados para el diseño de las estructuras contempladas en este estudio (figura 5.2) se basan en lo establecido por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del DDF (1993) (RCDF-93) y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (DDF, 1996) (NTCEC-96) y para Diseño por Sismo (DDF, 1995) (NTCDS-95). Para esto las

estructuras se consideraron formadas por marcos dúctiles de concreto reforzado y su uso se supone para oficinas (estructuras del grupo B).

Para obtener las funciones de confiabilidad las estructuras se diseñaron por sismo con los coeficientes sísmicos 0.4, 0.3 0.2 y 0.1 y con las expresiones de los espectros de diseño para la zona III especificados en la sección 3 de las NTCDS-95.

Para el diseño por sismo de las estructuras de calibración se suponen estas desplantadas en el sitio SCT, localizado en la zona de calibración (figura 5.1), para lo cual se consideró un coeficiente sísmico de 0.4, independientemente de la IDSE, debido, por una parte, a que los periodos de vibrar de las estructuras, para el caso de base rígida y para el caso de IDSE (ver tabla 5.1), caen en el intervalo de periodos de ordenadas máximas del espectro de diseño para la zona III (de 0.6 a 3.9 seg) y, por otra parte, a que SCT se encuentra en una zona donde el Reglamento no permite reducir el ancho de la meseta del espectro de diseño (Rosenblueth y Gómez, 1991). El coeficiente sísmico de 0.4 del espectro de diseño asociado a la zona de calibración se considera conduce a niveles de riesgo aceptables para estructuras diseñadas con ese coeficiente y localizadas en esa zona. Adicionalmente, para el diseño por sismo de las estructuras de calibración el espectro de diseño se redujo por el factor de reducción especificado en la sección 4.1 de las NTCDS-95 para estructuras dúctiles.

Los criterios de diseño específicos usados son los siguientes:

Regularidad: Todos los edificios se clasifican como estructuras regulares, a pesar de que el edificio de 20 niveles y el de 14 niveles con 2 crujiás no cumplen con esta clasificación (sec. 6, NTCDS-95) por su alta relación de esbeltez (tabla 5.3).

Distorsiones laterales máximas: Se considera una distorsión lateral máxima de entrepiso de 0.012 (art. 209, RCDF-93) para el caso del diseño con un coeficiente sísmico de 0.4.

Factor de comportamiento sísmico: Por el tipo de sistema estructural de los edificios considerados (marcos dúctiles) se usó un factor de comportamiento sísmico de 4 (sec. 5 NTCDS-95)

Factor reductivo de fuerzas sísmicas: El factor reductivo de las fuerzas sísmicas usado es el dado por las expresiones de la sección 4.1 de las NTCDS-95 para estructuras regulares

Combinación de acciones: Se consideraron los efectos máximos que produciría cualquiera de las siguientes combinaciones de carga: $1.4(CM + W_m)$ ó $1.1(CM + W_a \pm S)$, donde CM es la carga muerta, W_m la carga viva máxima, W_a la carga viva instantánea y S la carga sísmica de diseño.

Método de análisis dinámico: Para evaluar las fuerzas sísmicas de diseño se usó el método dinámico modal espectral.

Efectos de segundo orden: Se consideraron los efectos de segundo orden en los entrepisos con distorsión lateral mayor que $0.8V/W$, donde V es la fuerza cortante calculada y W el peso de la construcción (incluyendo cargas muertas y vivas) que actúa por encima del entrepiso en cuestión (sec. 8, NTCDS-95).

Efectos de torsión y bidireccionales: se ignoraron puesto que se estudian marcos planos.

Revisión por cortante basal: Se verificó que el cortante basal obtenido con el método modal espectral fuera mayor que 80 % del cortante basal obtenido por el método estático; en caso contrario, todas las fuerzas y desplazamientos de diseño se incrementaron de manera de satisfacer ese cortante (sec. 9 NTCDS-95).

Diseño de miembros estructurales: estos se diseñaron como elementos de marcos dúctiles (sec. 5, NTCEC-96).

- *Trabes:* el diseño por flexión se basa en el inciso 5.2. Para el diseño del refuerzo transversal se selecciona la condición más desfavorable entre los requisitos de confinamiento y fuerza cortante. Esta última se evalúa para cada elemento del equilibrio de los momentos resistentes sin factores de reducción y con cargas multiplicadas por el factor de carga correspondiente.
- *Columnas:* el diseño por flexocompresión se basa en el inciso 5.3, considerando el criterio de columna fuerte-trabe débil y con la porción de carga axial debida a sismo incrementada en 70 %. El refuerzo transversal se selecciona para la condición más desfavorable entre los requisitos de confinamiento y de fuerza cortante. Esta última se evalúa también del equilibrio de los momentos resistentes en el elemento sin factores de reducción y con la porción de carga axial debida a sismo incrementada en 70 %.

En la tabla 5.2 se presentan las dimensiones resultantes del diseño de los miembros de las estructuras. Las estructuras se denotan por el número de niveles (#N) y por el número de crujías (#C) (p. ej. la estructura de 10 niveles con 3 crujías se indica como 10N-3C). Para estructuras con el mismo número de niveles las dimensiones de los elementos estructurales y cambios de sección por piso son los mismos, independientemente del número de crujías. Esto se hizo, por supuesto, cumpliendo los requisitos de diseño y con el fin, nuevamente, de no incluir el efecto de otras variables que las de interés. Los cambios de sección de las columnas se hicieron de tal manera que no coincidieran con los de las trabes en un mismo nivel. Se considera que no es necesario presentar los armados de acero que resultan de los diseños.

5.7 Sistema simplificado de referencia (SSR)

Es conveniente expresar el índice de confiabilidad de una estructura en términos de los espectros y parámetros de diseño (Esteva *et al.*, 1999). Esto puede lograrse a través de un oscilador de un grado de libertad, el cual llamaremos sistema simplificado de referencia (SSR). En este estudio se usa un oscilador con amortiguamiento viscoso.

Considérese primero el caso de base rígida. Para esto se asocia la relación “cortante basal-desplazamiento de la azotea” de la estructura a la del oscilador. Esta relación se obtiene al someter a dicha estructura a un sistema de cargas laterales estáticas de magnitud creciente hasta producir la falla, con una distribución preestablecida, por ejemplo, de acuerdo con la configuración del modo fundamental de vibrar o una triangular. En este estudio estas relaciones se obtuvieron considerando las estructuras con propiedades nominales, derivadas del diseño con diferentes intensidades resistentes, con comportamiento inelástico en sus elementos estructurales y con una configuración triangular de las cargas. Las relaciones que resultan se muestran en la figura 5.6 y corresponden, en cada caso, al marco considerado de cada estructura. Estas relaciones se modelan como bilineales. De estas relaciones se derivan las propiedades que se asocian al oscilador de referencia: rigidez inicial y de fluencia, y cortante a la fluencia. El periodo de vibrar del oscilador, en cada caso, es el nominal de la estructura con base rígida. Estos periodos se muestran en la tabla 5.3, los cuales se obtuvieron de las funciones de amplificación mostradas en la figura 4.12. La masa se obtuvo simplemente de la relación que existe entre este parámetro, el periodo y la rigidez. El amortiguamiento del oscilador se obtuvo, en cada caso, del ajuste de la función de amplificación del oscilador a la de la estructura. Las propiedades así derivadas se muestran en la tabla 5.3

Para obtener las propiedades del oscilador para el caso de interacción se siguió el criterio de reemplazar el sistema suelo-estructura por un oscilador equivalente de un grado de libertad con base rígida. El periodo y el amortiguamiento del oscilador son los asociados a la estructura con interacción. Estos parámetros se obtienen fácilmente por el ajuste de la función de amplificación de dicho oscilador a la función de amplificación de la estructura con interacción. Estas últimas se muestran en la figura 4.12. Los periodos y amortiguamientos así obtenidos se muestran en la tabla 5.3. La relación fuerza-desplazamiento asociada al oscilador de reemplazo se considera dada por la de la estructura con base rígida, pero reducida por el efecto de una base elástica. En la figura 5.7 se ilustra lo anterior para el caso del edificio 14N-3C. En esta figura se muestran los puntos obtenidos del empuje lateral de la estructura con base rígida, la curva bilineal ajustada a dichos puntos y la curva que resulta de modificar la primera por el efecto de la base elástica de la estructura.

Con base en lo anterior, cada estructura, con base rígida o con interacción, puede relacionarse con su sistema simplificado de referencia (SSR) a través del parámetro de diseño $Q = S_d/\delta_y$, donde δ_y es la deformación a la fluencia que resulta del empuje lateral de la estructura y S_d es el valor esperado de la ordenada del espectro de desplazamientos relativos para el sitio de interés. Este desplazamiento espectral esperado se obtiene al someter al SSR a la muestra de historias de aceleración simuladas en el sitio de interés. En el caso de base rígida o en el de interacción se usan las correspondientes propiedades del SSR. Del mismo modo que en el caso de base rígida, en el caso de interacción los movimientos de excitación del SSR son los del campo libre al nivel de la superficie libre puesto que el periodo y el amortiguamiento ajustados para esta condición incluyen los efectos de las funciones de impedancia, de la interacción inercial y de la cinemática.

Nótese que el parámetro Q es un indicador de la intensidad actuante esperada en la estructura inelástica ante el ambiente sísmico para el cual se evalúa el correspondiente índice β ; para el caso de interacción la intensidad actuante depende, adicionalmente, de la magnitud del alargamiento del periodo y del amortiguamiento efectivo. Nótese que el parámetro Q representa también la demanda de ductilidad global de la estructura y, en el caso de interacción, del conjunto suelo-estructura. Así, la intensidad actuante se expresa en términos de la demanda de ductilidad global, referido este parámetro al obtenido en el SSR correspondiente. A través del SSR se relaciona la confiabilidad de la estructura con espectros y parámetros de diseño

Si se considera que el suelo de cimentación permanece elástico en el caso de interacción, se esperaría que la intensidad actuante (o demanda de ductilidad) Q se redujera. Sin embargo, es necesario tomar en cuenta que este parámetro depende también del amortiguamiento efectivo y de la intensidad de los movimientos del terreno para el periodo al cual se desplaza el de la estructura con base rígida por efecto de la interacción. Además, las modificaciones que pudiera experimentar la intensidad actuante del sistema suelo-estructura no corresponden a las experimentadas en aquella de la parte de la estructura de dicho sistema. Por lo tanto, el considerar una base elástica puede no precisamente conducir a una reducción de la intensidad actuante en la estructura cuando ésta experimenta IDSE.

Para estudiar e interpretar los resultados aquí obtenidos se define a

$$\Delta_Q = Q^* - Q \tag{5.3}$$

donde Q y Q^* son las intensidades actuantes en la estructura para el caso de base rígida y para el caso de interacción, respectivamente; es decir, Q se obtiene de la respuesta de la estructura con base rígida y Q^* de la respuesta de la estructura con IDSE, pero se excluyen para ésta última los efectos de la base elástica. Δ_Q representa la modificación de la intensidad actuante por efecto de la IDSE, y es negativa si dicha intensidad se reduce y positiva en caso contrario.

En lo que sigue se estudia la variación del índice β en función de la intensidad resistente α , de las intensidades actuantes Q y Q^* , y de Δ_Q . Según convenga de acuerdo al contexto, a Q (Q^*) se le llama intensidad actuante, demanda de ductilidad, o simplemente parámetro Q (Q^*). En algunos casos se hace referencia a las estructuras consideradas en este estudio por sus periodos de vibrar para la condición de base rígida o para la de interacción.

5.8 Funciones de confiabilidad

5.8.1 Planteamiento

Las funciones de confiabilidad se obtuvieron para el caso en que se toma en cuenta la IDSE y para el caso en que se ignora. Los resultados obtenidos en el segundo caso se toman como referencia de los obtenidos del primer caso. Las estructuras que se consideran para el estudio son las mostradas en la

figura 5.2. Con las estructuras de 3 crujiás con 6, 10, 14 y 20 niveles se espera observar la variación del índice β con el periodo. Con las estructuras de 14 niveles con 2, 3 y 5 crujiás y con las de 10 niveles con 2 y 3 crujiás se espera observar la variación de este índice con la esbeltez.

Para obtener las funciones de confiabilidad en términos de la intensidad resistente las estructuras se diseñaron con los criterios señalados anteriormente, considerando los casos de cuatro valores de coeficientes sísmicos: 0.4, 0.3, 0.2 y 0.1. El factor de comportamiento sísmico usado en todos los casos fue de 4. Con los coeficientes sísmicos, el factor de comportamiento sísmico, el factor de reductivo de fuerzas sísmicas y con las expresiones de la sección 3 de las NTCDS-95 se obtienen los espectros de diseño inelásticos asociados a los diferentes coeficientes sísmicos. Estos espectros tienen aceleraciones espectrales constantes para periodos de 0 a 3.9 s, con valores de 0.1, 0.075, 0.05 y 0.025 g correspondientes a los coeficientes sísmicos 0.4, 0.3, 0.2 y 0.1, respectivamente. Por ejemplo, el espectro de diseño inelástico correspondiente al coeficiente sísmico 0.4 se muestra en la figura 5.18.

Las aceleraciones espectrales de diseño 0.1, 0.075, 0.05 y 0.025 g asociadas a los diferentes espectros de diseño inelástico se consideran como las *intensidades resistentes*.

Las estructuras se diseñaron con los espectros de diseño inelástico antes derivados, independientemente de base rígida, de base flexible y del sitio de suelo blando donde se consideran localizadas dichas estructuras. Las dimensiones nominales de los elementos estructurales que resultan de estos diseños se muestran en la tabla 5.2. En la figura 5.6 se muestran las relaciones de capacidad derivadas de esos diseños, donde se aprecia que las diferentes aceleraciones espectrales de diseño conducen, en efecto, a diferentes valores de la resistencia de las estructuras; estos resultados se obtuvieron con propiedades nominales en las estructuras.

Diseñadas las estructuras para diferentes resistencias, se consideraron dichas estructuras con los valores esperados de sus propiedades nominales para obtener su respuesta ante el ambiente sísmico simulado para cada sitio de suelo blando. Para el caso sin interacción la respuesta de las estructuras se obtuvo simplemente considerando base rígida; en cambio, para el caso con interacción las estructuras se consideraron apoyadas en las funciones de impedancia evaluadas en el Capítulo 4 (figura 4.12). El ambiente sísmico de excitación se simuló mediante la selección aleatoria de historias de aceleración de la muestra simulada para cada sitio de suelo blando, considerando una densidad de probabilidades uniforme. Las historias de aceleración de excitación para las estructuras con interacción toman en

cuenta la interacción cinemática, y para las estructuras sobre base rígida las excitaciones son los movimientos de campo libre al nivel de la superficie libre del terreno (figura 4.5). El número de veces que se simuló la respuesta de la estructura, en cada caso, fue tal que el índice β de la ecuación 5.1 obtenido del conjunto de simulaciones no defiriera en más de 10 % si ese mismo índice se volvía a obtener a partir de ese mismo conjunto de simulaciones. Así, el número de simulaciones osciló alrededor de 80.

Como se mencionó en la sección 5.7, la intensidad actuante en una estructura se expresa como la demanda de ductilidad en el correspondiente SSR.

Para el sitio SCT sólo se presentan los resultados derivados de las estructuras diseñadas con una intensidad resistente de 0.1 g, correspondiente al coeficiente sísmico de 0.4, puesto que la confiabilidad de calibración se evaluó para esta condición.

Para interpretar los resultados de confiabilidad se recurre a observar las demandas de ductilidad Q y Q^* , y las demandas de ductilidad de entrepiso que resultan de la simulación de la respuesta estructural para el caso de base rígida y para el caso de interacción. Para esto se seleccionan las estructuras diseñadas para la intensidad resistente de 0.1 g.

5.8.2 Observaciones preliminares

En la figura 5.8 se muestran los espectros de respuesta inelásticos que corresponden a la media de los obtenidos de la muestra de historias de aceleración simuladas para el campo libre de cada sitio de suelo blando considerado. Estos espectros se evaluaron para un amortiguamiento de 5 % y para diferentes factores de ductilidad μ , considerando un comportamiento elastoplástico con una rigidez a la fluencia del 5 % de la rigidez elástica inicial (el valor de la rigidez a la fluencia usado es el promedio de las correspondientes rigideces a la fluencia de las relaciones de capacidad de la figura 5.6). Para $\mu = 1$ los espectros de la figura 5.8 corresponden a los de la figura 4.5. Como se esperaba, por efecto de la ductilidad estructural se logran reducciones significativas de las ordenadas espectrales. Las reducciones más drásticas son para los movimientos del sitio D84, seguidas por los del sitio SCT y, finalmente, por los del sitio CAO. Por las características de los espectros para $\mu = 1$ (ver también figura 4.5) se puede considerar que los movimientos para D84 se asemejan más a los de un movimiento armónico que los del sitio SCT; para el sitio CAO se observa el predominio de varias

frecuencias. Las reducciones evaluadas son acordes con los resultados de Meli y Ávila (1989), quienes encontraron que la ductilidad estructural es mucho más eficiente en la reducción de las ordenadas espectrales para movimientos sísmicos cuasi-armónicos de terreno blando que para aquellas de movimientos sísmicos de sitios en los que predominan varias frecuencias o de las de terreno firme. Los espectros de respuesta inelásticos de la figura 5.8 son parámetros índices del grado de intensidad a que someten las estructuras dúctiles contempladas en este estudio. Las localizadas en el sitio D84, independientemente de sus periodos de vibrar, estarán sujetas a movimientos menos intensos que en los otros sitios. Para una ductilidad de 2 y para periodos menores que 2.4 s los movimientos más intensos se presentan en el sitio SCT; para periodos mayores los movimientos más intensos se presentan en el sitio CAO. Lo anterior puede conducir a que, dada una aceleración espectral de diseño, en el sitio D84 las estructuras adopten un mayor índice de confiabilidad y en el sitio SCT el valor más bajo de ese índice; el caso intermedio sería para el caso del sitio CAO, pero para periodos largos la confiabilidad más baja puede ocurrir en este sitio.

Resultados previos también se pueden vislumbrar, o sentar las bases para interpretar los resultados finales, por la modificación que las funciones de amplificación de las estructuras con base rígida experimentan bajo el efecto de la interacción suelo-estructura. En la figura 4.12 se presentan esas funciones para las estructuras con propiedades nominales y elásticas. Una característica importante que se desprende de estas funciones es que la interacción puede favorecer o desfavorecer la respuesta de la estructura con base rígida, dependiendo de su relación de esbeltez. Por ejemplo, la estructura 14N-5C, con relaciones de esbeltez de 1.2 (tabla 5.3), se beneficiaría significativamente por la interacción; en cambio, para las estructuras 14N-2C y 20N-3C, con relaciones de esbeltez de 3.0, la interacción las llevaría a una situación más desfavorable respecto al caso de base rígida.

Por otro lado, puesto que el criterio de falla se basa en exceder la ductilidad disponible de entrepiso por la demanda de ductilidad del correspondiente entrepiso, es de esperarse que mientras más se aproxime el comportamiento de la estructura al comportamiento elástico mayor será su confiabilidad. Las estructuras para las que se desarrollen altas demandas de ductilidad de entrepiso su confiabilidad será baja.

5.9 Resultados

5.9.1 Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura

Como se mencionó, el parámetro $Q = S_d/\delta_y$ es una medida de la intensidad actuante en la estructura dúctil. En la figura 5.9 se muestra la variación de este parámetro en función del periodo nominal de las estructuras con base rígida y con interacción y para los movimientos simulados en cada sitio de terreno blando. Se observa que para ambas condiciones de cimentación, en efecto, la intensidad actuante es mayor en el sitio SCT y, en un intervalo considerable de periodos, intermedia en el sitio CAO y menor en el sitio D84.

En la figura 5.10 se muestra el parámetro Δ_Q en función del periodo efectivo. Se observa que en el sitio SCT las estructuras cuyo periodo efectivo se aproxima, con valores menores, al del sitio (2.0 s) experimentan incrementos significativos de las demandas de ductilidad, y para las estructuras con periodo muy cercano al del sitio o mayor experimentan reducciones de dichas demandas (las estructuras consideradas se identifican en la figura 5.10 por sus periodos efectivos; tabla 5.3). Esto puede explicarse por el hecho de que en SCT y para cierta ductilidad estructural (p. ej. $\mu = 2$) las máximas aceleraciones espectrales asociadas a los movimientos del terreno no se presentan en el periodo dominante del sitio (figura 5.8), sino en periodos menores; las aceleraciones espectrales se reducen progresivamente con el periodo a partir de periodos ligeramente menores al del sitio.

En el sitio D84 se observa que a medida que el periodo efectivo de las estructuras se aleja del correspondiente al del sitio (1.4 s) las reducciones de las demandas de ductilidad son más significativas. En el sitio CAO para las estructuras cuyo periodo efectivo se aleja de los dos periodos dominantes del terreno (1.3 y 3.9 s, figura 5.8) las reducciones de ductilidad son considerables; en cambio, para las estructuras cuyo periodo se aproxima a cualquiera de los dos dominantes del terreno las reducciones de ductilidad son menos drásticas, incluso se incrementan para la estructura cuyo periodo efectivo se aproxima al fundamental del terreno.

Obsérvese (figura 5.10) que para las estructuras esbeltas cuyo periodo efectivo se aproxima al del terreno se experimentan los mayores incrementos de demandas de ductilidad por efecto de la IDSE; esto es, en el sitio SCT las estructuras 10N-2C y 14N-2C, con relaciones de esbeltez de 2.2 y 3.0, y periodos efectivos de 1.56 y 1.86 s, respectivamente, y en el sitio CAO la estructura 20N-3C, con

relación del esbeltez de 3.0 y periodo efectivo de 2.6 s, experimentan los mayores incrementos de demandas de ductilidad por efecto de la interacción.

En la figura 5.11 se muestran los valores del índice β en función de la intensidad resistente. Estos resultados se presentan para los tres sitios de terreno blando considerados, y cada recuadro corresponde a una estructura. Análogamente, en las figuras 5.12 y 5.13 se presenta la variación del índice β en función de la intensidad actuante para los sitios D84 y CAO, respectivamente, y en ambas figuras para el sitio SCT. El primer punto a la izquierda de cada una de las curvas de las figuras 5.12 y 5.13 corresponde a la intensidad resistente de 0.1 g; por cada punto hacia la derecha la intensidad resistente se decrementa en 0.025 g; para el sitio SCT el único punto que aparece corresponde a la intensidad resistente 0.1 g. En la figura 5.14 se muestran los valores del índice β referidos al periodo efectivo para las estructuras diseñadas con una intensidad resistente de 0.1 g, para los casos con interacción y sin interacción, y para los sitios SCT, CAO y D84. Los valores de las ordenadas de los puntos correspondientes al sitio SCT en la figura 5.14 son las confiabilidades de calibración.

De acuerdo con estos resultados se observa (figuras 5.11 y 5.14) que, en la mayoría de los casos, con la interacción suelo-estructura se obtienen niveles de confiabilidad mayores que los correspondientes a los casos en que se ignora dicha interacción. Se observa también que, en general, el sitio donde las estructuras son menos confiables es SCT; donde son más confiables es en el sitio D84 y el caso intermedio ocurre para el sitio CAO, lo cual era de esperarse según lo comentado en la sección 5.8.2. También, en las figuras 5.12 y 5.13 se observa que, para las diferentes resistencias, los menores valores de la intensidad actuante se obtienen para el sitio D84, los mayores en SCT y, nuevamente, el caso intermedio ocurre para el sitio CAO. Se observa también (figuras 5.12 y 5.13) que en general la IDSE produce reducción de las intensidades actuantes para las diferentes intensidades resistentes.

De lo anterior se desprende que las mayores intensidades actuantes se presentan en el sitio SCT, donde los movimientos del terreno presentan las mayores aceleraciones espectrales para cierta ductilidad estructural (figura 5.8); las menores intensidades actuantes se presentan en el sitio D84, donde para cierta ductilidad las aceleraciones espectrales son las menores; y el caso intermedio ocurre para el sitio CAO. Lo anterior conduce a que los menores niveles de confiabilidad se obtengan en el sitio SCT, los mayores en D84 y los valores intermedios en CAO; es decir, a mayor intensidad actuante (o a mayor demanda de ductilidad) menor índice de confiabilidad. Por su parte, la IDSE contribuye a incrementar

las demandas de ductilidad respecto al caso de base rígida si el periodo efectivo de la estructura se aproxima a los dominantes del sitio; en caso de alejarse, las demandas de ductilidad se reducen.

Por otro lado, en las figuras 5.15 - 5.17 se muestran las demandas de ductilidad de entrepiso medias que resultan de simular la respuesta de las estructuras en los sitios de suelo blando. Se observa que para los casos de base rígida y de interacción en el sitio SCT se presentan (figura 5.15) mayores demandas de ductilidad de entrepiso que las que se presentan en los sitios CAO y D84 (figuras 5.16 y 5.17, respectivamente). Esto es una consecuencia de que, como ya se hizo notar, en el sitio SCT se presentan mayores intensidades actuantes que en los sitios CAO y D84 (figura 5.9). Es interesante notar también que a pesar de que para la estructura 20N-3C tanto las intensidades actuantes (en los periodos 1.84 y 2.6 s; figura 5.9) como las demandas de ductilidad de entrepiso para los dos casos de cimentación considerados (figuras 5.15 y 5.16) son mayores en SCT que aquellas desarrolladas por esta misma estructura en el sitio CAO, en SCT no se incrementan las demandas de ductilidad de entrepiso en esta estructura por efectos de la interacción. Lo anterior muestra que la intensidad actuante no es un parámetro adecuado para relacionar los efectos que la IDSE pueda provocar en la respuesta estructural.

Resulta interesante notar que las estructuras y sitios en los que se presentan incrementos de la intensidad actuante por efectos de la interacción (figura 5.10) coinciden precisamente con las estructuras y sitios en los que la interacción incrementa las demandas de ductilidad de entrepiso respecto al caso de base rígida; esto es, para las estructuras 6N-3C, 10N-2C, 10N-3C, 14N-2C y 14N-3C, con periodos efectivos nominales de 1.27, 1.56, 1.62, 1.86 y 1.91, respectivamente, la intensidad actuante se incrementa por la interacción en el sitio SCT (figura 5.10), y es precisamente en estas estructuras localizadas en este sitio para las que las demandas de ductilidad de entrepiso se incrementan por efecto de la interacción (figura 5.15). Para la estructura 20N-3C (con periodo efectivo 2.6 s) en el sitio CAO se presenta incremento de la intensidad actuante por efecto de la interacción (figura 5.10), y también para esta estructura localizada en este sitio la interacción incrementa las demandas de ductilidad de entrepiso respecto a las del caso de base rígida (figura 5.16). En el caso del sitio D84 para todas las estructuras la interacción reduce las intensidades actuantes respecto a las del caso de base rígida (figura 5.10) y también reduce en todas las estructuras las demandas de ductilidad de entrepiso respecto a las del caso de base rígida (figura 5.17). Lo anterior indica claramente que, por lo menos para las estructuras, sitios y sismo considerados, el parámetro Δ_Q es un buen indicador del efecto que la IDSE puede provocar en las estructuras. Se hace notar nuevamente que los valores de Δ_Q

se han obtenido a partir de las estructuras con propiedades nominales y los de las demandas de ductilidad de entrepiso a partir de las estructuras con las correspondientes propiedades esperadas.

De lo anterior se desprende que si Δ_Q implica incremento de la intensidad actuante por efecto de la IDSE las demandas de ductilidad de entrepiso se incrementan respecto a las correspondientes del caso de base rígida; si Δ_Q implica reducción de la intensidad actuante las demandas de ductilidad de entrepiso también se reducen. En el caso de incremento se obtienen menores índices de confiabilidad que los correspondientes al caso de base rígida; en el caso de reducción ocurre lo contrario. De lo anterior se deriva la conclusión de que si las demandas de ductilidad, globales o locales, se incrementan por efecto de la IDSE, dicha interacción puede conducir a una reducción de la intensidad resistente (o de las aceleraciones espectrales) para el diseño respecto a la del caso de base rígida; en contraste, si la demanda de ductilidad se reduce por el mismo efecto esto conduciría incrementar la intensidad resistente.

Por otro lado, para el sitio CAO se observa (figura 5.11) que para la estructura 20N-3C se obtienen índices de confiabilidad significativamente mayores para el caso sin interacción que para el caso con interacción. Se observa de la figura 5.13 que para el caso sin interacción y de la intensidad resistente 0.1 g la intensidad actuante es la unidad, y en la figura 5.16 se observa que, para esta misma condición sin interacción, las demandas de ductilidad de entrepiso son prácticamente la unidad a lo largo de la altura de la estructura. Esto sugiere un comportamiento de la estructura esencialmente elástico. Para esta condición sin interacción la estructura tiene un periodo de vibrar de 1.84 s, el cual se aleja de los dominantes del terreno 1.3 y 3.9 s (figura 5.8). En el caso de interacción el periodo efectivo de la estructura es 2.6 s y cercano al fundamental del sitio (3.9 s), y se produce un incremento de la intensidad actuante para la intensidad resistente de 0.1 g (figura 5.13) y de las demandas de ductilidad de entrepiso (figuras 5.13 y 5.16), lo cual produce un menor índice de confiabilidad respecto al caso sin interacción.

Para el caso del sitio D84 y para la misma estructura 20N-3C se observa que, refiriéndose nuevamente a la intensidad resistente de 0.1 g, las intensidades actuantes (figura 5.12) y las demandas de ductilidad de entrepiso (figura 5.17) para el caso sin interacción y para el caso con interacción son menores a la unidad, lo cual implica un comportamiento elástico. Esto conduce a que con esta estructura localizada en este sitio se obtengan los mayores índices de confiabilidad que con el resto de las estructuras y con esta misma estructura localizada en los otros sitios.

Con las estructuras de 14 niveles (14N-2C, 14N-3C y 14N-5C con relaciones de esbeltez de 3.0, 2.0 y 1.2 (tabla 5.3), respectivamente) y con las de 10 niveles (10N-2C y 10N-3C con relaciones de esbeltez de 2.2 y 1.4, respectivamente) se espera observar la influencia de la esbeltez en la IDSE. A pesar de que se estandarizaron varias de las características estructurales y geométricas de estas estructuras para su diseño (sección 5.6), sus periodos no se mantienen constantes con la relación del esbeltez (tabla 5.3), lo cual conduce a diferentes intensidades actuantes debido a la variación de la intensidad de los movimientos del terreno con el periodo (figuras 5.8 y 5.9). Por lo anterior, en lo que sigue solo se hace referencia al parámetro Δ_Q y al incremento de las demandas de ductilidad de entrepiso por efecto de la IDSE en función de la relación de esbeltez para las estructuras de 14 y 10 niveles.

En el sitio D84, donde se tienen las menores intensidades actuantes (figura 5.9), la relación de esbeltez parece no influir en el parámetro Δ_Q para las diferentes intensidades resistentes (figura 5.12). Por su parte, las reducciones de las demandas de ductilidad de entrepiso permanecen prácticamente sin cambios con la relación de esbeltez (figura 5.17).

Para el sitio SCT, donde se tienen las mayores intensidad actuantes, la relación de esbeltez tiene una influencia tal que para mayores valores de esta relación la intensidad actuante se incrementa (figura 5.12); es decir, a mayor relación de esbeltez mayor es la demanda de ductilidad. De acuerdo con los resultados de la figura 5.15 existe la tendencia de que para mayor relación de esbeltez es mayor la contribución de la IDSE a incrementar las demandas de ductilidad de entrepiso respecto a las del caso sin interacción. En las estructuras 14N-2C y 10N-2C es significativo este incremento, lo cual concuerda con los casos en que el incremento de la intensidad actuante es significativo (figura 5.10).

Para el sitio CAO, donde las intensidades actuantes tienen valores ligeramente mayores que en el sitio D84, no se observa (figura 5.13) un patrón de variación de Δ_Q con la relación de esbeltez semejante. Por su parte, las reducciones de las demandas de ductilidad de entrepiso parecen no depender de la relación de esbeltez (figura 5.16)

Para los casos estudiados se puede decir que para el sitio SCT, donde las intensidades actuantes son significativas, la IDSE incrementa las demandas de ductilidad respecto a las del caso sin interacción a medida que la esbeltez de la estructura se incrementa. En contraste, para los sitios D84 y CAO, donde las intensidades actuantes son poco significativas, la IDSE contribuye a reducir las demandas de ductilidad independientemente de la esbeltez

Finalmente, conviene destacar el hecho de que a pesar de que en la mayoría de los casos la IDSE conduce a índices de confiabilidad mayores respecto a los obtenidos para el caso de base rígida, en el sitio SCT dichos índices obtenidos con base rígida o con interacción son muy aproximados entre sí para cada estructura (figura 5.14). Lo anterior conduce a suponer que si bien el considerar un suelo de cimentación elástico reduce la ductilidad, y por lo tanto incrementa el índice de confiabilidad respecto al de base rígida, la IDSE puede producir efectos diferentes en la ductilidad según la posición de los periodos de la estructura respecto al periodo del terreno. Por ejemplo, la posición de los periodos de las estructuras consideradas respecto al del terreno en el sitio SCT produce incrementos en la intensidad actuante en la mayoría de las estructuras (figura 5.10), lo cual se traduce, como ya se hizo notar, en incrementos de las demandas de ductilidad de entrepiso respecto a las del caso de base rígida. Estos incrementos de ductilidad tienden a compensar las reducciones de ductilidad provocadas por la base elástica, lo cual provoca que el índice de confiabilidad para la condición de interacción se aproxime al correspondiente de base rígida. Si las demandas de ductilidad producidas por la IDSE son considerables de manera que se compensan totalmente las reducciones de ductilidad producidas por la base elástica, la IDSE conducirá a índices de confiabilidad menores que los obtenidos para el caso de base rígida.

En otro caso, el hecho de que la IDSE conduzca a índices de confiabilidad mayores que los correspondientes al caso de base rígida es indicativo de que el incremento en las demandas de ductilidad producidas por la IDSE no compensa las reducciones de ductilidad provocadas por el efecto de la base elástica (figura 5.14).

5.9.2 Espectros de diseño asociados a la confiabilidad de calibración

Si se conociera la confiabilidad de calibración para una estructura de interés, la cual se proyectara construir en un sitio de interés, sería posible diseñar dicha estructura con el mismo nivel de seguridad asociado a la confiabilidad de calibración si se conociera la función de confiabilidad sísmica que relacionara el índice β con la intensidad resistente para la estructura y sitio de interés. Para las estructuras y sitios contemplados en este estudio, las intensidades resistentes o aceleraciones espectrales de diseño que conducen al mismo nivel de seguridad que el asociado a la zona de calibración para el caso en que se considera la interacción y para el caso en que se ignora se muestran en la figura 5.18, en función de los correspondientes periodos nominales de las estructuras con base rígida y con interacción. Estas intensidades resistentes se obtuvieron de la figura 5.11, donde se

muestran, para los casos de interacción y sin interacción, las funciones de confiabilidad para los sitios CAO y D84 y las confiabilidades de calibración para el sitio SCT; con el valor de la confiabilidad de calibración como ordenada, para cada estructura, se entra a las curvas de las funciones de confiabilidad, y el valor de la abscisa correspondiente a dicha ordenada representa la intensidad resistente asociada a la confiabilidad de calibración.

Se observa (figura 5.18) que para los sitios D84 y CAO, los cuales se localizan fuera de la zona de calibración pero dentro de la zona III (figura 5.1), las aceleraciones espectrales de diseño tienen que reducirse considerablemente para lograr los mismos niveles de confiabilidad asociados a la zona de calibración. Se observa también que si se considera la interacción suelo-estructura se pueden reducir más aún las aceleraciones espectrales de diseño.

En la figura 5.19 se muestra, para cada sitio y para los periodos nominales de las estructuras con base rígida, el cociente del decremento de las aceleraciones espectrales de diseño por efecto de la IDSE entre las correspondientes aceleraciones espectrales de diseño sin interacción de la figura 5.18. Estos cocientes muestran cierta tendencia descendente con el periodo. Se observa que para estructuras con periodos cortos la IDSE contribuye favorablemente de manera que se pueden reducir significativamente las aceleraciones espectrales de diseño sin interacción; para estructuras con periodos largos el efecto favorable tiende a invertirse de manera que con el diseño sin tomar en cuenta la IDSE se estaría del lado de la inseguridad.

En la figura 5.20 se muestran las demandas de ductilidad en el SSR que conducen a las confiabilidades de calibración en los diferentes sitios. Estas demandas se obtuvieron por interpolación de las confiabilidades de calibración en las curvas de las figuras 5.12 y 5.13. Las curvas para el sitio SCT de las figuras 5.9 y 5.20 son las mismas. Se observa, comparando las figuras 5.9 y 5.20, que para lograr las confiabilidades de calibración en las estructuras localizadas en los sitios D84 y CAO es necesario diseñarlas de manera de incrementar las demandas de ductilidad globales; es decir, hacerlas menos resistentes. En la figura 5.21 se muestran los valores de Δ_Q en porcentaje correspondientes a las intensidades actuantes de la figura 5.20.

Para el caso del sitio SCT se obtuvo aproximadamente para cada estructura el mismo valor del índice β (figura 5.14) para ambas condiciones de cimentación. La importancia práctica de esto es que, para los casos considerados, la IDSE conduce a niveles de seguridad aproximados a los que se obtienen

ignorando dicha interacción. Esto implica que no es correcto reducir el espectro de diseño por interacción en la zona de calibración, lo cual es congruente con las especificaciones reglamentarias vigentes (NTCDS-95). Pero para sitios fuera de la zona de calibración, por lo menos para los estudiados, el espectro de diseño para la zona III puede reducirse considerablemente independientemente de la interacción. Si se toma en cuenta la interacción pueden reducirse más todavía las aceleraciones espectrales de diseño pero sólo para estructuras de periodo corto. Este efecto favorable debido a la interacción tiende a invertirse para estructuras con periodo largo de manera que el ignorar la interacción conduce a la inseguridad.

La razón de lo anterior tiene dos perspectivas. La primera se debe al hecho de que los índices de confiabilidad de calibración obtenidos para base rígida y para interacción tienen valores aproximados entre sí para cada estructura (figura 5.14). Como caso ilustrativo considérese el sitio CAO y las estructuras 6N-3C y 20N-3C; la primera de periodo corto (1.27 s) y la segunda de periodo largo (2.6 s). Si se considera que el índice de confiabilidad para base rígida y el correspondiente para interacción tienen el mismo valor, se observa de la figura 5.11 que, dado un índice β , para la estructura de periodo corto 6N-3C corresponde una intensidad resistente menor para el caso con interacción que la correspondiente al caso sin interacción; en cambio, para la estructura de periodo largo 20N-3C corresponde una intensidad resistente mayor para el caso con interacción que la correspondiente al caso sin interacción. Estas estructuras en el sitio considerado representan casos extremos; casos intermedios se pueden ver para las otras estructuras

La otra perspectiva puede verse en la figura 5.21, donde se muestran las demandas de ductilidad en los diferentes sitios como función del periodo efectivo de las estructuras. Se observa que para estructuras de periodo corto la IDSE incrementa, en algunos casos considerablemente, las demandas de ductilidad respecto a las del caso de base rígida; estos incrementos se traducen en una reducción de las intensidades resistentes respecto a las del caso de base rígida. En cambio, en periodo largos se observa (figura 5.21) que la IDSE reduce, en algunos casos considerablemente, las demandas de ductilidad respecto a las del caso de base rígida; estas reducciones se traducen en un incremento de las intensidades resistentes respecto a las del caso de base rígida.

| Variables | nominal | | medio | | Ref. |
|-----------------------------------|--------------------|-----------|--------------------------------------|-----------|--------------|
| Resistencias (kg/cm^2) | | | | | |
| f'_c | f'_c | 250 | \bar{f}'_c | 268 | ^A |
| f_y | f_y | 4200 | \bar{f}_y | 4680 | ^B |
| Trabes (cm) | | | | | |
| b | b_t | variable* | $b_t + 0.254$ | variable* | ^C |
| h | h_t | variable* | $h_t - 0.279$ | variable* | ^C |
| r | $r_{t,\text{sup}}$ | 4 | $r_{t,\text{sup}} + 0.16$ | 4.16 | ^C |
| | $r_{t,\text{inf}}$ | 4 | $r_{t,\text{inf}} + 0.32$ | 4.32 | |
| Columnas (cm) | | | | | |
| b | b_c | variable* | $b_c + 0.159$ | variable* | ^C |
| h | h_c | variable* | $h_c + 0.159$ | variable* | ^C |
| r | r_c | 4 | $r_c + 0.636 + 0.004h_c$ | variable | ^D |
| Carga muerta (kg/m^2) | CM | variable | $CM/(1 + 2C_{CM});$ $C_{CM}=0.08$ | variable | ^E |
| Carga viva (kg/m^2) | W_a | 180 | $W_a/(1 + 2C_{wa});$ $C_{wa}=0.3$ | 112 | ^E |

b, h, r: base, altura y recubrimiento, respectivamente

f'_c, f_y : resistencia del concreto a la compresión y esfuerzo de fluencia del acero

C_{CM} : coeficiente de variación de la carga muerta

C_{wa} : coeficiente de variación de la carga viva

*: ver tabla 5.2

^A(Meli y Mendoza, 1991), ^B(Villanueva y Meli, 1984), ^C(Mirza y Mc Gregor, 1979),

^D(tomado de Castillo, 1993), ^E(Meli, 1976)

Tabla 5.1 Valores nominales y medios de las resistencias de los materiales, de las dimensiones de los elementos estructurales y de las cargas.

| Nivel | 20 niveles ^A | | 14 niveles ^B | | 10 niveles ^C | | 6 niveles ^D | |
|-------|-------------------------|--------|-------------------------|--------|-------------------------|--------|------------------------|--------|
| | columnas | trabes | columnas | trabes | columnas | trabes | columnas | trabes |
| 20 | 80x80 | 40x60 | | | | | | |
| 19 | 80x80 | 40x60 | | | | | | |
| 18 | 80x80 | 40x60 | | | | | | |
| 17 | 95x95 | 40x60 | | | | | | |
| 16 | 95x95 | 40x60 | | | | | | |
| 15 | 95x95 | 45x70 | | | | | | |
| 14 | 95x95 | 45x70 | 70x70 | 40x55 | | | | |
| 13 | 95x95 | 45x70 | 70x70 | 40x55 | | | | |
| 12 | 110x110 | 45x70 | 70x70 | 40x55 | | | | |
| 11 | 110x110 | 45x70 | 80x80 | 40x55 | | | | |
| 10 | 110x110 | 50x75 | 80x80 | 45x60 | 50x50 | 30x50 | | |
| 9 | 110x110 | 50x75 | 80x80 | 45x60 | 50x50 | 30x50 | | |
| 8 | 110x110 | 50x75 | 90x90 | 45x60 | 60x60 | 35x55 | | |
| 7 | 110x110 | 50x75 | 90x90 | 45x60 | 60x60 | 35x55 | | |
| 6 | 110x110 | 50x75 | 90x90 | 50x65 | 70x70 | 35x55 | 50x50 | 25x40 |
| 5 | 110x110 | 50x75 | 90x90 | 50x65 | 70x70 | 35x55 | 50x50 | 25x40 |
| 4 | 110x110 | 50x75 | 90x90 | 50x65 | 70x70 | 40x60 | 60x60 | 30x50 |
| 3 | 110x110 | 50x75 | 90x90 | 50x65 | 70x70 | 40x60 | 60x60 | 30x50 |
| 2 | 110x110 | 50x75 | 90x90 | 50x65 | 70x70 | 40x60 | 60x60 | 30x50 |
| 1 | 110x110 | 50x75 | 90x90 | 50x65 | 70x70 | 40x60 | 60x60 | 30x50 |

^A edificio de 20 niveles con 3 crujiás (20N-3C)

^B edificios de 14 niveles con 2, 3 y 5 crujiás (14N-2C, 14N-3C y 14N-5C)

^C edificios de 10 niveles con 2 y 3 crujiás (10N-2C y 10N-3C)

^D edificio de 6 niveles con 3 crujiás (6N-3C)

Dimensiones en cm

Tabla 5.2 Dimensiones de los elementos estructurales de los edificios estudiados.

| Edificio | T_e (s) | T_{e-idse} (s) | η_e (%) | η_{e-idse} (%) | k_1 (ton/cm) | k'_1 (ton/cm) | m (s ² ton/cm) | r | h (m) | b (m) |
|----------|--------------|---------------------|-----------------|------------------------|-------------------|--------------------|--------------------------------|-----|------------|------------|
| 20N-3C | 1.84 | 2.60 | 3.6 | 6.8 | 18.21 | 9.12 | 1.561 | 3.0 | 64.5 | 21 |
| 14N-2C | 1.44 | 1.86 | 3.6 | 5.8 | 11.88 | 7.12 | 0.623 | 3.0 | 42.5 | 14 |
| 14N-3C | 1.53 | 1.91 | 3.6 | 6.4 | 18.04 | 11.58 | 1.069 | 2.0 | 42.5 | 21 |
| 14N-5C | 1.59 | 1.95 | 3.6 | 8.7 | 30.52 | 20.29 | 1.954 | 1.2 | 42.5 | 35 |
| 10N-2C | 1.34 | 1.56 | 3.6 | 5.2 | 9.36 | 6.91 | 0.425 | 2.2 | 30.5 | 14 |
| 10N-3C | 1.41 | 1.62 | 3.6 | 5.9 | 13.96 | 10.58 | 0.703 | 1.4 | 30.5 | 21 |
| 6N-3C | 1.18 | 1.27 | 3.6 | 5.7 | 11.42 | 9.86 | 0.402 | 0.9 | 18.5 | 21 |

- T_e periodo de la estructura con base rígida y del SSR para la condición de base rígida.
- T_{e-idse} periodo del la estructura con interacción dinámica suelo-estructura (IDSE) y del SSR para la condición de IDSE.
- η_e amortiguamiento del SSR obtenido de la estructura con base rígida.
- η_{e-idse} amortiguamiento del SSR obtenido de la estructura con IDSE.
- k_1 rigidez elástica inicial de la estructura con base rígida y del SSR para la condición de base rígida.
- k'_1 rigidez elástica inicial del SSR modificada por la IDSE de la estructura.
- m masa del SSR.
- r relación de esbeltez altura/base (h/b) de la estructura.

Tabla 5.3 Propiedades de los edificios con propiedades nominales y del sistema simplificado de referencia (SSR).

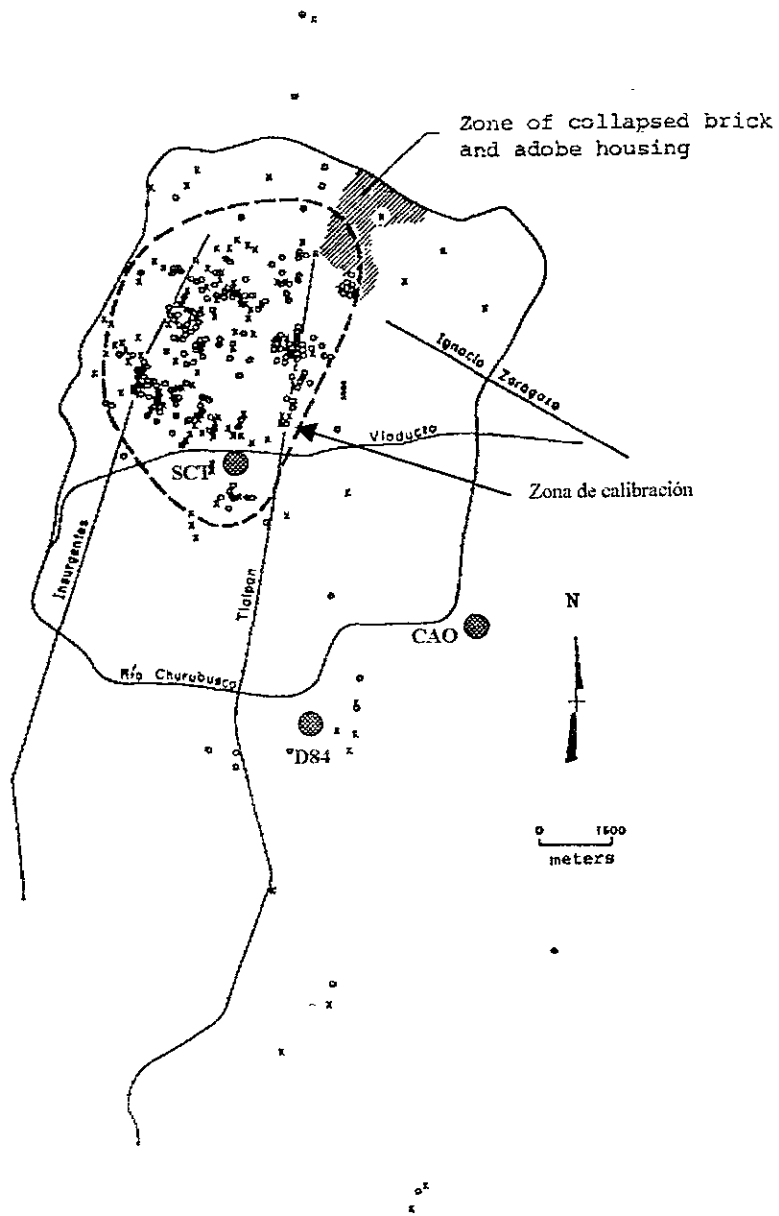


Fig 5.1 Distribución de daños generados durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Los círculos abiertos denotan edificios colapsados y las cruces edificios severamente dañados (tomada de Sánchez-Sesma *et al*, 1988). Se indica también la zona y el sitio (SCT) que se consideran de calibración.

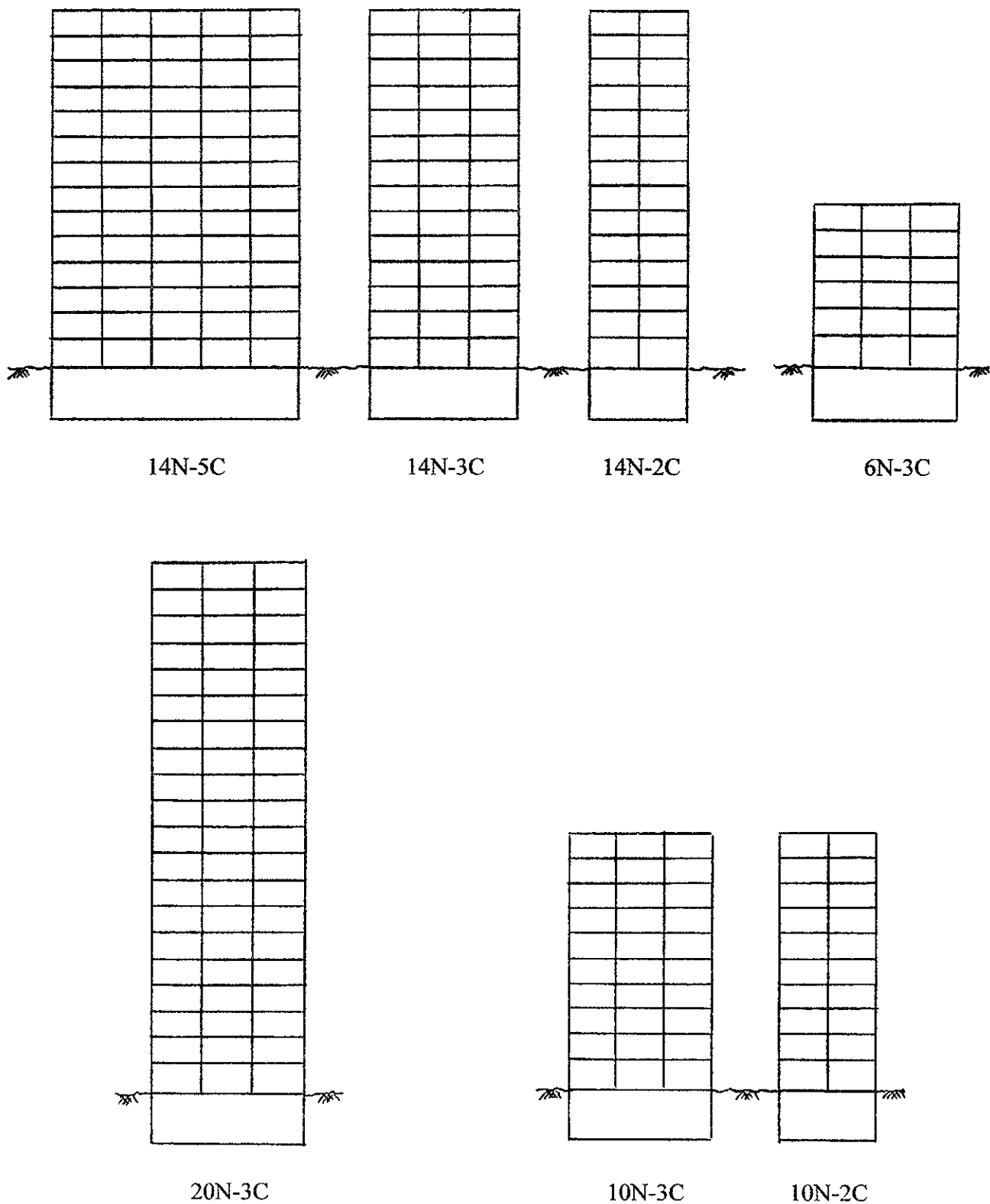
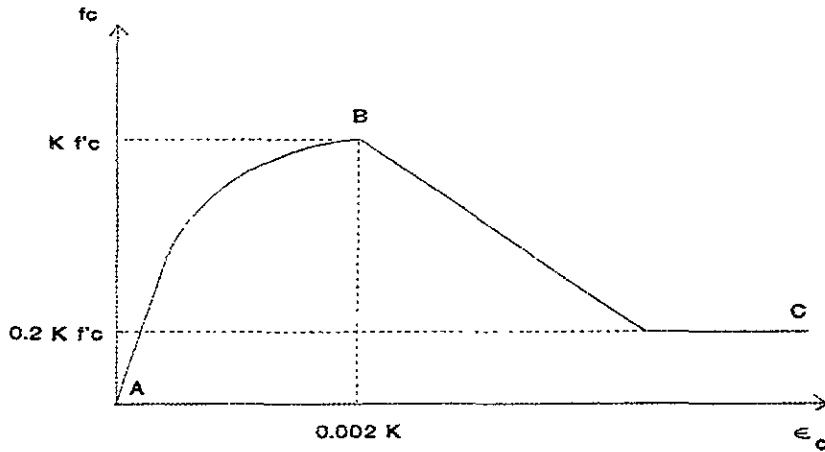


Fig 5.2 Representación esquemática de las estructuras estudiadas.



$$K = 1 + \frac{\rho_s f_y h'}{f'c} ; \quad f_c = \begin{cases} K f'c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] & \text{si } \varepsilon_c \leq 0.002K \\ K f'c [1 - Zm(\varepsilon_c - 0.002K)] & \text{si } \varepsilon_c > 0.002K \end{cases}$$

donde

$$Zm = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.03 f'c}{14.23 f'c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h'}{s_h}} - 0.002K}$$

K es el parámetro de sobrerresistencia proporcionada por el acero transversal

ρ_s relación del volumen del acero de refuerzo transversal y el volumen del concreto medido hasta el perímetro exterior de los estribos

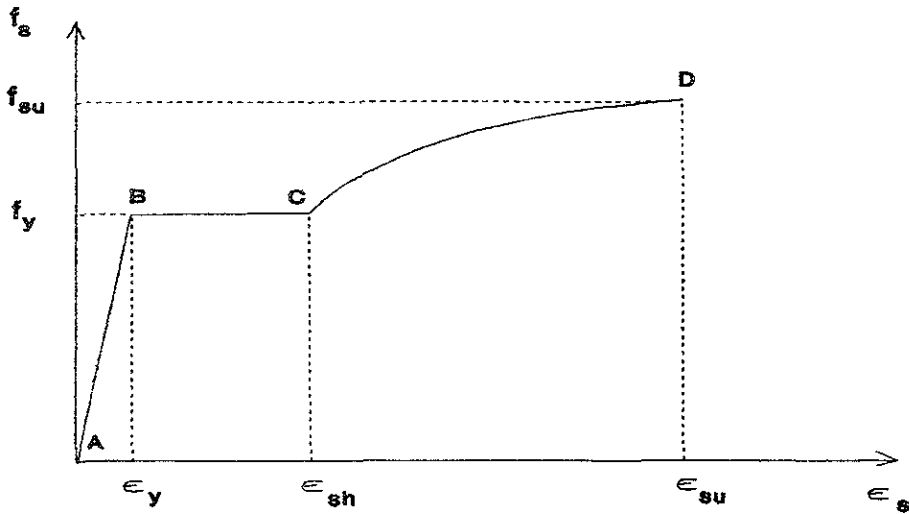
$f_y h'$ esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal

$f'c$ resistencia a compresión de los cilindros de los cilindros

h' ancho del núcleo de concreto confinado medido hasta el exterior del refuerzo transversal

s_h espaciamiento centro a centro de los estribos

Fig 5.3 Relación esfuerzo-deformación idealizada del concreto confinado por acero de refuerzo transversal. Modelo de Kent y Park modificado (Park *et al*, 1982).



$$f_s = \begin{cases} \varepsilon_s E_s & \text{si } \varepsilon_s < \varepsilon_y \\ f_y & \text{si } \varepsilon_y \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{sh} \\ f_y \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] & \text{si } \varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{su} \end{cases}$$

donde
$$m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y}\right)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} ; \quad r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}$$

$$E_s = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{sh} = 0.01$$

$$\varepsilon_{su} = 0.13$$

$$f_{su} = 7600 \text{ kg/cm}^2$$

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

Fig 5.4 Relación esfuerzo-deformación idealizada del acero de refuerzo.

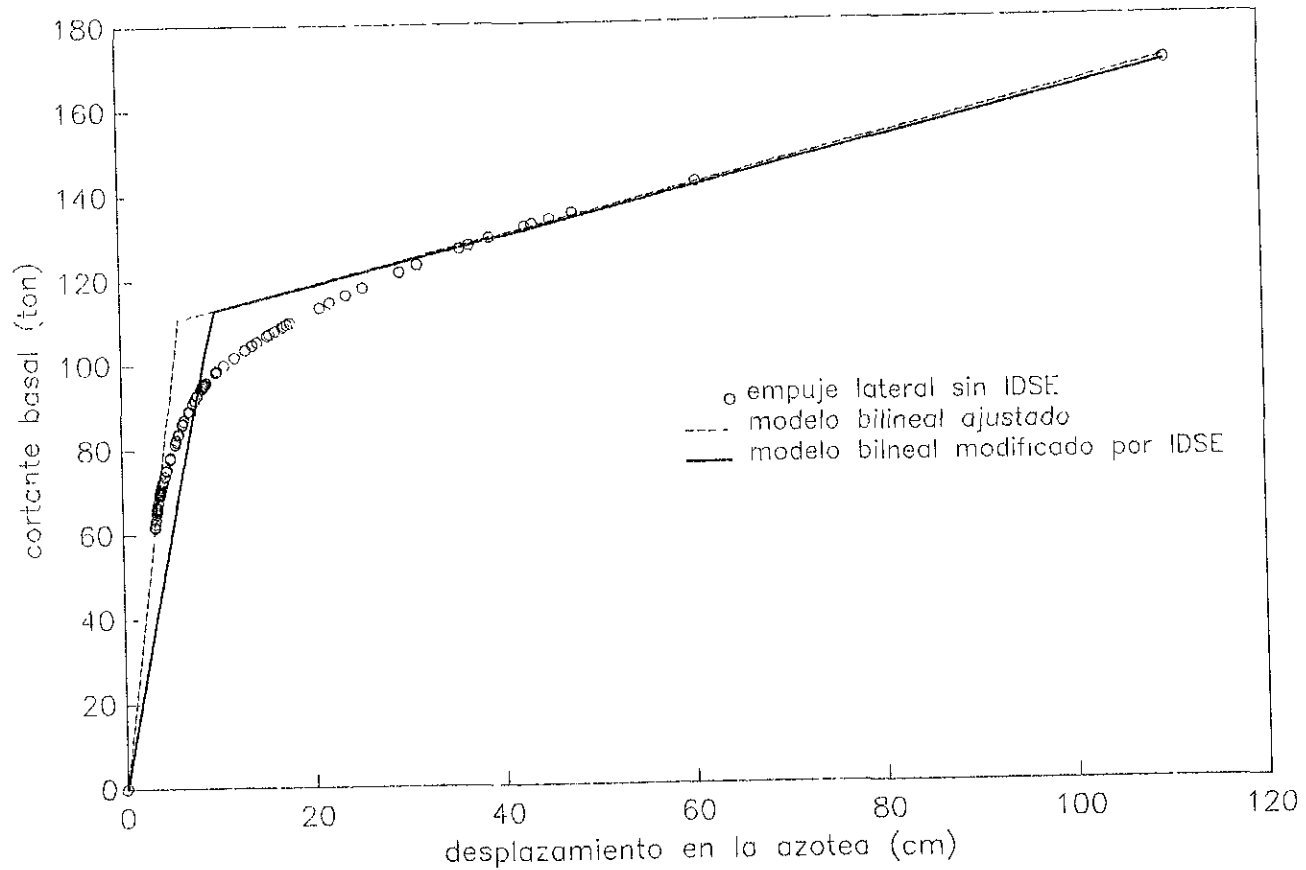
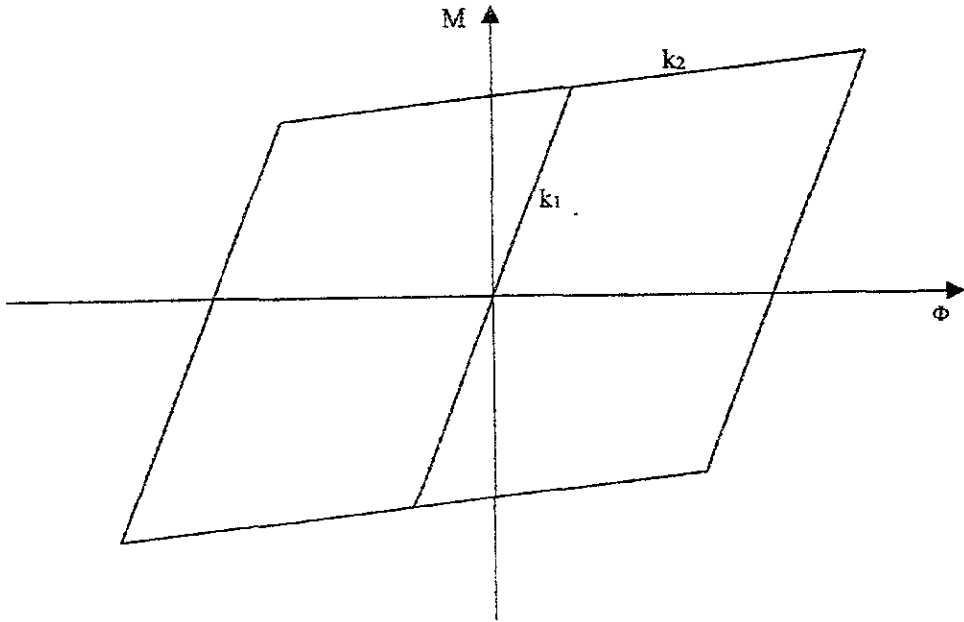
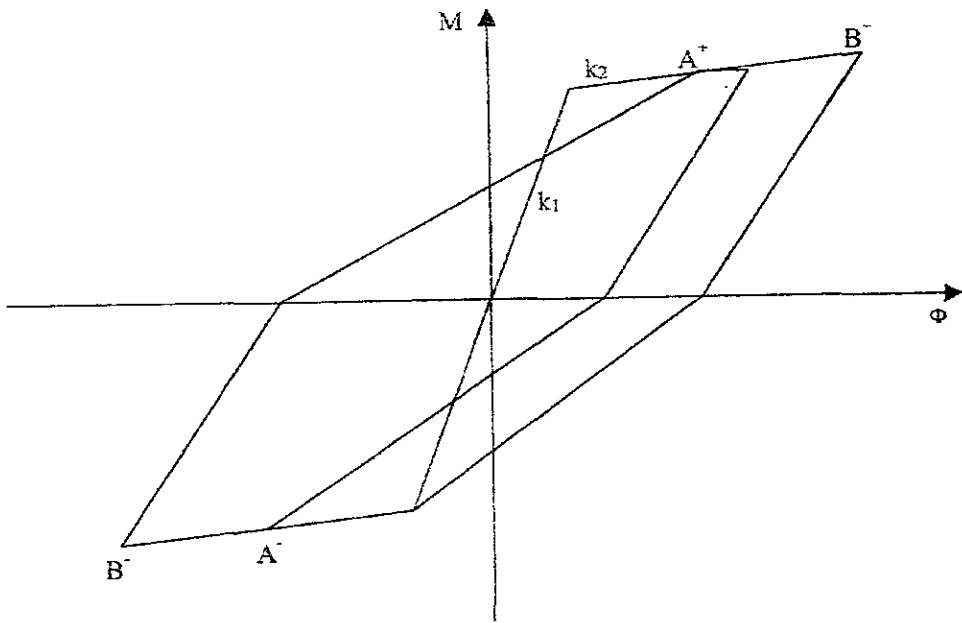


Fig 5.7 Relación fuerza–desplazamiento que resulta del análisis del empuje lateral de la estructura con base rígida, modelo bilineal ajustado y modelo bilineal ajustado modificado por IDSE. Estructura 14N–3C.



a)



b)

Fig 5.5 Modelos de comportamiento histerético de los elementos estructurales. a) modelo bilineal (columnas), b) modelo del concreto reforzado con degradación de rigidez (trabes).

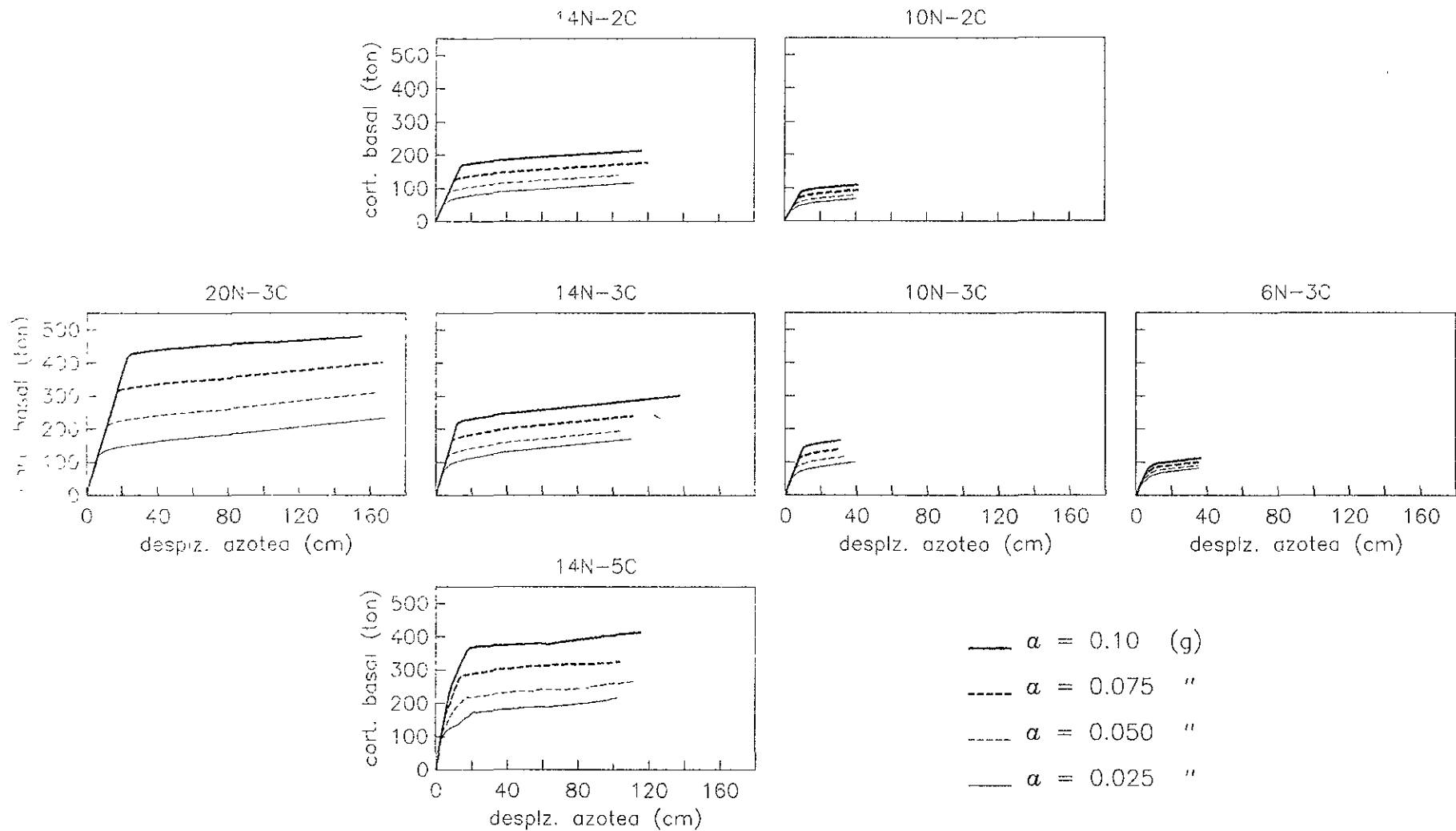


Fig 5 6 Relaciones fuerza–desplazamiento del análisis de empuje lateral.
 Las estructuras se consideran diseñadas con diferentes intensidades
 resistentes.

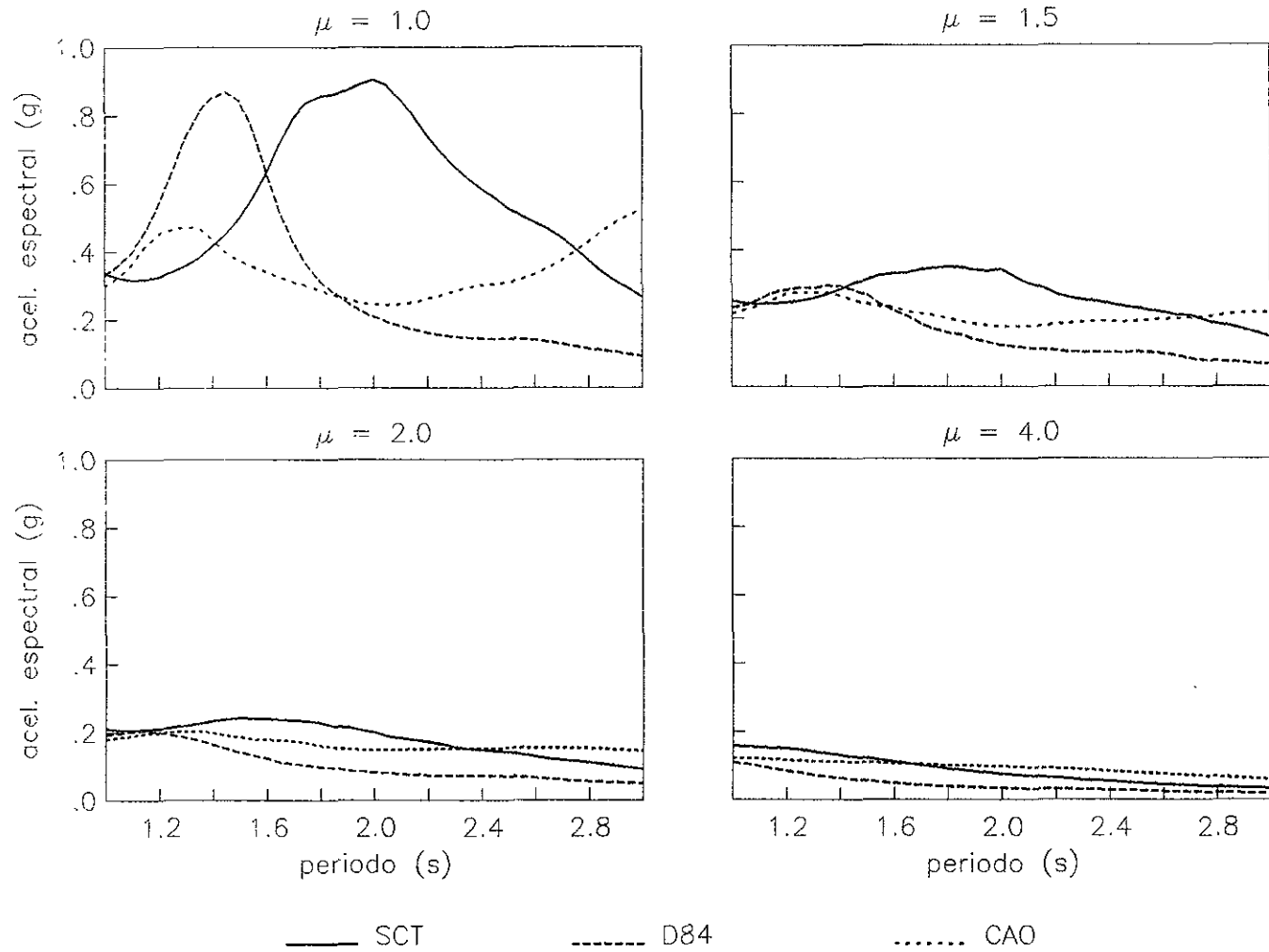


Fig 5 8 Espectros de respuesta inelásticos medios (5 % de amortiguamiento) correspondientes a los de las historias de aceleración simuladas en los sitios SCT, D84 y CAO para el TMD. Se usa un modelo bilineal con rigidez a la fluencia del 5 % de la rigidez inicial.

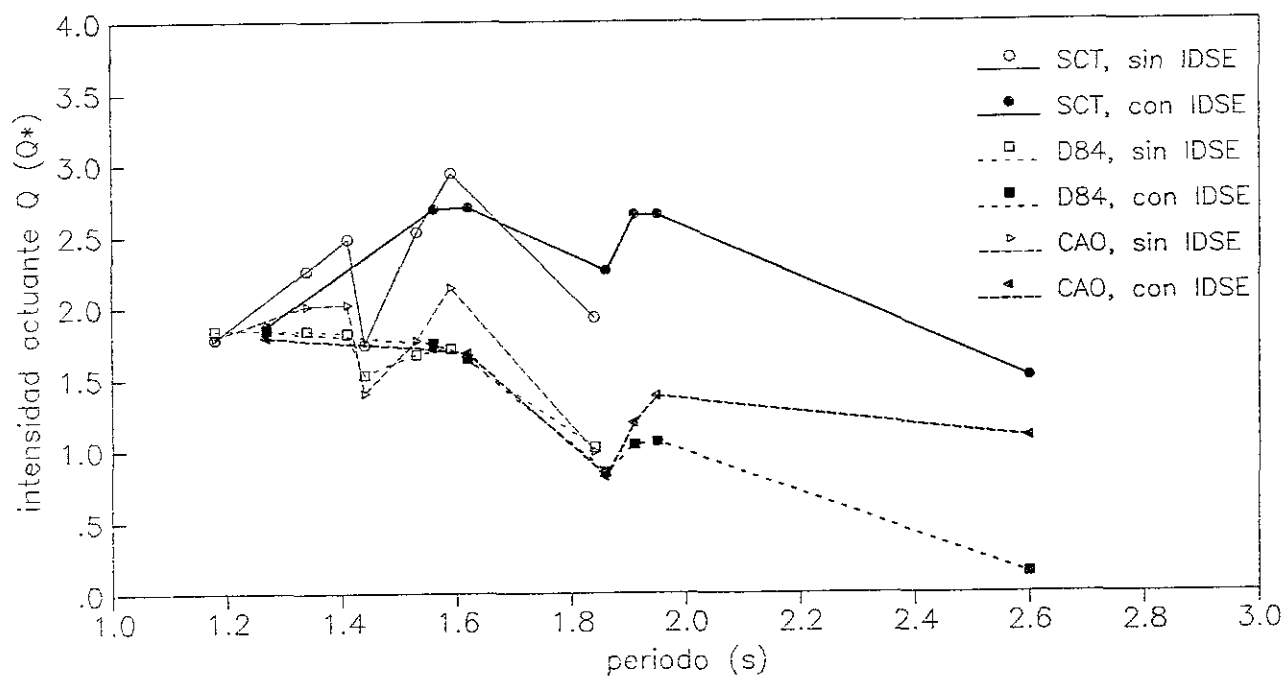


Fig 5.9 Intensidades actuantes como función del periodo nominal de las estructuras. Estructuras diseñadas con una intensidad resistente de 0.1 g.

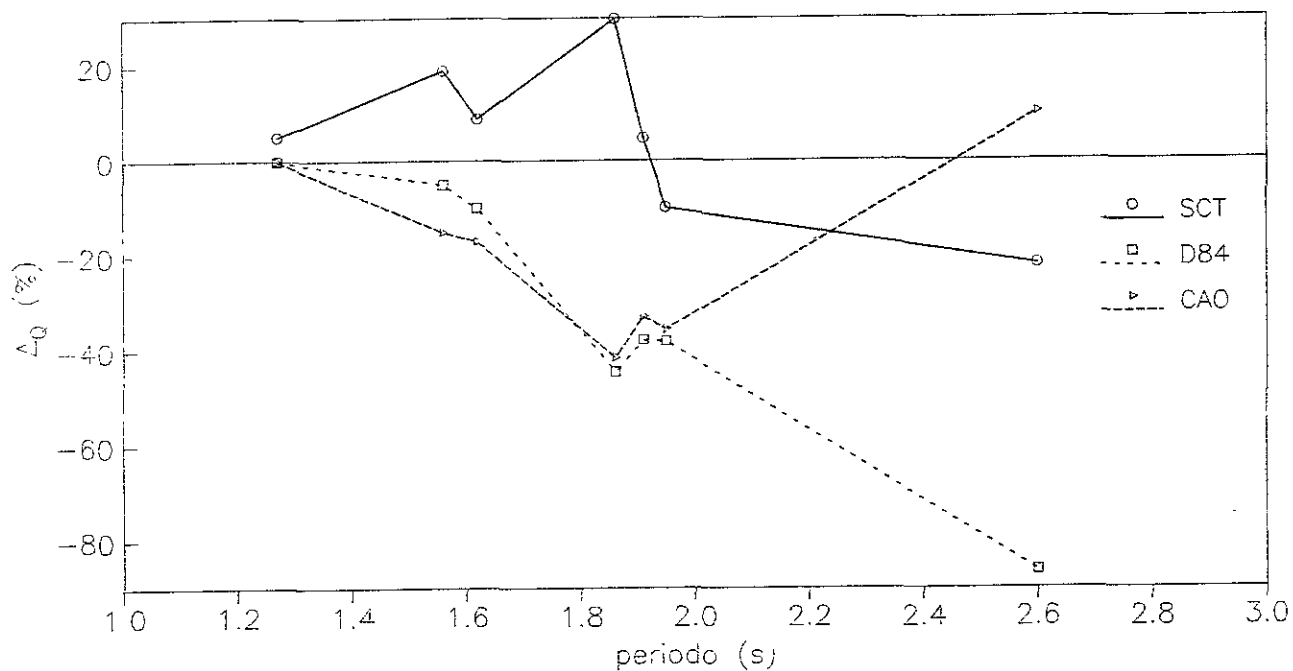


Fig 5.10 Incrementos Δ_Q de la intensidad actuante por efecto de la IDSE referidos al periodo efectivo de las estructuras. Estructuras diseñadas con una intensidad resistente de 0.1 g.

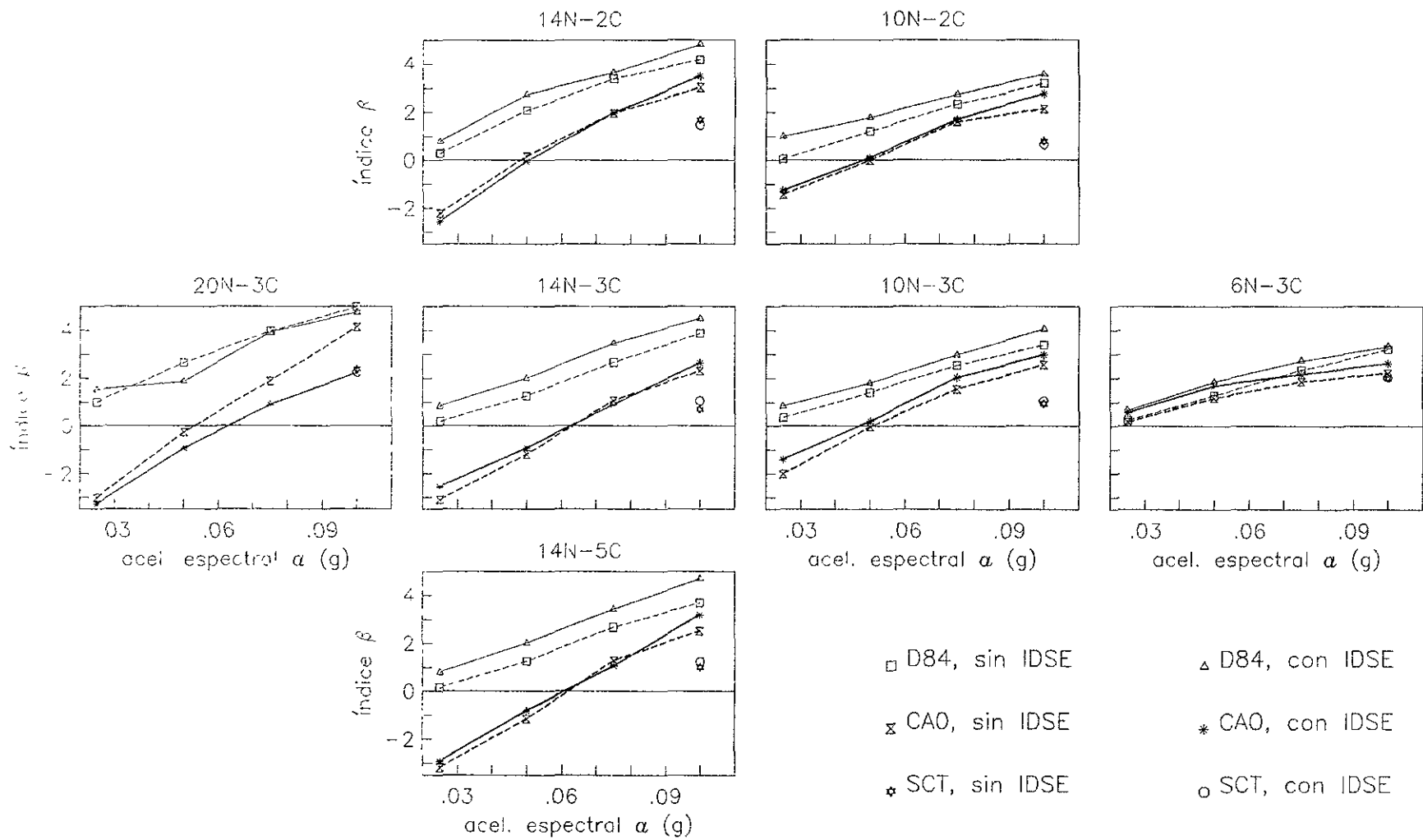


Fig 5.11 Funciones de confiabilidad en términos de la intensidad resistente (aceleración espectral de diseño a) en los sitios SCT, D84 y CAO.

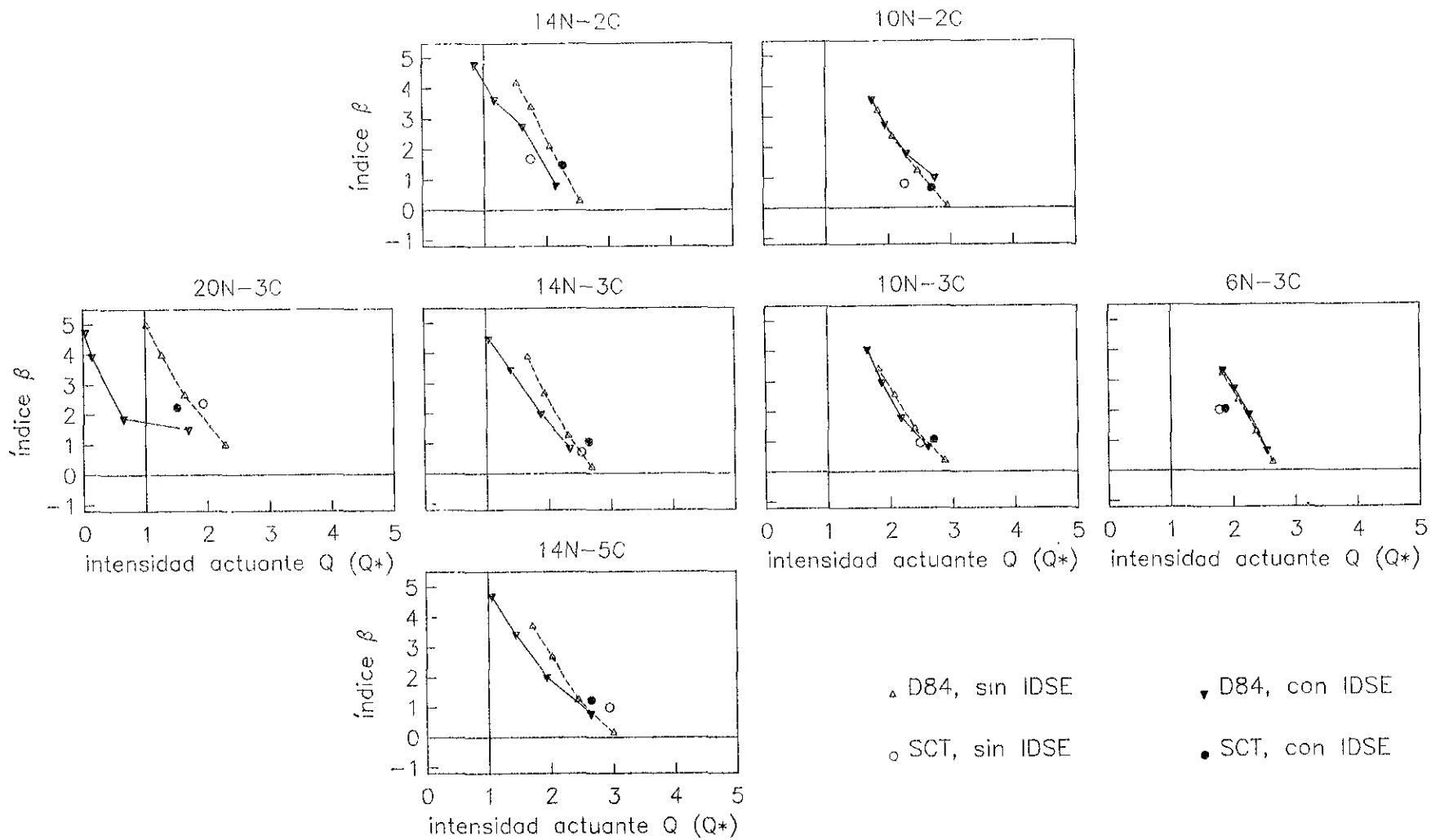


Fig 5.12 Funciones de confiabilidad en términos de la intensidad actuante en los sitios D84 y SCT.

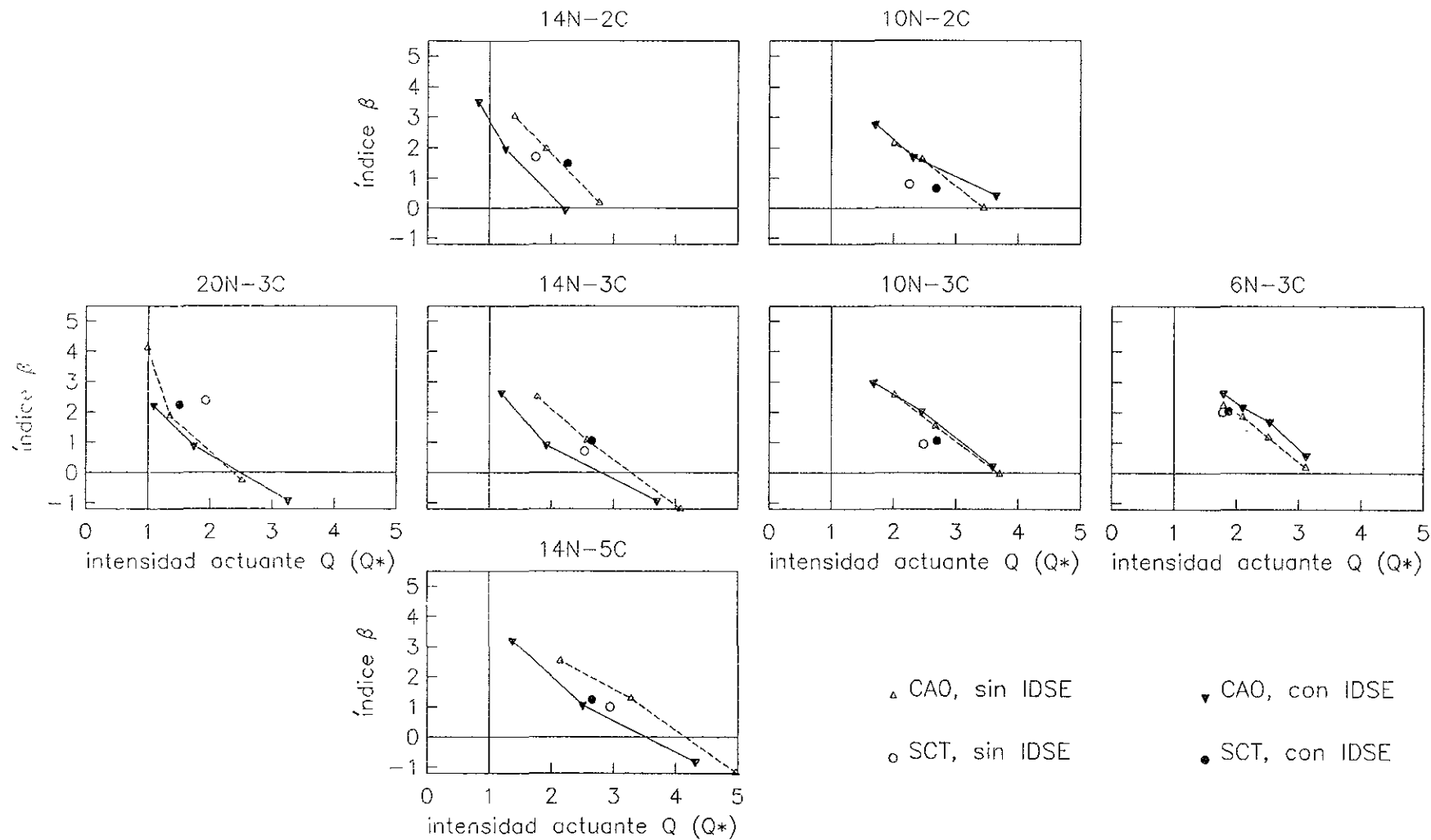


Fig 5.13 Funciones de confiabilidad en términos de la intensidad actuante en los sitios CAO y SCT.

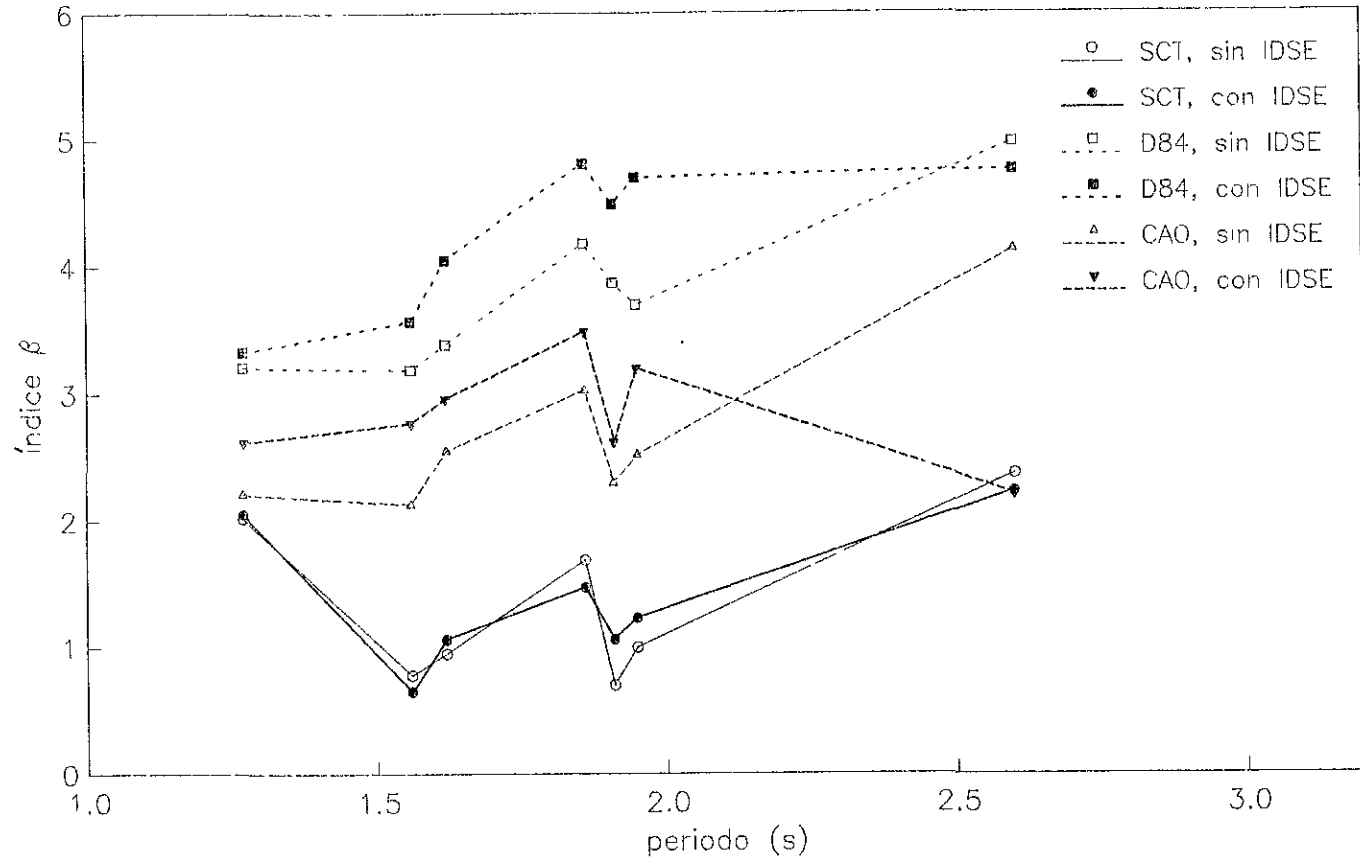


Fig 5.14 Índices de confiabilidad β referidos al periodo efectivo de las estructuras. Estructuras diseñadas para una intensidad resistente de 0.1 g.

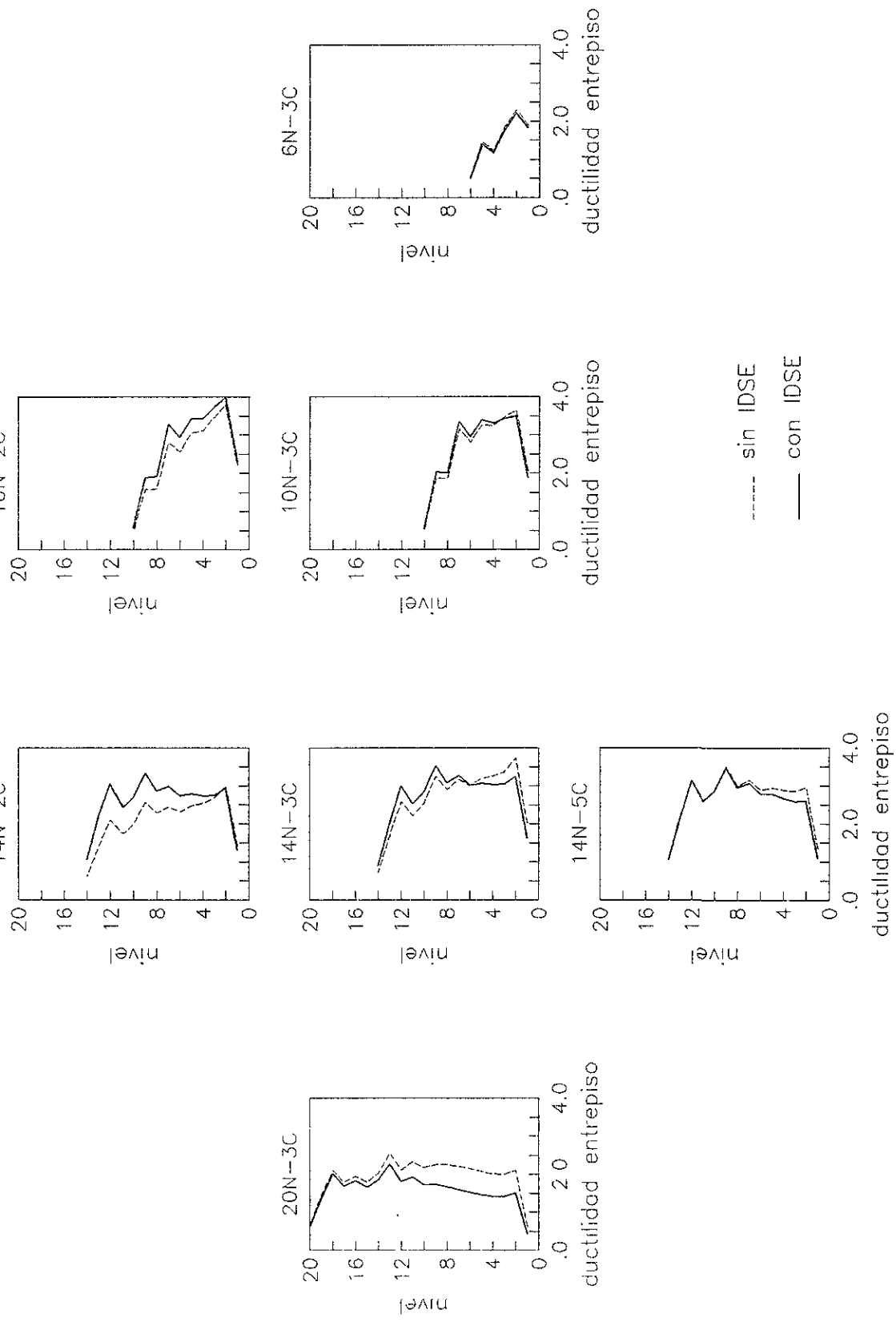


Fig 5.15 Demandas de ductilidad de entrepiso para las estructuras diseñadas con una intensidad resistente de 0.1 g sujetas al ambiente sísmico del sitio SCT.

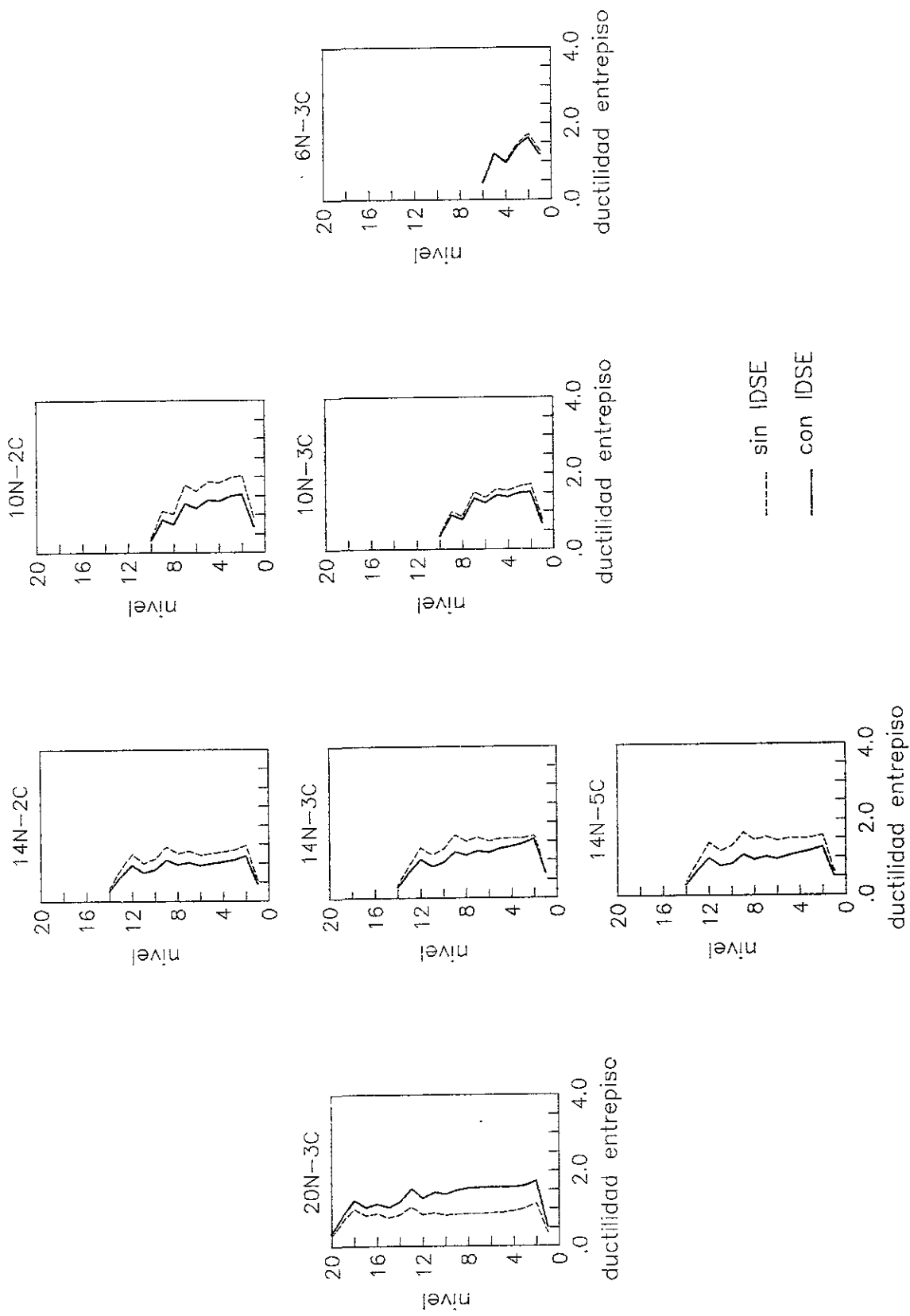


Fig 5.16 Demandas de ductilidad de entrepiso para las estructuras diseñadas con una intensidad resistente de 0.1 g sujetas al ambiente sísmico del sitio CAO.

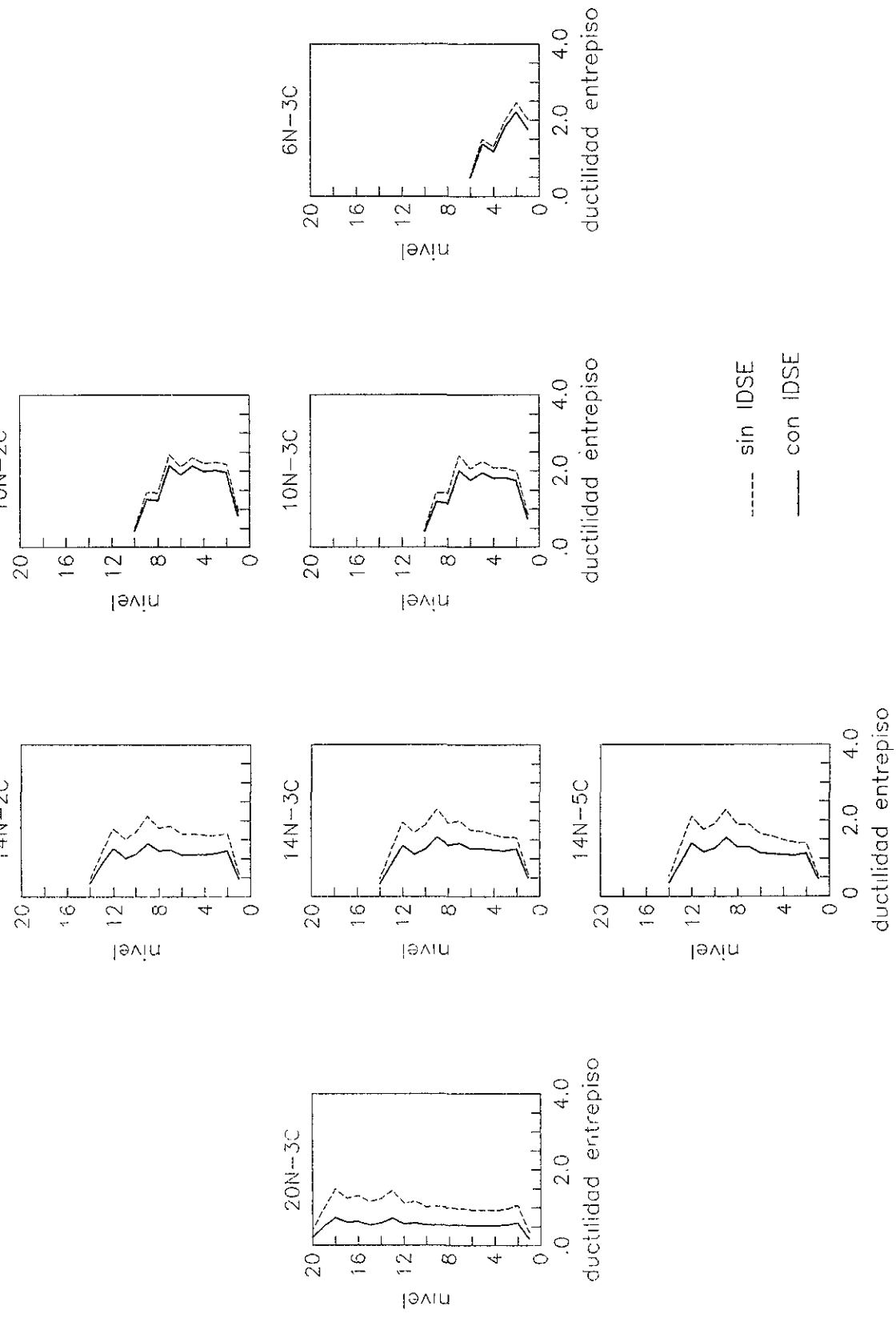


Fig 5.17 Demandas de ductilidad de entrepiso para las estructuras diseñadas con una intensidad resistente de 0.1 g sujetas al ambiente sísmico del sitio D84.

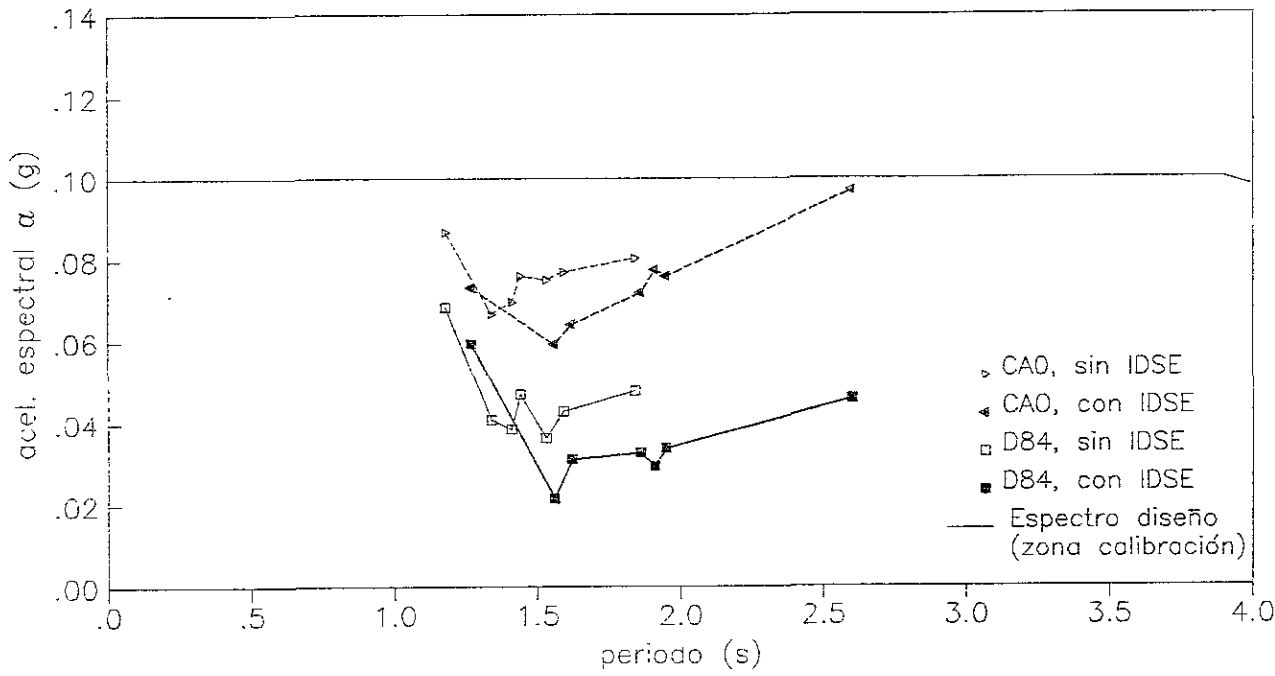


Fig 5.18 Espectros de diseño con el mismo nivel de confiabilidad que el asociado a la zona de calibración para marcos dúctiles.

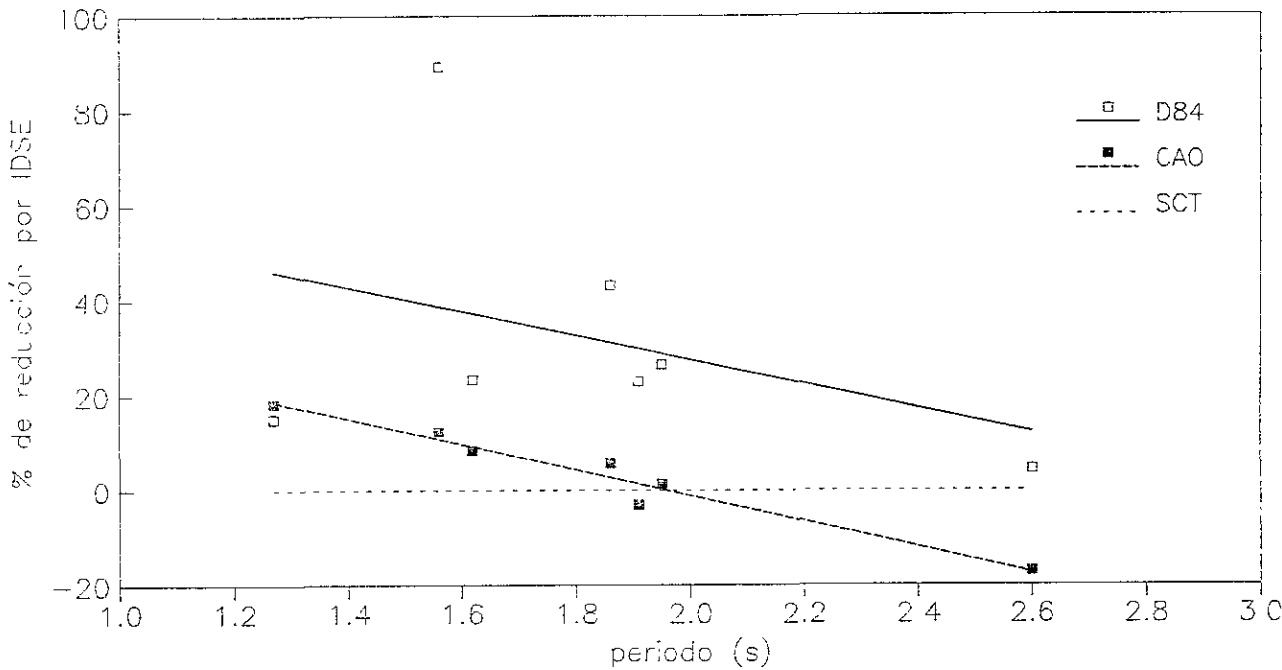


Fig 5.19 Porcentajes de reducción de las aceleraciones espectrales de diseño por efecto de la IDSE para lograr la confiabilidad de calibración con IDSE.

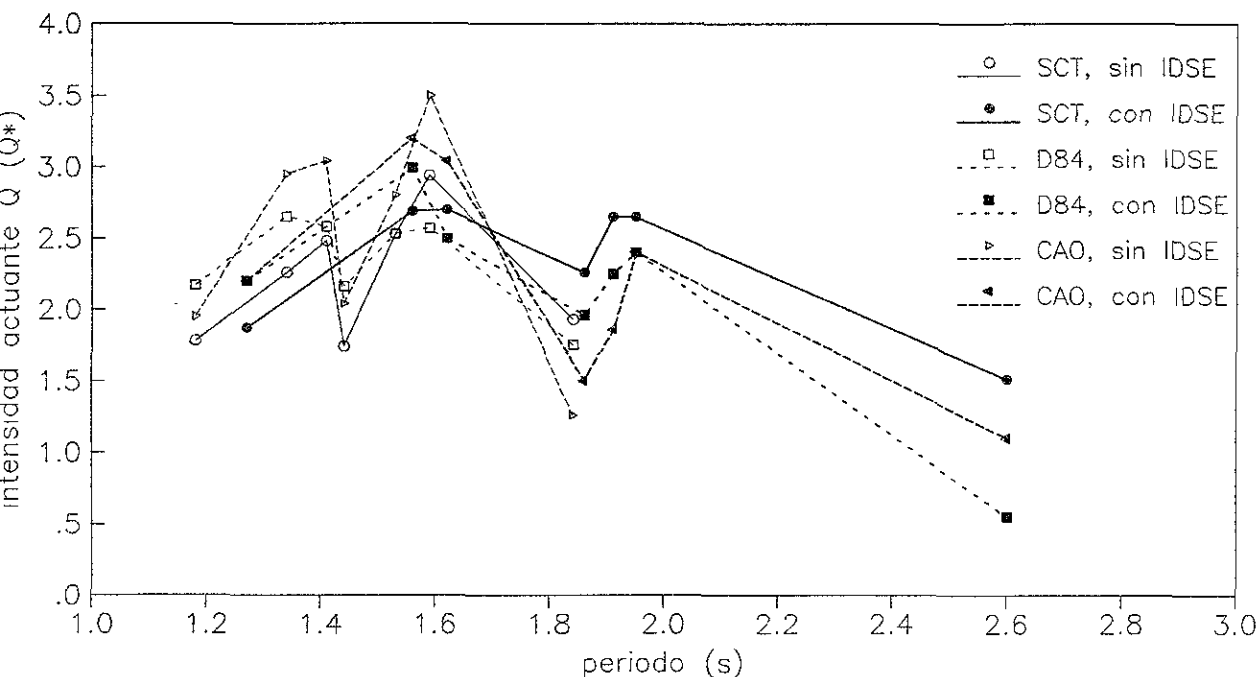


Fig. 5.20 Intensidades actuantes como función del periodo nominal de las estructuras necesarias para lograr las confiabilidades de calibración.

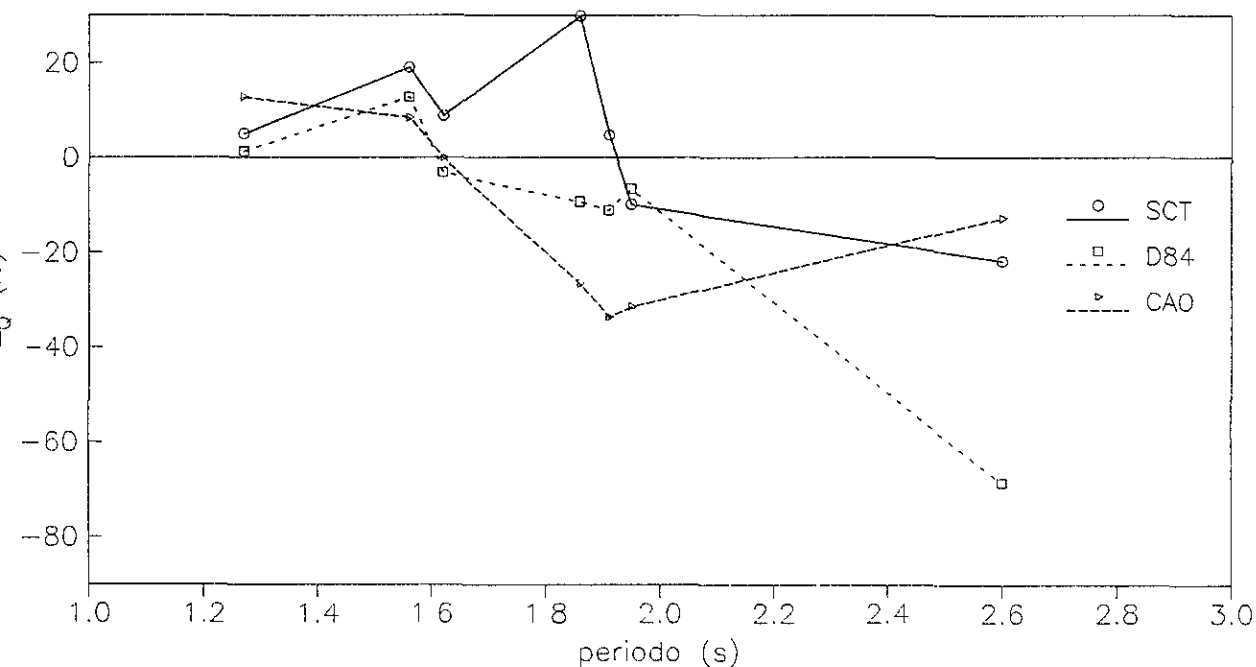


Fig. 5.21 Incrementos Δ_0 de la intensidad actuante por efecto de la IDSE referidos al periodo efectivo de las estructuras obtenidos de las intensidades actuantes necesarias para lograr los niveles de confiabilidad de calibración.

En este capítulo se hacen algunos comentarios y conclusiones finales para recapitular el trabajo expuesto de acuerdo con los objetivos inicialmente propuestos (Capítulo 1). En particular, en los capítulos 2 a 5 y en especial en el Apéndice I se ofrecen conclusiones sobre aspectos específicos desarrollados para cumplir con los objetivos principales de la tesis.

Para llevar a cabo los estudios de confiabilidad estructural aquí expuestos se ha tomado como base lo que se ha llamado temblor más desfavorable (Capítulo 2). Los parámetros que definen las características de este temblor están asociados con las condiciones más críticas que se esperan en el corto plazo para la zona de subducción. Los movimientos en terreno firme de la ciudad de México asociados a este temblor se definen por una familia de historias de aceleración obtenidas a partir de acelerogramas considerados como funciones de Green empíricas y de información derivada de los registros obtenidos durante el sismo del 19sep85. Este sismo se considera como una realización del temblor más desfavorable. Las funciones de Green son obtenidas de sismos de magnitud moderada cuya distancia epicentral coincide con la del temblor hipotético, y los registros del sismo del 19sep85 se consideran como semilla para simular acelerogramas como un proceso no estacionario mediante funciones moduladoras de la amplitud y de la frecuencia.

Posteriormente se planteó el problema de evaluar los movimientos en sitios de terreno blando para el temblor supuesto; los sitios seleccionados fueron SCT, CAO y D84. La particularidad que deben cumplir las historias de tiempo del movimiento del terreno simuladas es que presenten, entre otras cosas, largas duraciones y características evolutivas de amplitudes y de frecuencias, como las de las observadas. Esto es importante debido a que estructuras que sufren deterioro de sus propiedades ante carga cíclica son sensibles a movimientos del terreno con estas características. Además, un análisis de los acelerogramas registrados durante varios sismos en los sitios considerados muestra que un fenómeno local en la dirección de máxima intensidad de Arias se genera en los depósitos de suelo blando, de manera que las duraciones efectivas, la evolución de las amplitudes y, para el sitio CAO, el periodo dominante del terreno presentan dependencia de la intensidad. Dar una explicación a este fenómeno no es el objetivo de esta tesis, pero las observaciones se toman en cuenta para proponer un modelo para simular historias de aceleración en terreno blando congruentes con las observadas.

Se probaron varias alternativas para resolver este problema; sin embargo, la que ofrece mejores resultados es la que se basa en modelar las funciones de transferencia complejas empíricas no suavizadas como la superposición de funciones de transferencia elementales obtenidas de un conjunto de osciladores ficticios de un grado de libertad. Esta solución se basa en una observación de las funciones de transferencia complejas empíricas. Esta observación consiste en que estas funciones muestran cómo se articulan las fuerzas de inercia, disipadoras y restauradoras en cada frecuencia para equilibrar la fuerza actuante externa. Esto se observa a pesar de que los tiempos de registro del movimiento sísmico en terreno blando y en el sitio de referencia estén desfasados; además, como es de esperarse, los movimientos de la fuente inciden en diferentes puntos del valle en diferentes instantes, dependiendo de la frecuencia el tiempo de desfase.

El aspecto que exhiben las funciones de transferencia complejas empíricas no suavizadas es complejo. Por ejemplo, para un sitio dado estas funciones presentan una forma muy irregular, con numerosos picos cuyas localizaciones, amplitudes y fases varían de un evento a otro, y para un mismo sismo estas funciones varían según el componente. Por lo anterior dichas funciones se consideran como funciones aleatorias, y para evaluar la respuesta del terreno la función de transferencia se considera como incierta y se debe simular.

Los parámetros de las funciones de transferencia elementales, los cuales se obtienen mediante un método de identificación en el dominio de la frecuencia, varían de un evento a otro, por lo que dichos parámetros se consideran como variables aleatorias. Debido a lo reducido de las muestras, no es posible construir con los resultados funciones conjuntas de masa y densidad de probabilidades. Una forma de obviar la necesidad de construir esas funciones consiste en obtener una muestra de conjuntos de las propiedades que determinan las funciones elementales. Este es el planteamiento propuesto en este trabajo. Así, para cada simulación de la función de transferencia aleatoria se selecciona aleatoriamente un conjunto de valores de los parámetros de las funciones elementales. Para esto se aprovecha la muestra de conjuntos de parámetros determinada a partir de parejas de acelerogramas en terreno firme y en terreno blando.

El anterior planteamiento permite tomar en cuenta en el proceso de simulación de historias de aceleración la dependencia de la intensidad del sismo de interés. Para esto se recurre al método de linealización equivalente. Además, independientemente del fenómeno de amplificación en el valle, los movimientos simulados presentan largas duraciones, características evolutivas de amplitudes y de

frecuencias, y paquetes de ondas en las largas codas. Esto debido a los bajos amortiguamientos de los osciladores obtenidos de los ajustes, a que la respuesta de los osciladores ajustados con una frecuencia natural alta se atenúa más rápido que la de los osciladores ajustados con una frecuencia natural baja, y por la cercanía de las frecuencias naturales de los osciladores ajustados.

En el Capítulo 4 se plantea brevemente la problemática de la ingeniería de cimentaciones en la zona lacustre del valle de México y la importancia que determinado tipo de cimentación tiene en relación con la interacción suelo-estructura. En particular, se acepta que las estructuras contempladas en este estudio poseen una cimentación a base de un cajón de cimentación complementada con pilotes de fricción. El problema que surge al considerar lo anterior es que no se dispone de herramientas para evaluar la interacción cinemática ni las funciones de impedancia para este tipo de cimentación. Un resultado importante que se desprende de las observaciones de los edificios instrumentados en la ciudad es que para cimentaciones que poseen pilotes de fricción el incremento del periodo dominante de vibrar por efecto de la interacción suelo-estructura es pequeño. Sin embargo, de acuerdo con los resultados de un caso historia reportado acerca de una cimentación de este tipo localizada en la zona lacustre, la restricción que imponen los pilotes al cabeceo de la estructura, y por lo tanto al alargamiento del periodo efectivo, puede reducirse con la intensidad del sismo debido a la transferencia de carga de los pilotes al cajón por efecto de la degradación de la adherencia pilote-suelo. Con base en estas observaciones, con resultados teóricos para cimentaciones a base de un cajón o a base de pilotes y con análisis paramétricos de IDSE de las estructuras contempladas en este estudio, se plantean modificaciones empíricas a formulaciones teóricas simples para la interacción de cimentaciones cilíndricas enterradas, con el fin de introducir el efecto de pilotes de fricción. El sistema de cimentación se considera elástico.

Una vez evaluado el ambiente sísmico en los sitios de terreno blando considerados para el temblor más desfavorable y establecidos los criterios bajo los cuales se considera la interacción dinámica suelo-estructura, se llevaron a cabo los estudios de confiabilidad estructural. Para esto se tomó un conjunto de estructuras formadas por marcos dúctiles de concreto reforzado diseñados conforme a las especificaciones reglamentarias vigentes. Se establece el criterio de falla para el cual se evalúa la confiabilidad. El índice de confiabilidad se relaciona con la probabilidad de que la demanda de deformación asociada a la respuesta dinámica de la estructura no rebase la capacidad de deformación en ninguno de los entrepisos. Se estudia la variación del índice de confiabilidad en términos de parámetros que determinan la resistencia estructural y de parámetros que determinan la intensidad

sísmica actuante en la estructura dúctil. La resistencia estructural (o intensidad resistente) se define como la aceleración del espectro de diseño inelástico, y la intensidad actuante como la relación del desplazamiento espectral esperado en un oscilador inelástico sometido a la muestra de historias de aceleración simuladas entre el desplazamiento de fluencia de la estructura. El oscilador usado es uno de un grado de libertad, considerado como un sistema simplificado de referencia (SSR) de la estructura. La relación fuerza-desplazamiento del SSR para el caso sin interacción se obtiene mediante un análisis de empuje lateral de la estructura completa con base rígida; para el caso de interacción se recurre al criterio del oscilador de reemplazo con base rígida, con relación fuerza-desplazamiento obtenida del empuje lateral con base rígida, pero reducida dicha relación por el efecto de una base elástica. En el primer caso el amortiguamiento asociado al oscilador es el obtenido de la respuesta elástica de la estructura con base rígida; en el segundo caso el amortiguamiento del oscilador es el obtenido de la respuesta elástica del sistema estructura-suelo. Así, la intensidad actuante representa una medida estadística de la demanda de ductilidad global de la estructura; en el caso de interacción, se elimina el efecto de la base elástica para obtener la intensidad actuante. Se establece también el parámetro Δ_Q que representa el incremento o decremento de la intensidad actuante en la estructura por efecto de la IDSE.

Los parámetros con que se define el sistema simplificado de referencia representan parámetros de diseño y para el caso de interacción contemplan los efectos de las funciones de impedancia, de la interacción cinemática y de la inercial, y los efectos que estas interacciones producen en la ductilidad estructural

La variación del índice de confiabilidad con la intensidad resistente y con la intensidad actuante define la función de confiabilidad. Con esta función se puede relacionar la probabilidad de falla del sistema estructural con parámetros que determinan su resistencia y la intensidad sísmica actuante que produce esa falla. Sin embargo, en este estudio la función de confiabilidad (o el índice de confiabilidad) no se usa para evaluar probabilidades de falla, sino para establecer niveles de seguridad. Así, los valores de los índices de confiabilidad asociados a la zona de calibración se considera representan niveles de seguridad confiables.

El índice de confiabilidad varía de manera aproximadamente lineal con la intensidad resistente y, aproximadamente, de manera inversamente proporcional a la intensidad actuante. Por el criterio de falla adoptado se tiene que para estructuras cuyo comportamiento se aproxima al elástico se obtienen

los más altos valores del índice de confiabilidad; para estructuras que desarrollen ductilidades considerables este índice adopta bajos valores. Así, para mayor intensidad actuante mayor demanda de ductilidad y menor índice de confiabilidad; análogamente, para menor intensidad actuante menor ductilidad y mayor índice de confiabilidad.

Se encontró que la intensidad actuante y el parámetro Δ_Q varían con el periodo de manera semejante a como varían, también con el periodo, las aceleraciones espectrales inelásticas asociadas a los movimientos del terreno. Sin embargo, se muestra que Δ_Q es un parámetro claramente representativo de los efectos que la IDSE produce en la respuesta estructural. Por ejemplo, si la IDSE produce un incremento en la intensidad actuante se incrementan las demandas de ductilidad de entrepiso y el índice de confiabilidad se reduce respecto al correspondiente de base rígida; si se reduce la intensidad actuante se reducen también las demandas de ductilidad de entrepiso y el índice de confiabilidad se incrementa respecto al obtenido con base rígida. De lo anterior se deriva la conclusión de que si la intensidad actuante se incrementa por efecto de la IDSE, es posible reducir las aceleraciones espectrales de diseño del caso de base rígida, debido a los incrementos en demandas de ductilidad que produce la IDSE; en cambio, si dicha intensidad actuante se reduce, es necesario incrementar las aceleraciones espectrales de diseño del caso de base rígida, debido a las reducciones en las demandas de ductilidad que produce la IDSE.

Se encontró también que la intensidad actuante se incrementa cuando el periodo efectivo de las estructuras se aproxima, con valores menores, al periodo del terreno; para periodos efectivos mayores que el del terreno la intensidad actuante se reduce. Esta reducción se incrementa a medida que el periodo efectivo de la estructura se aleja del periodo del terreno con valores mayores. Esto significa que en estructuras con periodo cercano pero menor al del terreno la IDSE produce incrementos en las demandas de ductilidad, y para estructuras con periodo mayor al del terreno dicha interacción produce reducción de las demandas de ductilidad. Para estructuras con periodo significativamente mayor al del terreno las reducciones en las demandas de ductilidad también pueden ser significativas.

Los efectos de estructuras esbeltas con periodo efectivo cercano pero inferior al del terreno se reflejan en una magnificación de los incrementos de las demandas de ductilidad producidos por la IDSE. Para estructuras esbeltas con periodo efectivo mayor al del terreno las reducciones en demandas de ductilidad son independientes de la esbeltez

Referencias

1. Abe Y, Sugimoto M, Ohki N, Suzuki Y, Jido J, Hayamizu Y, Hiromatzu T. Dynamic behavior of pile foundation during earthquakes. VIII World Conference on Earthquake Engineering, 1984;III:585-592.
2. Astiz L, Kanamori H, Eissler H. Source characteristics of earthquakes in the Michoacán seismic gap in Mexico. Bull Seis Soc Am, 1987;77(4):1326-1346.
3. Astiz, L, Kanamori H. An earthquake doublet in Ometepepec, Guerrero, Mexico. Phys Earth Planet Inter, 1984;34:24-45
4. Auvinet G, Mendoza MJ. Comportamiento de diversos tipos de cimentación en la zona lacustre de la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Memorias "Los sismos de 1985: casos de mecánica de suelos", Soc Mex Mec Suel, 1986.
5. Auvinet G, Mendoza MJ. Consideraciones respecto al diseño de cimentaciones sobre pilotes de fricción en zonas sísmicas. X Congr Nac Ing Sis, Acapulco Guerrero, 1988.
6. Avilés J, Pérez-Rocha L. Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1996;15:11-27.
7. Borja G, Díaz M, Vázquez A, Del Valle E. Estadísticas de los daños causados por el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México. Memorias del Simposio "Los sismos de 1985: casos de mecánica de suelos", Soc Mex Mec Suel, 1986.
8. Castillo JC. Influencia de criterios de diseño sísmico en demandas de ductilidad locales y globales. Tesis de maestría DEPI-UNAM, 1993.
9. Chávez-García FJ, Bard PY. Site effects in Mexico City eight years after the September 1985 Michoacán earthquakes. Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 1994,13:229-247.
10. Departamento del Distrito Federal (DDF). Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. Diario Oficial de la Federación, México D. F., agosto 1993
11. Departamento del Distrito Federal (DDF). Normas técnicas complementarias para diseño por sismo. Gaceta Oficial del Distrito Federal, México D. F., 27 de febrero de 1995.
12. Departamento del Distrito Federal (DDF). Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto Gaceta Oficial del Distrito Federal, México D. F., 25 de marzo de 1996.
13. Díaz O, Mendoza E, Esteva L. Seismic ductility demands predicted by alternate models of building frames. Earthquake Engineering 1994;10(3):465-487
14. Dobry R, Gazetas G. Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups. Geotechnique, 1988;38(4):557-574

15. Elsabee F, Morray JP. Dynamic behaviour of embedded foundations. MIT, Department of Civil Engineering, Research report R77-33, 1977.
16. Esteva L. Comunicación personal, 1997.
17. Esteva L, Ruiz S. Seismic failure rates of multistory frames. *Journal of Structural Engineering*, 1989;115(2):268-284.
18. Esteva L, Díaz O, Mendoza E, Quiroz N. Reliability based design requirements for foundations buildings subjected to earthquake. Proc. ICOSSAR 89, San Francisco, 1989.
19. Esteva L. Toward consistent reliability design for earthquake. *Reliability and Optimization of Structural System*. Ed. by Rachwitz R, Augusti G, Borri A. Chapman & Hall, London, 1995.
20. Esteva L, Díaz O. Confiabilidad de sistemas estructurales ante sismos. Informe para el CONACYT, Proy 3663PA, Instituto de Ingeniería, UNAM, junio 1999.
21. Esteva L, Díaz O, García J. Reliability functions for earthquake resistant design. ASCE, 2000a.
22. Esteva L, Díaz O, Mendoza E. Reliability index in earthquake resistant design of multi-story frame buildings. 12th World Conf Earthq Eng, Auckland, New Zealand, 2000b.
23. Gazetas G. Analysis of machine foundation vibrations: state of the art. *Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, 1983;2(1):2-42.
24. Jaime A, Romo MP, Ovando E. Características del suelo en el sitio SCT. Instituto de Ingeniería, UNAM, Project 6504, 1987a.
25. Jaime A, Romo MP, Ovando E. Características del suelo en el sitio CAO. Instituto de Ingeniería, UNAM, Project 6504, 1987b.
26. Jaime A. Propiedades dinámicas de la arcilla del valle de México. Tesis doctoral, DEPI-UNAM, 1987
27. Kausel E. Forced vibrations of circular foundations on layered media. MIT, Department of Civil Engineering, Research report R74-11, 1974.
28. Kausel E, Whitman R. The spring method for embedded foundations. *Nuclear Engineering and Design*, 1978;48:377-392.
29. Kaynia A, Kausel E. Dynamic stiffness and seismic response of pile groups. MIT, Department of Civil Engineering, Research report R82-03, 1982.
30. Hanks TC, Kanamori H. A moment magnitude scale. *J Geophys Res*, 1979;84(B5):2348-2350.
31. Hartzell S. Earthquake aftershocks as Green's functions. *Geophys Res Lett*, 1978;5(1):1-4.
32. Iglesias J, Jara M, Aguilar J, Mota O, Terán A, Gómez A, Ortega R, González E, Guerrero JJ, Juárez H, Paniagua JP, Sordo E. Estudio de las intensidades del sismo del 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México. Univ Aut Metr. México, 1987.

33. Lermo J, Chávez-García FJ. Site effect evaluation at Mexico City: dominant period and relative amplification from strong motion and microtremor records. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1994;13:413-423.
34. Meli R. Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del reglamento de construcciones para el Distrito Federal. Instituto de Ingeniería, UNAM, No 375, junio 1976.
35. Meli R. Evaluation of performance of concrete buildings damaged by the September 19, 1985 Mexico Earthquake. Proc. Intl. Conf. on the Mexico earthquake 1985, Factors involved and lessons learned, Sept. 19-21, Mexico City, 1986.
36. Meli R, Ávila JA. The México earthquake of September 19, 1985 – Analysis of building response. *Earthquake Spectra*, 1989;5(1):1-17.
37. Meli R, Mendoza CJ. Reglas de verificación de calidad del concreto. *Revista de Ingeniería LXI*, México, 1991
38. Mendoza E. DRAINER: programa de computadora para el análisis inelástico de marcos planos con interacción suelo-estructura. Informe interno, Instituto de Ingeniería, 1991.
39. Mendoza MJ, Romo MP, Domínguez L, Orozco M, Noriega I, Velasco M. Instrumentación y comportamiento de una cimentación mixta en la ciudad de México durante su construcción e inicio de operación. *Memorias XII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Soc Mex Mec Suel, 1996;1:143-159.
40. Mendoza MJ, Romo MP, Orozco L, Domínguez J, Velasco J, Noriega I. Primera experiencia de instrumentación sismogeotécnica en una cimentación de cajón y pilotes de fricción en México. *XI Congr Nac Ing Sis*, Soc Mex Ing Sis, 1997.
41. Mendoza MJ. Comunicación personal. 1999.
42. Mirza SA, McGregor J. Variations in dimension of reinforced concrete members. *Journal of the Structural Division ASCE*, 1979;105(ST4):751-766.
43. Muria D, Alcántara L, Pérez-Rocha LE, Duran R, Tena A, Macías MA, Vázquez R, Maldonado S. Edificios instrumentados. *Revista Ingeniería Civil*, 1997;343:7-30.
44. Newmark NM, Rosenblueth E. *Fundamentals of earthquake engineering*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1971.
45. Novak M. Dynamic stiffness and damping of piles. *Canadian Geotechnical Journal*, 1974;II(4):574-598.
46. Novak M. Vertical vibration of floating piles. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 1977;103(EMI):153-168.
47. Ordaz M. Estimación de movimientos fuertes ante temblores mexicanos de subducción. Tesis doctoral, DEPMI-UNAM, 1992.

48. Ordaz M, Singh SK. Source spectra and spectral attenuation of seismic waves from Mexican earthquakes and evidence of amplification in the hill zone of Mexico City. *Bull Seism Soc Am*, 1992;82:24-43.
49. Ordaz M, Arboleda J, Singh SK. A scheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground motions from future large earthquakes. *Bull Seism Soc Am*, 1995;85(6):1635-1647.
50. Ordaz M. Comunicación personal, 1996.
51. Park R, Priestley N, Wayne DG. Ductility of square-confined concrete columns. *Journal of the Structural Division ASCE*, 1982;108(ST4):929-950.
52. Paulay T, Priestley N. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons, Inc. 1992.
53. Pérez-Rocha LE. *Respuesta sísmica estructural: efectos de sitio e interacción suelo-estructura*. Tesis doctoral, DEPMI-UNAM, 1998.
54. Powell HG. *DRAIN-2D User's guide*. EERC, University of California, Berkeley, USA 1973.
55. Reséndiz D, Roesset, JM. Soil-structure interaction in Mexico City. *Proc. Intl. Conf. on the Mexico earthquake 1985, Factors involved and lessons learned*, Sept. 19-21, Mexico City, 1986.
56. Romo MP. *Interacción dinámica suelo-estructura en la ciudad de México*. Conferencia de ingreso a la Academia Mexicana de Ingeniería, mayo 1991.
57. Romo MP. Clay behavior, ground response and soil-structure interaction studies in Mexico City. *Third Intl. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis Missouri, USA, 1995.
58. Romo MP. Comunicación personal. 1999.
59. Rosenblueth E, Gómez R. *Comentarios a las normas técnicas complementarias para diseño por sismo*. Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No ES-7, mayo 1991.
60. Rosenblueth E, Ordaz M, Sánchez-Sesma FJ, Singh SK. The Mexico earthquake of September 19, 1985 - Design spectra for Mexico's Federal District. *Earthquake Spectra*, 1989;5(1):273-291.
61. Rosenblueth E, Ordaz M. Maximum earthquake magnitude at fault. *J Eng Mech, ASCE*, 1990;116(1):205-216.
62. Sánchez-Sesma FJ, Chávez-Pérez S, Suárez M, Bravo MA, Pérez-Rocha LE. The México earthquake of September 19, 1985 - On the seismic response of the valley of Mexico. *Earthquake Spectra*, 1988;4(3):569-589.
63. Seed HB. *Influencia de las condiciones locales del suelo en movimientos del terreno y en daños a edificios durante sismos*. Octava conferencia Nabor Carrillo, Soc Mex Mec Suel, 1986.
64. Singh SK, Astiz L, Havskov J. Seismic gaps and recurrence periods of large earthquakes along the Mexican subduction zone: a reexamination. *Bull Seis Soc Am*, 1981;71(3):827-843.

65. Singh SK, Rodriguez M, Esteva L. Statistics of small earthquakes and frequency of occurrence of large earthquakes along the mexican subduction zone. *Bull Seis Soc Am*, 1983;73(6): 1779-1796.
66. Villanueva J, Meli R. Análisis estadístico de propiedades mecánicas de acero de refuerzo producidos en México. Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, sept., 1984.
67. Whitman R, Bielak J. Foundations. In *Design of Earthquake Resistant Structures*. Pentech Press Ltd, London, England 1980.
68. Yeh CH, Wen YK. Modelling of non-stationary earthquake ground motion and biaxial and torsional response of inelastic structures. *Civil Engineering Studies, Structural Research Series Report No 546*, University of Illinois, 1989.
69. Zeevaert L. Compensated friction-pile foundation to reduce the settlement of buildings on the highly compressible volcanic clay of Mexico City. *Proceedings, IVth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, 1957; II:81-86.

A semi-empirical model for the influence of soft soil conditions on realistic acceleration time histories

By

Armando Bárcena Vega¹ and Luis Esteva Maraboto²

¹ Graduate student

² Researcher, Institute of Engineering, UNAM.

Abstract

| | | |
|-----------|---|------|
| 1. | Introduction | I-1 |
| 2. | Semiempirical model of ground motion amplification (SMGMA) | I-3 |
| 3. | Characteristics of the sites considered in this study | I-6 |
| 4. | Application of the SMGMA to model earthquake ground motions of Mexico City | I-7 |
| 5. | Analysis of accelerographic information used in this study | I-8 |
| | <i>5.1 Earthquake ground motion on maximum and minimum energy components</i> | I-9 |
| | <i>5.2 Analysis of the earthquake ground motion at the MX and MN component</i> | I-10 |
| 6. | Calibration of the model | I-12 |
| | <i>6.1 Calibration for earthquakes with equal intensity</i> | I-12 |
| | <i>6.2 Calibration for earthquakes with different intensity</i> | I-14 |
| | <i>6.2.1 The model parameters are not adjusted</i> | I-14 |
| | <i>6.2.2 The model parameters are adjusted</i> | I-15 |
| | <i>6.2.2.1 Equivalent linearization method</i> | I-15 |
| | <i>6.2.2.2 Calibration considering the dependence of the intensity</i> | I-18 |
| 7. | Conclusions | I-20 |
| | Acknowledgements | I-21 |
| | References | I-22 |
| | Tables and figures | I-24 |

Abstract

A semi-empirical model is proposed for the Monte Carlo simulation of acceleration time histories at soft soil sites, corresponding to a time history specified on firm ground. The model assumes that the complex transfer function that translates the Fourier transform of a given acceleration time history on firm ground into the Fourier transform of the resulting motion on soft soil can be handled as a random function that varies from one event to another. For each pair of ground motion time histories recorded both on firm ground and soft soil, a realization of the transfer function can be obtained as the quotient of the mentioned Fourier transforms. Then, it can be expressed in parametric form as the superposition of the transfer functions of a set of oscillators. Some of those oscillators are based on the modal responses predicted by the classical theory of the response of layered soil formations subjected to one-dimensional shear waves. Others are entirely fictitious, and their parameters are obtained by least squares fitting to the complex transfer function obtained from the corresponding pair of records. In order to account for the possible influence of non-linear soil behaviour when the intensity of the ground motion to be estimated differs significantly from that used to obtain the model parameters, the latter are adjusted in accordance with the intensity of interest. Before calibrating the capability of the model by post-dicting time histories recorded during some earthquakes at some sites of the lakebed zone of the Valley of Mexico, an analysis of the records at those sites shows that a local phenomenon is generated during earthquakes, so that the features of the soft-soil acceleration time histories depend significantly on the seismic intensity for components for which the motion presents its maximum intensity; in contrast, the motions on minimum intensity components are independent of the intensity. That phenomenon is attributed in this study to non-linear behaviour of the soft soil layers and taken into account in the calibration. Finally, time histories are simulated for soft soil sites in Mexico City for moderate earthquakes and the September 19, 1985 earthquake ($M_s = 8.1$). The final results show that the simulated motions present amplitude, frequency content, and evolutionary characteristics in both time and frequency domain similar to those of the observed motions.

1. Introduction

It is well known that site effects can greatly modify surface earthquake ground motions. Specially in the lakebed zone of Mexico City, such effects are manifested, in the light of observations, by huge amplifications, evolutionary frequency content, roughly harmonic beats and large increments in the motion duration with regard to the earthquake motions on hard soil. Researchers have carried out numerous studies in order to understand the factors causing such a phenomenon. On the basis of the evidence produced by the first studies [1,2], the one-dimensional model of shear wave propagation was believed appropriate for studying and predicting the seismic response of the soft soil layers in the lakebed zone of the Valley of Mexico.

Even though the damage distribution observed in Mexico City after the 1985 Michoacan earthquake ($M_s = 8.1$) can be correlated with the one-dimensional response of the soft soil formations [3, 4], more careful analyses of accelerometer records and theoretical studies show that the one-dimensional idealization of the response of the lakebed zone, when excited by the motion on firm ground, does not lead to the increase in duration and amplitude of that are typically observed on the soft soil sites [5]. The differences have been attributed to three-dimensional effects of the valley, to surface waves that are locally generated by the mechanical and geological heterogeneity of the soil deposits [4] and to the late arrival of waves following multiple paths from the source [6].

Considerable effort has been devoted to the development of mathematical models to gain some insight into the seismic response of the Valley of Mexico. These include a two-dimensional valley [7]; a three-dimensional valley [8]; a two-dimensional valley that consider small- and large-scale variations of the lakebed zone geometry [9]; the subsoil structure near the recording sites considering local small-scale variations [10] and resonance of horizontally propagating P waves in a laterally confined clay layer [11]. However, these models do not explain the features of earthquake ground motion observed in the valley [6, 12].

Because of the difficulties in establishing a practically applicable wave propagation model capable of taking into account the main factors affecting the seismic response of the valley, some empirical rules have been proposed. One of these, for instance, based on empirical spectral ratios [13] (obtained as the ratios of the ordinates of smoothed Fourier amplitude spectra of ground motions recorded during the same earthquake at a soft-soil site and at a reference firm-ground site) and random vibration theory [14], has been utilized to estimate pseudo acceleration response spectra at several soft-soil sites in

Mexico City. The limitation of this procedure is that it cannot be used to simulate realistic acceleration time histories. In addition, because of the scarcity or, in most cases, lack of information about strong earthquakes, the spectral ratios are generally obtained from low or moderate earthquakes. Under these conditions, the use of this ratios for the prediction of the spectral amplitudes of the soft-soil records resulting from high intensity earthquakes on firm ground may lead to values that overestimate those amplitudes for some frequencies and underestimate them for others, because of the possible influence of nonlinear soil behavior. An interesting property of the smoothed spectral ratios for pairs of accelerograms obtained at soft-soil and firm-ground sites in the Valley of Mexico is that these ratios roughly reproduce the amplification functions predicted by the one-dimensional model [15, 16]. These results suggest that the seismic response of the valley is dominated by the one-dimensional response.

In the present study emphasis is centered on the simulation of realistic time histories of ground acceleration, rather than on the estimation of response spectra. This creates the need for a model to estimate complex transfer functions intended to transform complex Fourier spectrum of an input acceleration time history on firm ground into its counterpart at the surface of a soft soil formation. This is achieved here considering that the empirical transfer function (ETF) results from the superposition of two main amplification patterns. One is determined by the contributions of the dominant modes of vibration of the soft soil layers at the site of interest; the other results from a large number of trains of locally generated waves. The first pattern is essentially the same for all seismic events; it can be predicted by means of conventional modes of the dynamic (nonlinear) response of stratified soil formations. The second pattern is highly uncertain and varies significantly from one event to another. A model of the empirical transfer function that accounts for these two patterns is expressed as the sum of the weighted contributions of a number of simple damped oscillators. In order to take into account the influence of nonlinear soil behavior during high intensity earthquakes, the equivalent linearization method is used to modify the model parameters originally obtained from earthquakes of low or moderate intensity.

As an application, an earthquake ground motion post-diction exercise is carried out for the SCT, CAO and D84 sites, which located in the lakebed zone of the Valley of Mexico City (Figure 1). The CU site located in the hill zone is chosen as the reference site. On the basis of the original ground motion acceleration records on soft soil sites, horizontal directions corresponding to maximum and minimum values of Arias' intensity at those sites were determined. It was observed that for the maximum Arias' intensity direction, the characteristics of the ground motion time histories are highly sensitive to the motion intensity (characterized by the maximum ground acceleration), while the characteristics of the

minimum Arias' intensity components are independent from the intensity. This suggested that the parameters of the empirical transfer function should be made to depend on intensity. For this purpose, the influence of nonlinear behavior of the soft soil layers of the sites in studying is taken into account. It is also concluded that the sampled ETF's can be modeled very well via the proposed method. Once the model parameters are obtained, the capability of that model to reproduce earthquake ground motions observed on soft soil is verified for two cases. In the first case, ground motions are simulated for an earthquake with intensity similar to that used to obtain the model parameters. In the second case, ground motions are simulated for an intensity much larger than that of the earthquakes used to obtain the model parameters. The intensities of the soft-soil ground motions simulated in this manner result significantly larger than those observed. Then, on the basis of the equivalent linearization method, a criterion is proposed to adjust those parameters in accordance with the interest intensity, considering that those differences are caused by the influence of the nonlinear soft soil behavior. Thus, the ground motions are simulated again. The final results obtained in both cases are satisfactorily compared with observed earthquake ground motions.

2. Semi-empirical model of ground motion amplification (SMGMA)

Nonsmoothed ETF's for ground motion accelerations at the SCT site are shown in Figures 2 and 3. A very complicated pattern is observed with details that change from one earthquake to another. This justifies the adoption of an approach that takes the complex transfer function that relates the Fourier spectra of the ground motion time histories on firm ground and soft soil as a random function. A random realization of the transfer function is determined as the quotient of the complex Fourier spectra of the acceleration time histories recorded simultaneously at both sites. That realization can be conveniently represented as the superposition of the weighted responses of a number of linear oscillators with amplitude-dependent stiffness properties. At a given site, some of those oscillators represent the modal responses of a shear beam with geometrical and mechanical properties representative of the local characteristics of the soft soil formation at that site. A number of fictitious oscillators is added to account for the large number of additional peaks observed in the empirical transfer function. These additional oscillators do not have any physical meaning. They are only intended to incorporate into the complex transfer function the information contained in the records about the contributions of a large number of waves with different origins and propagation patterns. The characteristics of these contributions are extremely sensitive to the details of the patterns of the wave trains that arrive at the vicinity of a site of interest, as well as to the unknown details of the geological formations in that vicinity. As a consequence, it is nearly impossible to predict them accurately on the

basis of mathematical models. Because the spectral characteristics (frequency and phase) of these contributions vary largely from one earthquake to another, the fictitious oscillators needed to account for them also vary from one earthquake to another. Thus, a set of fictitious oscillators can be obtained from each available pair of simultaneous records on firm ground and soft soil. If this is done for a number of such pairs, a population of sets of oscillators will be generated that can serve (at least in theory) to estimate a joint probabilistic distribution of their properties. This will also be very difficult to accomplish; a practical alternative consists in generating sets of fictitious oscillators by random sampling from an empirically determined population of those sets. Here, the properties of each set of oscillators are empirically determined by means of an identification process in the frequency domain. In this way, the information obtained from a recorded earthquake can be used to simulate acceleration time histories at a site of interest, specifying as input a recorded or a simulated time history at a reference firm ground site. The influence of nonlinear behavior must be taken into account by proper adjustment of the stiffness and damping properties of the oscillators, as discussed later.

Consider a single complex oscillator with mass equal to m , subjected at its base to a harmonic excitation with amplitude A and frequency ω . The dynamic response equation can be expressed as

$$m \left(\ddot{x} + a \right) + k^* x = 0$$

or

$$\ddot{x} + \omega_0^{*2} x = -a \tag{1}$$

Here $a(t) = A e^{i\omega t}$; k^* is the frequency independent complex stiffness; $\omega_0^* = \Omega_0 (1 + i2\beta)^{1/2}$ is the complex vibration frequency; Ω_0 is the real vibration frequency; β is a frequency independent damping ratio; and $i = \sqrt{-1}$.

Provided that the unknown function $x(t)$ that satisfies Equation 1 is finite in the interval $(0, T)$ and also that $x(t), \dot{x}(t) \rightarrow 0$ when $t \rightarrow T$, then

$$\int_0^T \ddot{x}(t) e^{-i\omega t} dt = \dot{x}(t) e^{-i\omega t} \Big|_0^T + i\omega \int_0^T \dot{x}(t) e^{-i\omega t} dt$$

$$= \dot{x}(T) e^{-i\omega T} - \dot{x}(0) + i\omega [x(T) e^{-i\omega T} - x(0)] - \omega^2 X(\omega) = v + i\omega d - \omega^2 X(\omega) \quad (2)$$

where d and v are constants that depend on the displacement and velocity initial conditions, respectively. Transforming Equation 1 into the frequency domain and using Equation 2, one obtains

$$(\omega_0^{*2} - \omega^2) X(\omega) + i\omega d + v = -A \quad (3)$$

from which the oscillator response expressed in terms of the total acceleration is easily derived:

$$\ddot{X}_T(\omega) = \left(\frac{\omega_0^{*2}}{\omega_0^{*2} - \omega^2} \right) A + \frac{i\omega^3 d + \omega^2 v}{\omega_0^{*2} - \omega^2} \quad (4)$$

If the dynamic response of the system to be identified has j dominant frequencies, Equation 4 becomes

$$\ddot{X}_T(\omega) = \sum_j \left[k_j \frac{\Omega_j^2 (1 + i2\beta)}{\Omega_j^2 (1 + i2\beta) - \omega^2} A(\omega) + \frac{i\omega^3 d_j + \omega^2 v_j}{\Omega_j^2 (1 + i2\beta) - \omega^2} \right] \quad (5)$$

Here $\ddot{X}_T(\omega)$ is the Fourier spectrum of total acceleration at the site of interest; Ω_j is the j^{th} dominant frequency in the ETF (or natural frequency of the j^{th} fictitious oscillator). β is called in this work attenuation parameter (the same value for all oscillators); $A(\omega)$ is the Fourier transform of the ground motion at the reference site; k_j is the participation coefficient of the j^{th} oscillator; d_j, v_j are initial condition constants of the response of the j^{th} oscillator. The initial-condition parameters are included here to account for the fact that the records do not start from rest, or because they may be truncated. Previously, McVerry [17] considered this condition for the identification in the frequency domain of several vibration modes of a seismically instrumented building.

The model given by Equation 5 will be referred to as semi-empirical model of ground motion amplification (SMGMA)

Given the earthquake records both at the site of interest and at the reference site, the parameters β , Ω_j , k_j , d_j y ν_j can be obtained by using the modified Gauss-Newton method for fitting nonlinear regression functions by least squares [18]. According to this method, the square error between the Fourier spectrum of the actual ground motion and that predicted by the model is minimized with respect to the values of the model parameters. Because the process is iterative, initial values of the dominant frequencies (or periods) must be specified by visual inspection of the amplitudes of the ETF. The remaining parameters may have arbitrary initial values.

Once the model parameters have been obtained, it is possible to simulate ground motions at the site of interest for any earthquake input motion specified at the reference site by means of the complex function $A(\omega)$ in Equation 5.

Because the SMGMA does not has a physical base, neither this model nor its parameters will be related to the phenomenon of seismic amplification in the Mexico City. The attenuation parameter of the model depend on the amplitude and duration of the fitted time histories; however, its fitted values will not be presented because the ETF's exhibit certain dispersion in amplitude, in spite of the fact that a rule is employed to reduce that dispersion

3. Characteristics of the sites considered in this study

The SMGMA is used in this study to post-dict ground acceleration time histories recorded during several earthquakes at some sites located at the lakebed zone of the Valley of Mexico City. The sites selected at the lakebed zone are SCT, CAO and D84, and the CU site located at the hill zone is selected as the reference site (Figure 1). A number of important earthquakes have been recorded at these sites. Some parameters of the earthquakes utilized in this study are shown in Table 1.

At the SCT site the fundamental period is 2.0 s [16], and the soil deposit consists mainly of a very soft clay layer of 39 m in thickness, with a shear wave velocity ranging from about 70 to 110 m/s approximately, underlain by very stiff and hard formations (the hard layer), with shear wave velocities of the order of 550 m/s [19] (Figure 17). At the CAO site the fundamental period is 3.2 s [16], and the soil deposit is a even softer clay layer of 56 m in thickness, with a shear wave velocity ranging from 60 to 110 m/s approximately, underlain by the deep hard deposits, with a shear wave velocity of 400 m/s,

approximately [19] (Figure 17). At the D84 site the fundamental period is 1.4 s [16]. Information about the stratigraphic profile of the soil deposit at the D84 site is not available.

At the CU site there is a layer of fractured lava about 12 m deep overlying soft rock with a shear wave velocity ranging from 450 to 600 m/s [19]. It is believed that the conditions at the CU site are reasonably representative of the hard layer that underlies the clay deposits throughout Mexico City [19].

4. Application of the SMGMA to model earthquake ground motions of Mexico City

Each pair of accelerograms utilized in this study to obtain the model parameters was recorded without a common time. However, it was observed that the amplitudes of the empirical complex transfer functions and its phase spectrum appear approximately in cyclic form with the frequency (see for example Figures 4(1-c) and 4(2-c)). This seems to be originated by the delay time of the records. For example, if a delay time appears between the recording times of the input and the output of a linear dynamic system, the corresponding transfer function is multiplied by a harmonic function with a period proportional to the delay time. Then, the amplitudes of the transfer function adopt a cyclic appearance with the frequency in accordance with the delay time (Figures 4(1-b) and 4(2-b)). In spite of this delay time, the dynamic properties of the system do not change. In case of the SMGMA, it was observed that, for each pair of accelerograms utilized to obtain the model parameters, arbitrary delay times between the record at the site of reference and that on firm ground are translated into insignificant changes of the values of the identified parameters. However, the participation factors change of phase.

In addition, it was observed from the same empirical transfer functions that the real part appears approximately out of phase with respect to the imaginary part by an angle of $\pi/2$ rad (see for example Figure 4(1-c)). This can also be observed from the transfer function of a damped linear dynamic system. The imaginary part, which depends on the damping forces, and the real part, which depends on inertia and elastic forces, appear out of phase by an angle of $\pi/2$ rad, in order to equilibrate the externally applied dynamic force (Figures 4(1-a) and 4(1-b)). Thus, by the latter observation the ETF's are considered in this study as indicative of the dynamic equilibrium of the fictitious oscillators used to represent the complex amplification function. In this way, if both the ETF's and the SMGSM (Equation 5) represent systems in dynamic equilibrium, it is not necessary to fit the phase spectrum of the ETF's when the parameters of that model are obtained. On this basis, the phase spectra of fitted transfer functions will not be compared with those of the corresponding ETF's.

The model was fitted using the earthquake motions of some events of Table 1; however only some results are presented. The results for the SCT site at the EW component using the records of events 1 and 3 are shown in Figures 2 and 3, respectively. In each figure the target and fitted time histories are shown together with that used as input. The figures also show response spectra, Fourier amplitude spectra for both target and fitted motion, and the modulus of both target/input and fitted/input transfer functions. As observed from these figures, the fittings are very good, except at high frequencies because of the difficulties in fitting oscillators at these frequencies, where the noise content is larger relative to the signal.

These results lead to the conclusion that the parameters model obtained of this manner catch in detail the amplification effects experimented during the considered earthquake. If these parameters were used to simulate motions for another earthquake, the amplification effects for that earthquake will be supposed the same.

5. Analysis of accelerographic information used in this study

Before calibrating the capability of the model to predict soft-soil earthquake ground motions, it is worth observing some features of the earthquake records in the time domain as related to the seismic intensities. For this purpose, the energy function [20] of a signal will be used, which is defined as

$$E(t) = \int_0^t a^2(\tau) d\tau \quad (6)$$

where $a(\tau)$ is, in this case, the acceleration time history. For example, the slope of the energy function curve describes the evolution of the motion amplitudes. In addition, a function (effective duration function) describing the motion effective duration as function of the motion energy percentage, eliminating the accelerogram tails corresponding to the half of the complementary energy percentage, can be obtained from the energy function. Equation 6 will also be utilized to determinate (principal) components for which earthquake ground motion presents maximum or minimum intensities, so that for a certain azimuth the motion energy is a maximum or a minimum.

In the following, the used response spectra are evaluated for 5 % damping. No smoothing was applied to the Fourier spectra of the earthquake motions used to obtain the model parameters nor to those used as input motion to simulate acceleration time histories at soft soil; however, only smoothed Fourier

amplitude spectra are used with illustrative purposes. In this study, empirical transfer function (ETF) for a given earthquake will be understood as that complex function obtained from the ratio of Fourier spectra of the site of interest divided by that corresponding to the reference site. Spectral ratios, obtained from the ratio between smoothed Fourier amplitude spectra of the site of interest and of the reference site, will be used to illustrate the ETF's.

5.1 Earthquake ground motion on maximum and minimum energy components

The accelerograms utilized in this study correspond to components for which the energy of the recorded earthquake ground motion presents a maximum (MX component) or a minimum (MN component). For this purpose, the ground motions recorded at the EW and NS components were simply rotated. The ground motions exhibit maximum intensities for the MX component and minimum intensities for the MN component. For example, the accelerograms for the SCT site at the EW and NS components recorded during the earthquake of September 19, 1985 (event 1, Table 1) and the corresponding horizontal particle motion are shown in Figure 5a. The particle motion shows that exist components for which the ground motion presents larger or less amplitudes than those recorded at the EW and NS components. The accelerograms for the MX and MN components and the horizontal particle motion polarized on these components are shown in Figure 5b. The energy functions corresponding to the preceding time histories are depicted in the Figure 5c. Because the energy functions corresponding to the MX and MN components involve to those corresponding to the EW and NS components, it imply that the acceleration time histories for the MX and MN components present amplitudes larger and less, respectively, than those for the EW and NS components.

The response spectra corresponding to the earthquake ground motions at the SCT, CAO, D84 and CU sites for the EW, NS, MX and MN components recorded during the earthquakes considered in this study are shown in Figure 6. It is observed that although at the CU site the response spectra for the NS component are in all cases of larger amplitude than those corresponding to the EW component, at the SCT and CAO sites it does not always happen so; in contrast, at the D84 site the response spectra for the EW component is in all cases of larger amplitude than those corresponding to the NS component. It is possible that the azimuth of the incident earthquake motion and the site effects provoke the above phenomenon; however, it is not the purpose of this study to explain that phenomenon. Only it is considerate that the ETF's for either the EW component or NS component are not an appropriate indicator of the seismic amplification. On the other hand, it can be seen that (Figure 6) the response

spectra present generally larger ordinates for the MX component and less ordinates for the MN component than those corresponding to the EW and NS components.

It is considered that the ETF's obtained from earthquake ground motions at components for which the signal energy is a maximum (or a minimum), both at soft soil and firm ground locations, are representative of the seismic amplification experimented during the corresponding earthquake with respect to firm ground. Although not shown here, very different amplifications were observed between the EW and the NS components for a same earthquake and from an earthquake to another, but for the MX and MN components the amplifications were similar to each other for a same earthquake and more stable from an earthquake to another.

In the following, only the earthquake ground motion at the MX and MN components will be used. The orientation of these components varies from an earthquake to another; however, this variation will not be taken into account in this study.

5.2 Analysis of the earthquake ground motion at the MX and MN components

In this section, some features of the accelerograms at the MX and MN components are analyzed in accordance with the intensity. For this purpose, the maximum ground acceleration (MGA) is considered as a parameter to determine the motion intensity.

The accelerograms at the MX component for the SCT, CAO, D84 and CU sites and for events 1 to 4 are shown in Figure 7, and in Figure 8 similar information is presented, but for the MN component. The accelerograms for each site are ordered in columns and in each column according to the intensity. The normalized energy and effective duration functions corresponding to the those accelerograms are also shown (the effective duration functions were obtained considering the rule recommended by Ordaz & Reinoso [21] to obtain the motion effective duration. For example, for a given accelerogram the effective duration for the abscissa corresponding to 90 % energy of the effective duration curve (for example, anyone of Figure 7) was obtained considering the lapse for which the energy varies from 5 to 95 %).

The accelerograms recorded at the CU site during events 1 and 2 were very short so that it does not permit to appreciate the evolution of the acceleration time histories on firm ground during those earthquakes. In order to gain a insight into that evolution the accelerograms recorded during those

earthquakes at the TAC site, which located on firm ground as well (Figure 1), are additionally shown in the fifth column of Figures 7 and 8.

It is interesting to observe that for the MX component (Figure 7), with the exception of the acceleration time history for the CAO site with event 1, the features of the soft-soil ground motions exhibit a strong dependence of the MGA. Namely, the higher the time history intensity, the shorter the duration of the high-intensity phase and the steeper the curve of the energy function. In contrast, the motions at firm ground show (Figure 7) evolution independent of the intensity, and for energy percentages lower than 80 %, the effective duration is also independent of the intensity.

On the other hand, for the MN component it is observed (Figure 8) that both the amplitude evolution and the effective duration of the motions show no dependence from the intensity. It can be seen that for events 3 and 4 the ground motion amplitude at the CU site is so small that the motion intense phase is hardly noticed, so that the effective duration function for these cases does not reflect the expected tendencies.

The preceding observations seem to indicate that for the MX component exist a local phenomenon modifying the characteristics of the soft-soil earthquake ground motions in accordance with the seismic intensity; in contrast, for the MN component the ground motions show independence of the intensity.

It is not the purpose of this study to explain this phenomenon; however, the observations must be taken into account when ground acceleration time histories are simulated for certain seismic intensities. Because the acceleration time history observed at soft soil sites can be modeled in detail by means of the SMGMA, given the corresponding time history at firm ground, the preceding observations can be taken into account when the simulated acceleration time histories are as intense as those used to obtain the model parameters. Otherwise, the model parameters must be modified according to the intensity of interest.

That earthquake ground motions at the MX component depend on the seismic intensity may be due to nonlinear behavior of the soft soil layers, since, in first place, the motion intensity at the MX component is larger, and in some cases much larger, than that at the MN component, and in second place, it seems to be that such a phenomenon of dependence of the intensity is a local phenomenon, or at least with regard to the reference site

In order to simulate acceleration time histories depending on the seismic intensity on soft soil, in this study that phenomenon will be supposed due to nonlinear soft soil behavior at the sites in studying. Thus, when the model parameters are obtained from earthquake motions with intensity different to those to be simulated, these parameters will be adjusted in accordance with the intensity of interest, considering nonlinear soil behavior at the soil deposits of the site.

6. Calibration of the model

This section is concerned with the calibration of the capability of the model proposed by post-dicting the ground motions recorded at the SCT, CAO and D84 sites during a number of earthquakes. This calibration is carried out considering two conditions. In the first one, the records to be used as target motions are as intense as those used to obtain the model parameters. In the second one, the intensity of the target motions is larger than that of the motions used to obtain the model parameters. In the latter, a procedure based on the equivalent linearization method is proposed in order to adjust the model parameters in accordance with the intensity of interest. The calibration is done by comparing acceleration time histories, response spectra, acceleration Fourier amplitude spectra, number of zero-crossing and energy functions of the simulated motions with those corresponding to the observed motions. Because of the difficulties in fitting oscillators at high frequencies when the model parameters are obtained, as it was shown in Figures 2 and 3, and for the purpose of comparing the target time histories with those observed, in the target motion the frequencies larger than the natural frequency of the oscillator fitted with the maximum frequency were filtrated; likewise, a time window of the target time history considered in each case was taken from the instant in which its corresponding energy function rises up in the same rate as that corresponding to the simulated time history.

6.1 Calibration for earthquakes with equal intensity

In this section, the ground motions recorded at the SCT, CAO and D84 sites during several earthquakes are used as target motions. For the SCT site the motion used was that of event 5 at the MX component; for the CAO site, of event 6 at the MX component; and for the D84 site, of event 6 at the MN component. The ground motions of event 3 were used to obtain the model parameters for the three sites: for the SCT and CAO sites at the MX component, and for the D84 site at the MN component. The reason for having selected these events and components is due to the fact that the MGA's of the motions used to obtain the model parameters are very approximate to those of the target motions (see Table 1 and Figure 12). It is worth noticing that the event 3 was a subduction earthquake, while both

events 5 and 6 were normal earthquakes (Table 1). It was shown in Figures 2 and 3 that the soft-soil ground motions can be modeled very well via the model proposed so that the results of the fittings to obtain the model parameters are not presented.

The results of the calibration for the SCT site are shown in Figure 9. In this figure the characteristics of the simulated motion are compared with those of the observed motion. The acceleration time history used as input to model is also shown. It can be seen that the simulated motion reproduce satisfactorily the characteristics of the observed motion, except that the amplitude of the former results slightly overestimated. Analogously, the results of the calibration for the CAO and D84 sites are shown in Figures 10 and 11, respectively.

According to these results the simulated motions exhibit realistic characteristics in both time and frequency domain and reproduce satisfactorily the observed ground motions, in spite of the fact that the model parameters and the earthquake motions used as target correspond to different earthquakes, but with the similar intensities. This could be questioned because of the following. The fact of having modeled the soft-soil acceleration time histories (or the EFT's) in detail to obtain the model parameters for a given earthquake would imply to consider the seismic response of the sites in studying as a deterministic problem when those same parameters are used to post-dict (or pre-dict) soft-soil acceleration time histories for another earthquake. However, it can be seen from Figure 12 that in spite of earthquakes with different origin, the statistical characteristics (quantified by number of zero-crossing, energy functions and acceleration Fourier amplitude spectra) of the acceleration time histories used as target and those used to obtain the model parameters are very similar to each other; specially for the D84 site the agreement is excellent.

On the other hand, it is interesting to observe the transfer functions implicitly considered in the model and those derived from the earthquake records used to calibrate the model. For this purpose, the spectral ratios corresponding to those transfer functions are shown in Figure 13. The spectral ratios identified as *of observed motions* were precisely obtained from the observed ground motions used for the calibration; likewise, the ratios identified as *of parameters fitted from event 3* were obtained from the ratio of the Fourier amplitude spectra of the acceleration time histories fitted for event 3 divided by the corresponding amplitude spectra of the acceleration time histories used as input for those fits. It is observed that for each site the spectral ratios obtained for the two cases are very similar to each other, in spite of the fact that they correspond to different mechanism earthquakes (see Table 1). The more notable differences among those ratios are for the case of the D84 site; however, when the complex

spectra are considered the differences between the simulated and the observed motions are not significant (see Figure 11). It is also observed (Figure 13) that the spectral ratios derived through the model reproduce some peaks of the spectral ratios derived from the observed ground motions.

In short, that the simulated motions resulted compatible with the observed motions depend rather on the fact that the features of the ground motions used as target and those used to obtain the model parameters are statistically similar so that the simulated motions must also be seen from this manner. It is not the purpose of this study to explain that phenomenon nor generalize it to the whole Mexico City valley, but rather to justify the model calibration. As shown in the next section, if the intensities of the earthquakes considered are very different, it is difficult reproduce the observed motions.

6.2 Calibration for earthquakes with different intensity

This section deals with the calibration of the capability of the model to predict the acceleration time histories recorded during the September 19, 1985, Michoacan earthquake ($M_s = 8.1$; event 1) at the SCT and CAO sites for the MX component. For this purpose, the ground motions of events 2, 3 and 4 are used to obtain the model parameters. The model was excited with the ground motion recorded during event 1 at the CU site for the MX component, which is depicted in Figure 14. The calibration is carried out for two cases. In the first case, that the model parameters were obtained from less intense earthquakes is ignored. In the second case, the model parameters are adjusted in accordance with the intensity of the earthquake of interest.

6.2.1 The model parameters are not adjusted

The results obtained for the SCT site are shown in Figure 14. The differences between the response spectrum of the simulated motion and that of the observed motion, from a practical point of view, are not significant; however, the differences between the simulated and the observed acceleration time histories are too significant. It can be seen that the less the intensity of the earthquakes used to obtain the model parameters (see Table 1), the larger the duration of the acceleration time history. In addition, it can be noticed that simulated motions show a dominant vibration period lightly less than that of the observed motion.

The results for the CAO site are shown in Figure 15. It is observed that the simulated motions exhibit amplitude similar to that of the observed motion, but with less duration. Significant differences exist between the frequency content of the simulated motions and that of the observed motion.

In spite of the short duration of the input acceleration time history, it is interesting to observe from Figures 14 and 15 that time histories with large duration were simulated. The reason of this is due to the very low values of the parameter β identified for the SMGMA. For example, for the SCT site values of 1.25, 0.56 and 0.28 % were evaluated, respectively, for events 2, 3 and 4; for the CAO site values of 0.95, 1.47 and 0.53 % were evaluated respectively for these same events. As expected, the response of a group of oscillators vibrating with those levels of damping would be very long

It is supposed that the differences found between the simulated and the observed motions at the sites in studying are generated by effects of the seismic intensity. This due to two reasons: in first place, the earthquake ground motions at the MX component depend on seismic intensity (Figure 7), and in second place, the model parameters were obtained from motions less intense than the target motion. In order to simulate acceleration time histories with intensity different from that of the motions used to obtain the model parameters, the latter must be corrected in accordance with the intensity of interest.

6.2.2 The model parameters are adjusted

In this section, the calibration of the model is carried out considering the model parameters adjusted in accordance with the intensity of interest. For this purpose, a simple procedure is proposed to perform that adjust.

6.2.2.1 Equivalent linearization method

That the earthquake ground motions depend on the intensity is supposed in this study due to nonlinear behavior of the soft soil layers in the valley. In this way, if we want to simulate a set of ground motion time histories on soft soil corresponding to a firm-ground record with an intensity different from that utilized to obtain the model parameters, the latter must be adjusted in accordance with the strain level developed in the soil deposit of the site of interest as a result of the seismic intensity level of the excitation. For this purpose, the parameter β of Equation 5 will be considered as a parameter proportional to the average damping η associated with the response of the soil deposit of the site. The equivalent linearization method and the uni-dimensional shear wave propagation theory will be utilized

for modifying the parameter β and the fitted dominant frequencies Ω_j according to the intensity. It is supposed that the seismic response of the soft soil formations under the site studied is dominated by the uni-dimensional response and the surface waves are locally generated.

Because the model has been semi-empirically established, the introduction of the effects of nonlinear soil behavior will also be semi-empirical, based on the equivalent linearization method. This method consists [22] in performing a linear analysis of the system, considering dynamic properties (shear modulus G and damping ratio η) that depend on the strain levels developed in the system when responding to the input motion. The ratios between these properties for such strain levels and those corresponding to very low strains are indicative of the average degree of degradation of the soil layers due to the intensity of the earthquake considered. In order to account for this effect, adequate expressions must be adopted to relate G and η with the strain level.

A manner of taking into account the mentioned effect consists in associating the SMGMA with a homogeneous layer, which will be equivalent to the system of soft soil layers located between the surface of firm ground and the top of soil layers at the site of interest (see Figure 16). The homogeneous layer will be characterized by h (thickness), η , ρ (mass density) and G (or $v_s = \sqrt{G/\rho}$: shear wave velocity). We could take h equal to the depth of the layered soil deposit at the site of interest and ρ equal to the corresponding average mass density; however, as shown later, only the variation of G and η according to the intensity needs to be preserved. The ratios of the values of G and η corresponding to the intensity of the interest earthquake to their values for a reference intensity will be denoted as degradation factors F_G (for shear modulus) and F_η (for damping ratio). Through these factors the nonlinear soil behavior will be taken into account in the model.

In order to connect the degradation factors with the model parameters Ω_j and β , consider the following. The fundamental frequency f_0 of the ETF will be supposed related to the characteristics of the homogeneous layer by

$$f_0 = \frac{1}{4h} \sqrt{F_G G / \rho} = \frac{v_s}{4h} \sqrt{F_G} \quad (7)$$

The degradation factor F_G will be the unity for the earthquake utilized to obtain the parameters of the model. The other dominant frequencies of the ETF, corresponding to the natural frequencies of different oscillators fitted to the ETF, are taken proportional to f_0 : any change of G will affect them in the same proportion as it affects f_0 . Thus, in accordance with Equation 7, all the dominant frequencies in the SMGMA will be modified proportionally to the square root of F_G .

In the SMGMA the effective damping is represented by the parameter β . The product $F_\eta\beta$ will give the damping modified by nonlinear soil behavior.

In order to obtain the degradation factors F_G and F_η , the response of the layered soil formation under the site of interest will be analyzed for two ground motion excitations on firm ground (point A in Figure 16). In case A, the excitation will coincide with that employed as input to determinate the initial values of the SMGMA parameters. In case B, the excitation will have an intensity equal to that of the seismic events being simulated. Average values of shear modulus and damping for the layered system will be obtained from each analysis. The degradation factors F_G and F_η will be, respectively, the ratios of the average values of G and η for case B divided by those corresponding to case A.

Finally, the model can be expressed by a modified version of Equation 5:

$$\ddot{X}_T(\omega) = \sum_j \left[k_j \frac{F_G \Omega_j^2 (1 + i2\beta F_\eta)}{F_G \Omega_j^2 (1 + i2\beta F_\eta) - \omega^2} A(\omega) + \frac{i\omega^3 d_j + \omega^2 v_j}{F_G \Omega_j^2 (1 + i2\beta F_\eta) - \omega^2} \right] \quad (8)$$

The initial-condition parameters are not modified, because they are not part of the dynamic system; however, they are kept when simulations are done in this study, independently of the assumptions made about the soil behavior.

As a consequence of the assumption that the seismic response of the site of interest is dominated by the one-dimensional response and the surface waves are locally generated, the degradation factors are considered adequate when evaluated by means of the one-dimensional model, in spite of its limitations to evaluate the response of the Valley of Mexico.

On the other hand, comparative studies between results of the equivalent linearization method and the step-by-step nonlinear analysis [23] show that maximum values of accelerations, stresses and strains for multi-layered soil deposits subjected to uni-dimensional shear wave propagation predicted by both methods are very similar. Therefore, the equivalent linearization method is considered adequate to estimate the degradation factors, because they dependent only on the maximum strains developed in the stratigraphic profile.

6.2.2.2 Calibration considering the dependence of the intensity

In this section, the influence nonlinear soil behavior was included in the calibration, considering as input the record on firm ground of event 1. For this purpose, use was made of the shear wave velocity profile of the soil deposits of the SCT and CAO sites (Figure 17), which are based on direct measurements of the shear wave velocities of the various soil layers at those sites [19]. An average unit weight of 1.2 t/m^3 was considered. The properties of the stratigraphic profiles thus defined are considered corresponding to low levels of strain (0.0001 %). The dynamic properties of the layered soil deposit were assumed to be related with the strain level in accordance with the equations proposed by Romo [24]. These equations, which obtained by means of numerous laboratory tests, express the variation of the dynamic properties of Mexico City clays in terms of shear strain, and depend on the plasticity index (I_p) and the relative consistency (I_r) of the soil. In accordance with field test and laboratory studies, I_p varies from about 200 to 280 % at the SCT site [25], and from 80 to 190 % at the CAO site [26]. A average value of $I_p = 240 \%$ was considered for the SCT site, and of $I_p = 125 \%$ for the CAO site. A value of $I_r = 0.163$ was considered for both sites. The resulting curves of dynamic properties are shown in Figure 18.

The soil deposits were modeled as a horizontally layered system subjected to shear wave vertical propagation and analyzed by means of the Thomson-Haskell approach. The shear modulus and damping constants in the soil deposit were evaluated as functions of the effective strain levels associated with the response of that deposit to the ground motion excitations at the CU site. Those parameters were estimated for the earthquake of interest (event 1) and those used as reference (event 2, 3 and 4). Only the results for the SCT site are shown in Figure 19. It is observed that the damping along the soil-deposit depth suffers larger modifications with the excitation intensity than the shear modulus, as consequence of the shape of the soil dynamic properties curves. For example, for clays as that of the SCT site with a $I_p = 240 \%$ and for a shear strain of 0.1 % it can be seen (Figure 18) that the shear modulus suffer scarcely a reduction of 9 %, while the effective damping is multiplied by a factor

of 3 approximately (although not shown here, for the stratigraphic profile of the SCT site average effective shear strains of about 0.1 % can be reached for event 2 according to the uni-dimensional model). This can be more severely reflected in a reduction of the response duration and its amplitude than in the lengthening of the dominant periods.

The resulting degradation factors are presented in Table 1. These factors indicate that if we want to simulate acceleration time histories through the SMGMA for event 1, for example, at the SCT site with parameters evaluated from ground motions of event 4 and considering the influence of the nonlinear soil behavior, the factors $F_{\eta} = 2.908$ and $F_G = 0.962$ must be considered in Equation 8.

Finally, the resulting acceleration time histories simulated for the SCT site are displayed in Figure 20. By comparing Figures 14 and 20, it is observed that in general the agreement between the characteristics of the simulated motions and those of the observed becomes to be better when the nonlinear soil behavior is take into account. The duration of the simulated time histories suffered considerable reduction, specially if the difference between the intensity of the earthquake of interest and that of the earthquake employed to obtain the model parameters is significant. As expected, the dominant periods of the simulated motions shift lightly towards longer periods as compared with those obtained when the influence of the soil behavior was ignored (Figures 14 and 20).

The results for the CAO site are displayed in Figure 21. It is observed that the characteristics of the simulated motions agree better with those of the observed motions when the soil behavior is taken into account (Figures 15 and 21). It is can be seen that although certain differences still exist between the simulated and the observed motions, the features of the simulated motions are similar to each other. These differences are a consequence of that the features of the ground motion recorded during event 1 do not follow the tendencies observed with events 2, 3 and 4 according to the intensity (Figure 7).

In spite of the short duration of the excitation (Figure 14), the time and frequency characteristics of the simulated acceleration time histories (i. e. long durations, evolutionary frequency-content and the wave packages appointed late arriving wave trains) are realistic representations of their recorded counterparts. Independently of the seismic amplification phenomenon experimented in the valley, those characteristics are achieved here due to the low damping values of the fictitious oscillators, to that the rate of decay of the response is much faster for the high frequency oscillators than for those with low natural frequency, and to that close frequencies with dynamic participation factors of the same order appear when oscillator are fitted to the non-smoothed EFT's

The last observation can be illustrated in Figure 22, where time histories are fitted to a target motion in different ways. First only one oscillator is used and the resulting time history does not have any beats. However, when another oscillator with a frequency close to that of the first oscillator and with an amplitude in its the dynamic response of the same order to that of the first oscillator is additionally adjusted, beats appear along the whole generated time history. In spite of using only two oscillators, the simulated time history and its corresponding response spectrum show features similar to those obtained from the record.

7. Conclusions

A semi-empirical model has been proposed for the simulation of realistic acceleration time histories at soft soil sites for a specified time history on firm ground. The model works with empirically determined complex transfer functions that relate the ground motions observed during earthquakes at both soft-soil and firm ground sites. These empirically determined functions are taken as realizations of a random function, expressed as the superposition of the contributions of a number of simple damped oscillators with uncertainly known properties that vary from one event to another. The model is calibrated by fitting and post-diction exercises of earthquake ground motions recorded at some sites of the lakebed zone of Mexico City. It is shown that the soft-soil earthquake ground motions can be modeled in detail via the model proposed, given the corresponding time history on firm soil. Then, it is concluded that the model parameters obtained in this manner catch in detail the amplification effects experimented during the earthquake considered. Before calibrating the capability of the model to post-dict recorded acceleration time histories at sites considered, an analysis of the earthquake records at those sites is carried out. It is observed that the parameters determined with the records from one earthquake can be used to generate ground motion time histories at the same soft soil site for another seismic event, provided the firm ground intensities of both events are similar. If the firm ground intensity of the event for which the soft soil ground motion is to be predicted is higher than that used to obtain the transfer function, an adjustment needs to be introduced. On the basis of the available information, this adjustment is similar to that conventionally made to account for the influence of nonlinear soil behavior on shear beam models of the local soil response. The adequacy of the criterion proposed has been calibrated on the basis of the amplitude, frequency content, and evolutionary characteristic in both time and frequency domain of the simulated motions and of those recorded.

The time and frequency characteristics of the simulated acceleration time histories (long durations, late arriving wave trains, evolutionary frequency-content) are realistic representations of their recorded

counterparts. This results from the low damping values of the fictitious oscillators with close frequencies and with dynamic participation factors of the same order. It is also significant that the rate of decay of the response is much faster for the high frequency oscillators than for those with low *natural frequency*.

Acknowledgements

The study presented in this paper is based on the first author's doctoral thesis. The acceleration records used here were obtained and processed by personnel of the Institute of Engineering, UNAM. The financial support of the Government of Federal District of Mexico is gratefully acknowledged.

References

- [1] Rosenblueth E. Teoría del diseño sísmico sobre mantos blandos, Ediciones ICA, Serie B, México D.F, 1952;14:3-12.
- [2] Zeevaert L. Strong ground motions recorded during earthquake of may 11th and 19th, 1962, in Mexico City. Bull. Seism. Soc. Am. 1964;54:209-231.
- [3] Romo MP, Seed HB. Analytical modelling of dynamic soil response in the Mexico earthquake of sept. 19, 1985. Procs. Intl. Conf. on the 1985 Mexico Earthquake, Factors Involved and Lessons Learned, Sept. 19-21, Mexico, 1986.
- [4] Sánchez-Sesma FJ, Chávez-García FJ, Suárez M, Bravo MA, Pérez-Rocha LE. On the seismic response of the Valley of Mexico, Earthquake Spectra, 1988;4:569-589.
- [5] Kawase H, Aki K. A study on the response of a soft basin for incident S, P and Rayleigh waves with special reference to the long duration observed in Mexico City, Bull. Seism. Soc. Am. 1989;79:1361-1382.
- [6] Singh SK, Ordaz M. On the origin of long coda observed in the lake-bed strong-motion records of Mexico City, Bull. Seism. Soc. Am., 1993;83:1298-1306.
- [7] Sánchez-Sesma FJ, Campillo M, Bard PY, Gariel JC, Aki K. The great 1985 Michoacan Earthquake: a unified approach considering source, path and site effects. In *Engineering Seismology and Site Response*, A. S. Cakmac and I. Herrera (editors), Computational Mech. Pub. Southampton, 1989, 53-75.
- [8] Pérez-Rocha LE, Sánchez-Sesma FJ. Efectos tridimensionales en la respuesta sísmica de valles aluviales. IX Congreso Nacional Sísmica, Colima, México, 1991.
- [9] Bard P, Campillo M, Chávez-García FJ, Sánchez-Sesma FJ. A theoretical investigation of large and small-scale amplification effects in Mexico City Valley, Earthquake Spectra, 1988;4:609-633.
- [10] Faccioli E, Taghlini A, Paolucci R. Effects of wave propagation in random earth media on the seismic radiation spectrum. In *Structural Dynamics and Soil-structure Interaction*, A. S., Cakmac and I. Herrera (editors), Computation Mech Pub., Southampton, 1989, 61-75
- [11] Seligman TH, Alvarez-Tostado JM, Mateos JL, Flores J, Novaro O. Resonant response models for the Valley of Mexico-II. The trapping of horizontal P waves, Geophys. J. Int., 1993;113:449-62
- [12] Chávez-García FJ, Bard PY. Site effects in Mexico City eight years after the September 1985 Michoacan earthquakes. Soil Dyn Earthq Eng 1994;13:229-247.
- [13] Singh SK, Lermo J, Domínguez T, Ordaz M, Espinosa JM, Mena E, Quass R. The Mexico earthquake of September 1985 – A study of seismic waves in the Valley of Mexico with respect to a hill zone site. Earthq Spectra 1988;4 653-73.

- [14] Ordaz M, Pérez-Rocha LE, Reinoso E, Montoya C. Sistema de computo para el cálculo de espectros esperados de respuesta en la ciudad de México. XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver. México, 1997.
- [15] Reinoso E, Ordaz M. Spectral ratios for Mexico City from free-field recordings. *Earthquake Spectra* 1999;15(2):273-295.
- [16] Lermo J, Chávez-García FJ. Site effect evaluation at Mexico City: dominant period and relative amplification from strong motion and microtremor records. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 1994;13:413-423.
- [17] McVerry GH. Structural identification in the frequency domain from earthquake records. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1980;8:161-180.
- [18] Bard Y. *Nonlinear Parameter Estimation*. Academic Press, New York and London, 1974.
- [19] Seed HB, Romo MP, Sun JI, Jaime A, Lysmer M. Relations between soil conditions and earthquake ground motions. *Earthquake Spectra*, 1988;4:687-729.
- [20] Yeh CH, Wen YK. Modeling of non-stationary earthquake ground motion and biaxial and torsional response of inelastic structures. *Civil Engineering Studies, Structural Research Series Report No. 546*, University of Illinois, 148pp, 1989.
- [21] Ordaz M, Reinoso E. Uso de teoría de vibraciones aleatorias en la determinación de los espectros de diseño del reglamento para las construcciones del Distrito Federal. Mem VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. México, p. A155-A167, 1987.
- [22] Seed HB, Idriss IM. Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes, *ASCE J. Soil Mech Found Div* 1969;95:99-137.
- [23] Martin PP, Seed HB. One-dimensional dynamic ground response analyses. *J Geotechnical Engineering Division, ASCE* 1982;108(GT7):935-952.
- [24] Romo MP. Clay behavior, ground response and soil-structure interaction studies in Mexico City. *Third Intl. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis Missouri, USA, 1995.
- [25] Jaime A, Romo MP, Ovando E. Características del suelo en el sitio SCT. Instituto de Ingeniería, UNAM, Project 6504, 1987.
- [26] Jaime A, Romo MP, Ovando E. Características del suelo en el sitio CAO. Instituto de Ingeniería, UNAM, Project 6504, 1987.

| Event | Date | Ms | Distance to CU (km) | Fault | CU | | SCT | | CAO | | D84 | |
|-------|-------------|-----|------------------------|---------|---------------|--------|---------------|------------|-------|---------------|------------|--------|
| | | | | | MGA (g) MX | MN | MGA (g) MX | F_{η} | F_G | MGA (g) MX | F_{η} | F_G |
| 1 | Sep 19 1985 | 8.1 | 382 | Subduct | 0.0331 | 0.0365 | 0.1911 | | | | | |
| 2 | Apr 25 1989 | 6.9 | 328 | Subduct | 0.0122 | 0.0086 | 0.0454 | 1.571 | 0.980 | 1.358 | 0.850 | 0.0226 |
| 3 | Sep 14 1995 | 7.2 | 305 | Subduct | 0.0078 | 0.0038 | 0.0264 | 2.316 | 0.967 | 2.768 | 0.725 | 0.0196 |
| 4 | Jan 11 1997 | 7.3 | 411 | Normal | 0.0059 | 0.0030 | 0.0129 | 2.908 | 0.962 | 3.724 | 0.683 | 0.0129 |
| 5 | Jun 15 1999 | 6.7 | 219 | Normal | 0.0119 | 0.0125 | 0.0272 | | | | | |
| 6 | Sep 30 1999 | 7.4 | 441 | Normal | 0.0084 | 0.0082 | 0.0359 | | | | | 0.0261 |

MGA: maximum ground acceleration

Table 1

Earthquake events considered in this study, date of their occurrence, magnitude, epicentral distance to the CU site, fault mechanism and maximum ground acceleration recorded at the CU, SCT, CAO and D84 sites during those events; in addition, degradation factors to simulate motions for the SCT and CAO sites corresponding to event 1 with parameters obtained from events 2, 3 and 4.

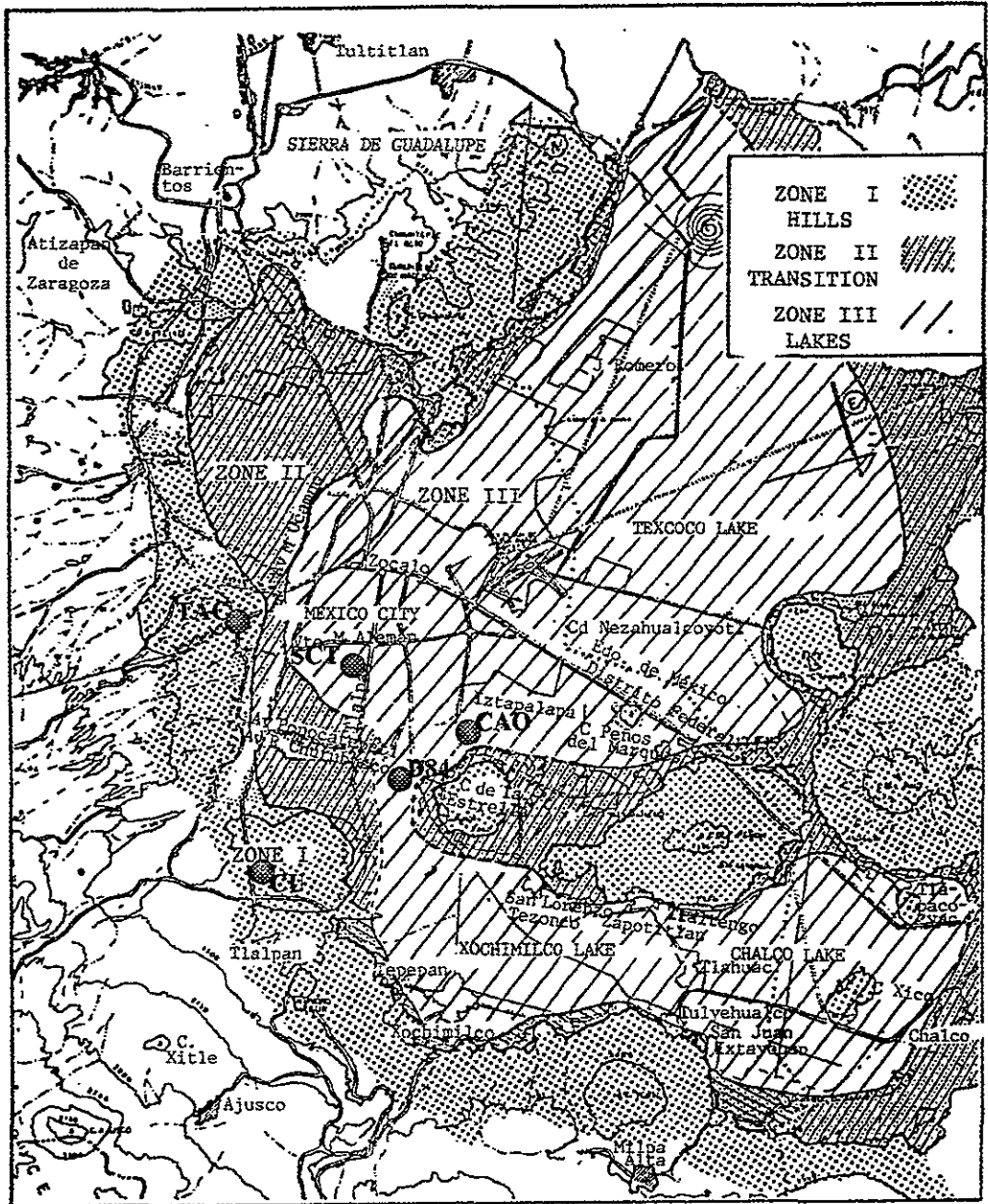
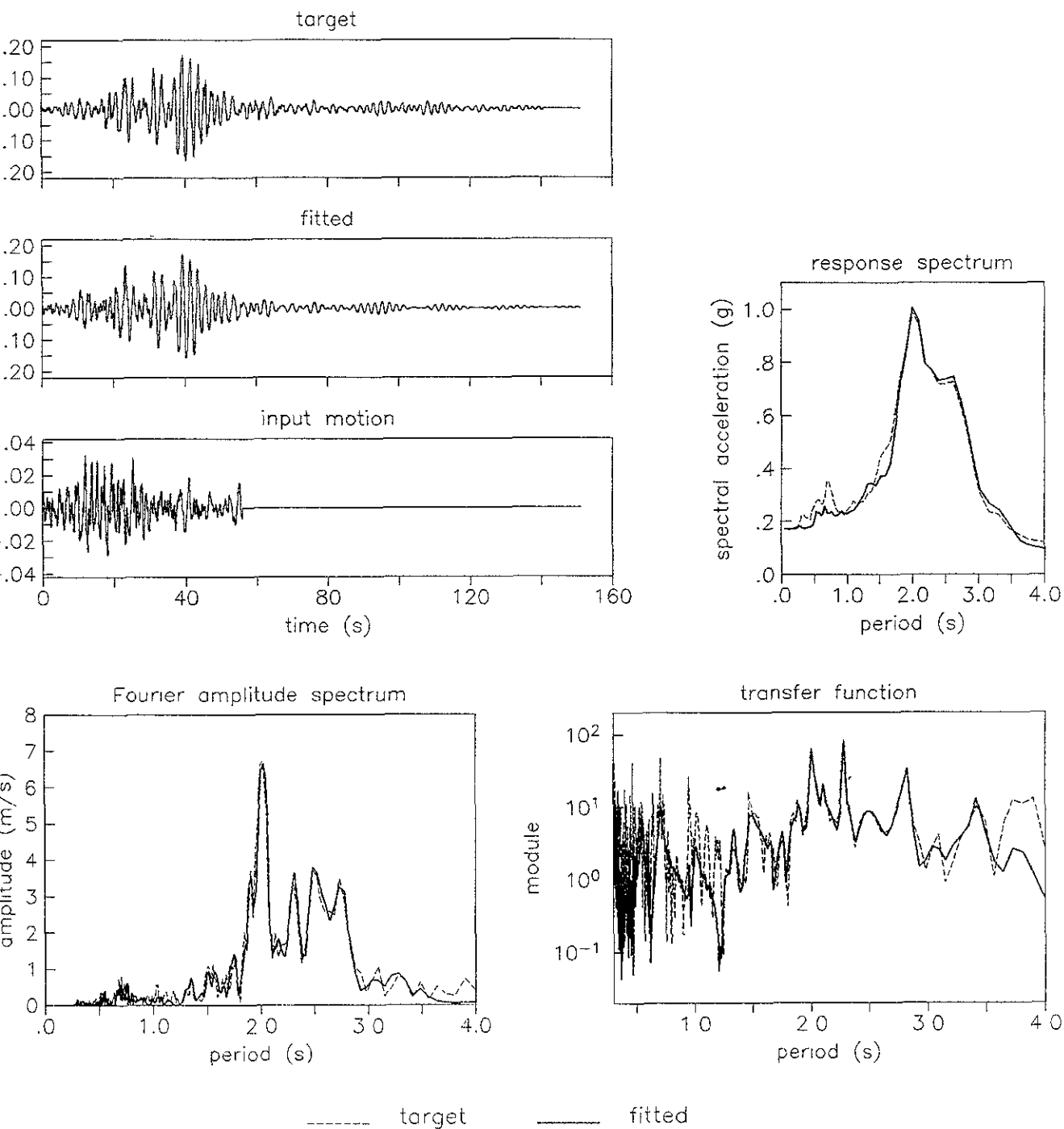


Fig 1 Geotechnical zoning of Mexico City and localization of the sites considered in this study



g 2 Target and fitted acceleration time histories at the SCT site, their corresponding response spectra (5 % damping), Fourier amplitude spectra, spectral ratios relative to the CU site, and acceleration time history at the Cu site, used as input motion. Event 1, EW component.

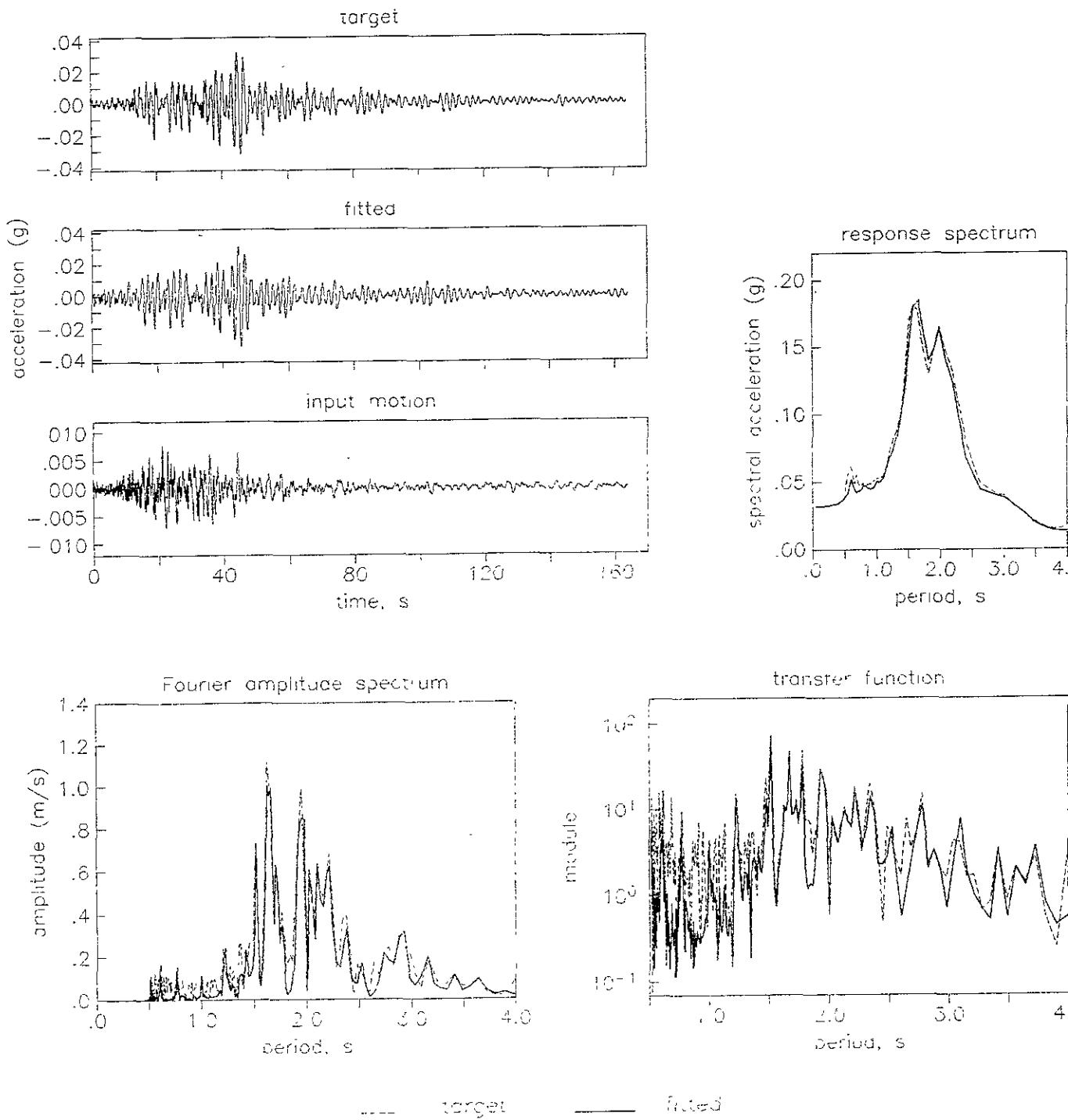


Fig 3 Target and fitted acceleration time histories at the SCT site, their corresponding response spectra (5 % damping), Fourier amplitude spectra, spectral ratios relative to the CU site, and acceleration time history at the Cu site, used as input motion. Event 3, EW component.

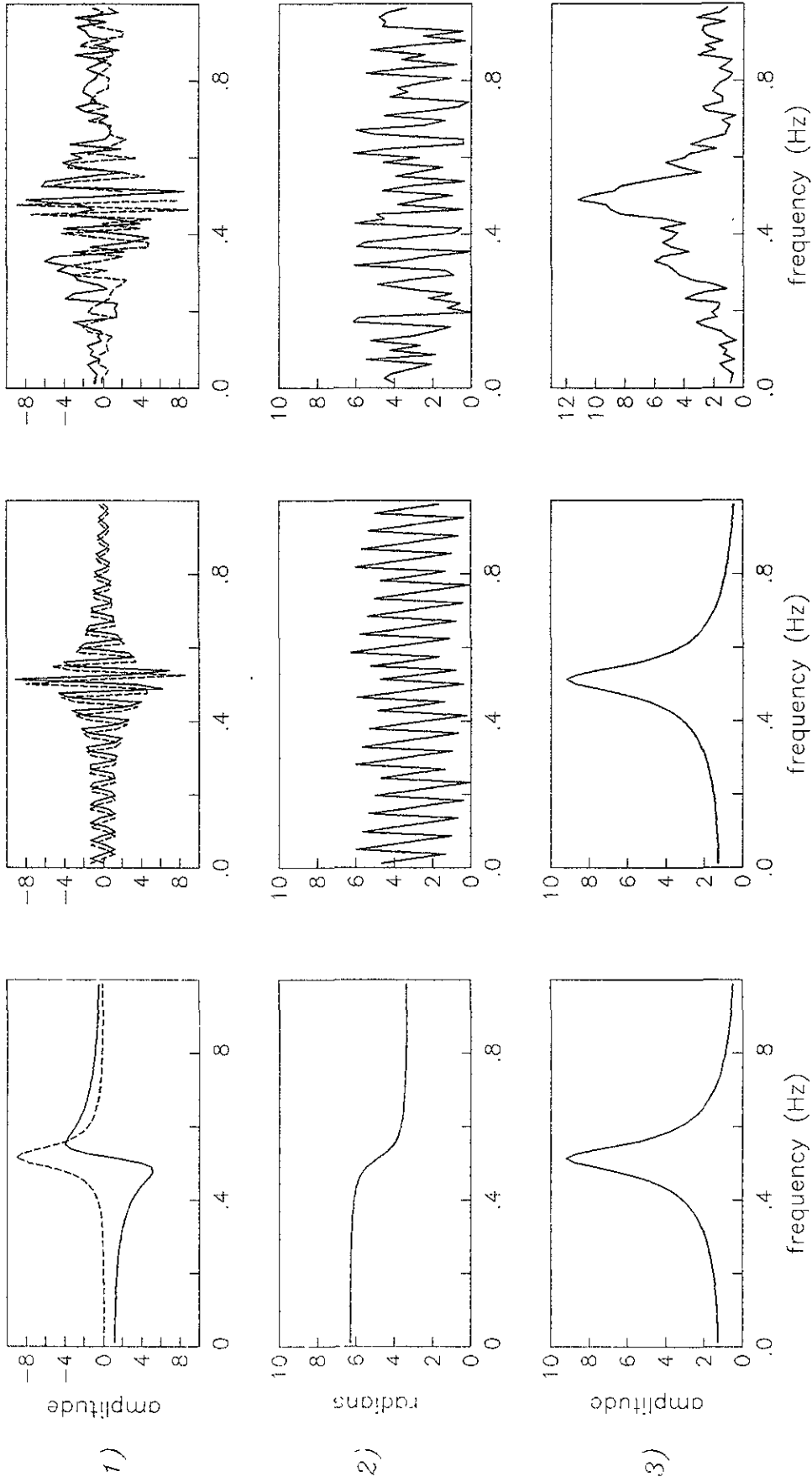


Fig 4 Transfer functions for: a) a simple damped oscillator with synchronic input and output motion; b) a simple damped oscillator with a phase shift of 20 s between the input and output motion and; c) spectral ratio for the SCT site relative to the CU site for the September 19, 1985 earthquake; 1) — real part, - - - - - imaginary part; 2) phase angle; 3) module.

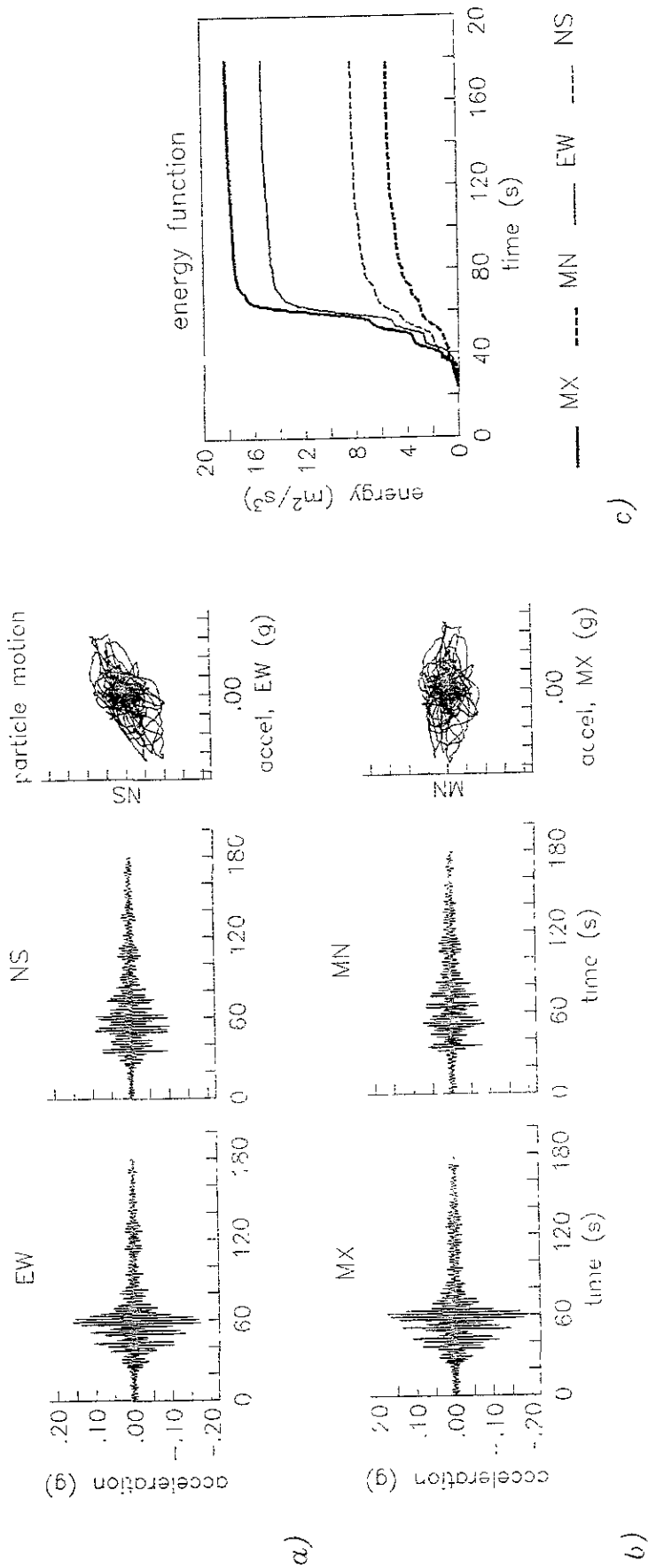


Fig 5 a) Acceleration time histories at the SCT site recorded for the EW and NS components and the corresponding particle motion; b) the corresponding acceleration time histories on the MX and MN components and the particle motion polarized on these components; c) energy functions of the motion for the EW, NS, MX and MN components. Event 1.

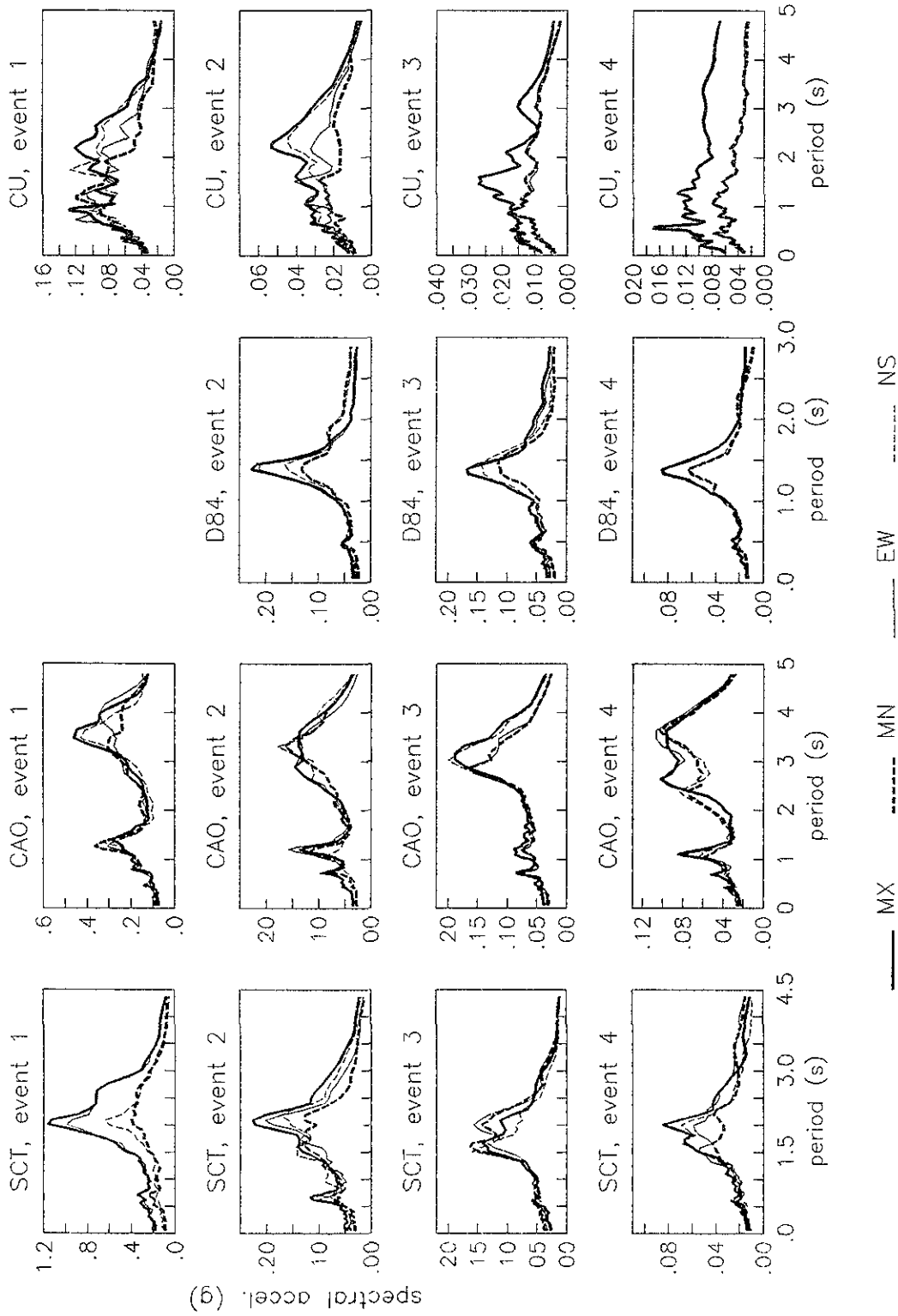


Fig 6 Response spectra (5 % damping) of the ground motions recorded at the SCT, CAO, D84 and CU sites during events 1, 2, 3 and 4.

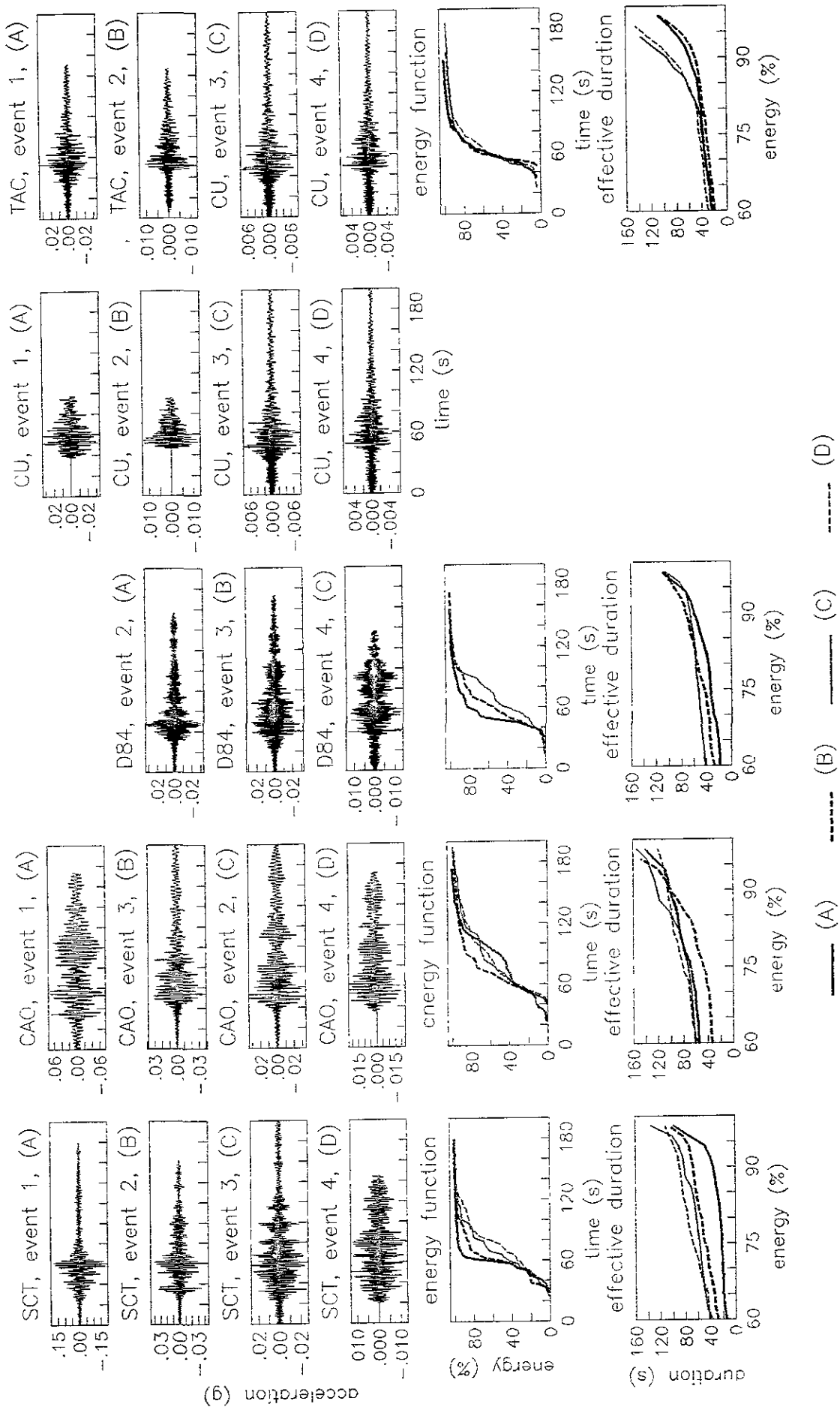


Fig 7 Acceleration time histories for the MX component recorded at the SCT, CAO, D84, CU and TAC sites during events 1, 2, 3 and 4 and their respective energy and effective duration functions.

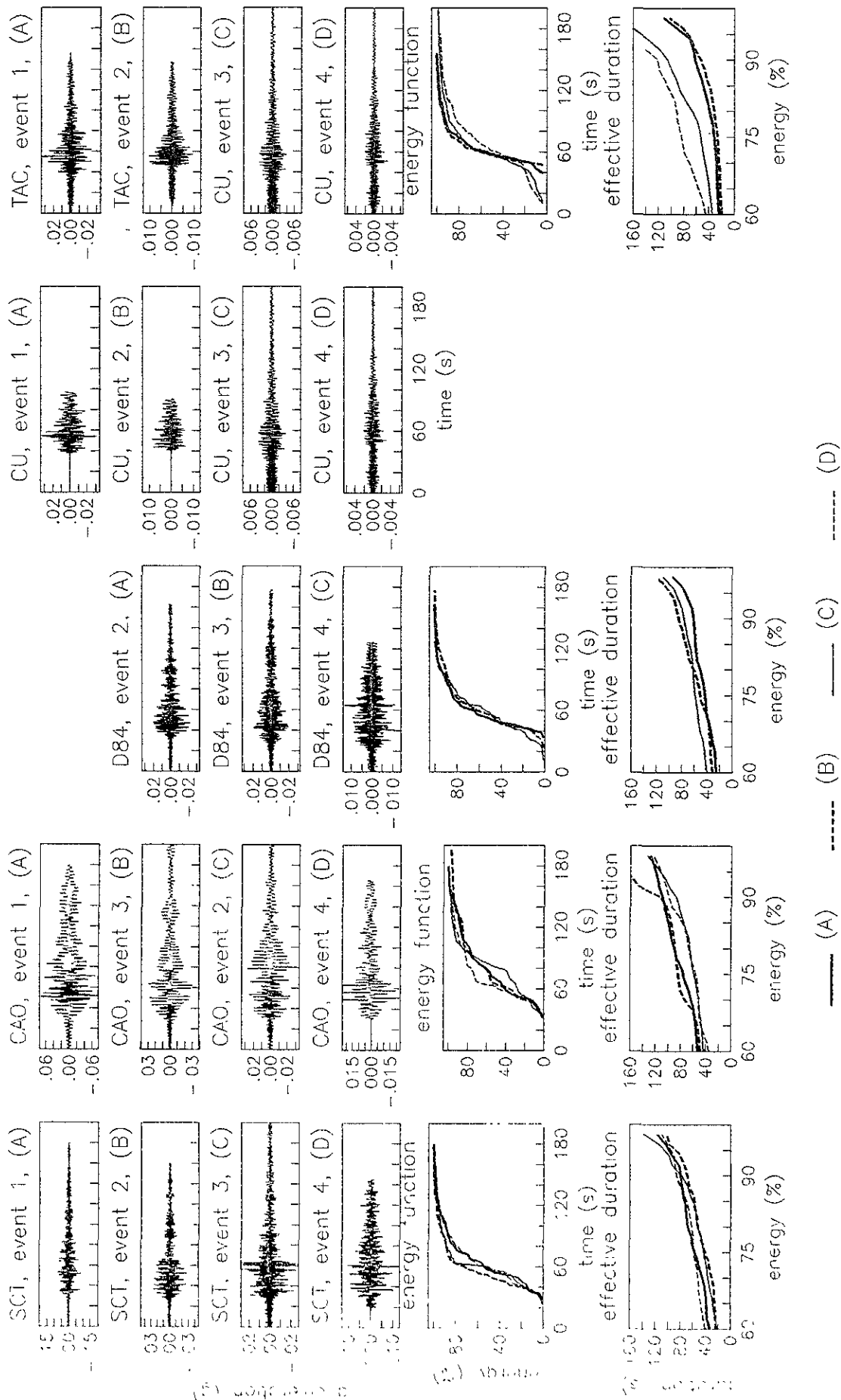


Fig 8 Acceleration time histories for the MN component recorded at the SCT, CAO, D84, CU and TAC sites during events 1, 2, 3 and 4 and their respective energy and effective duration functions.

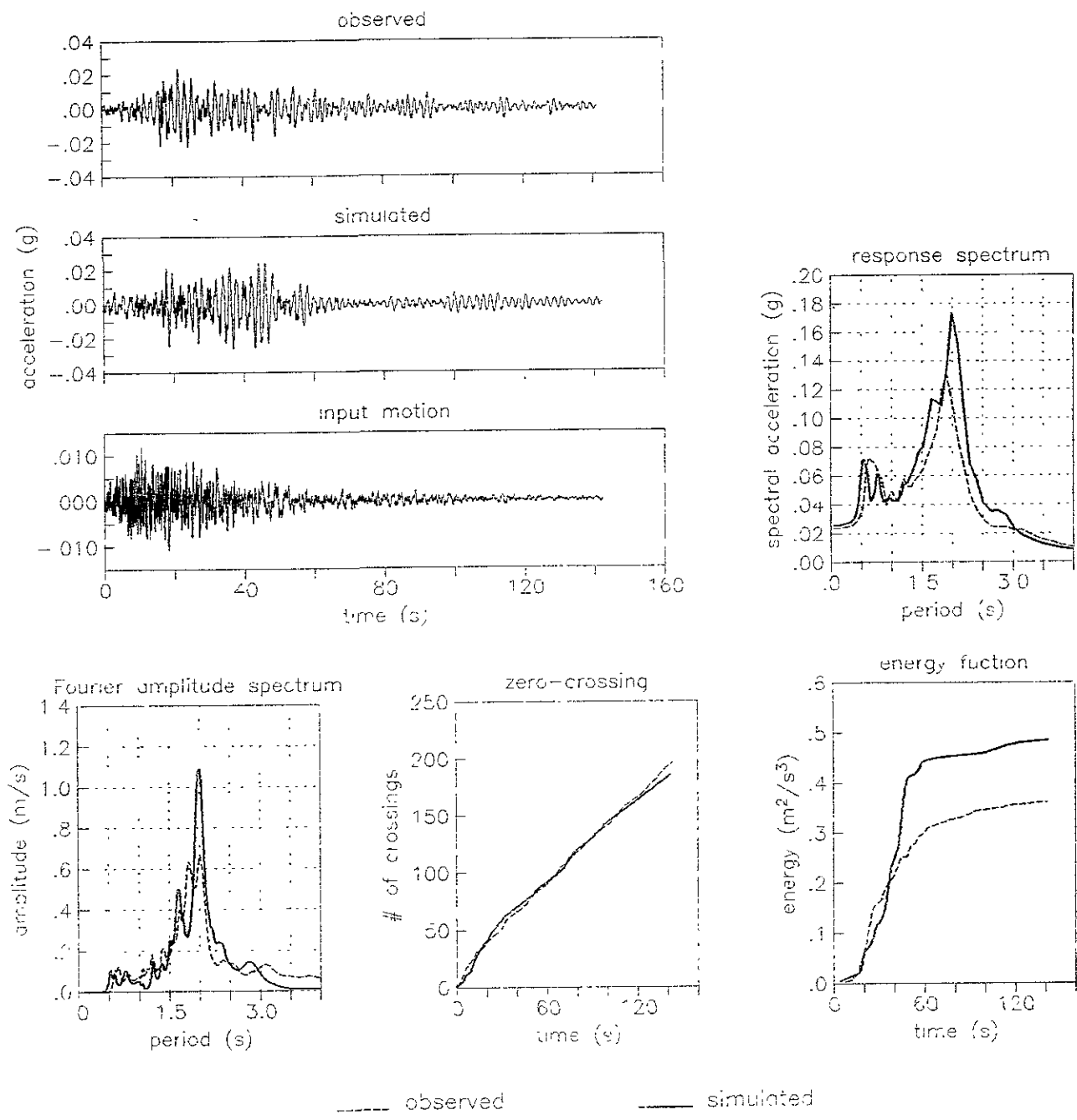
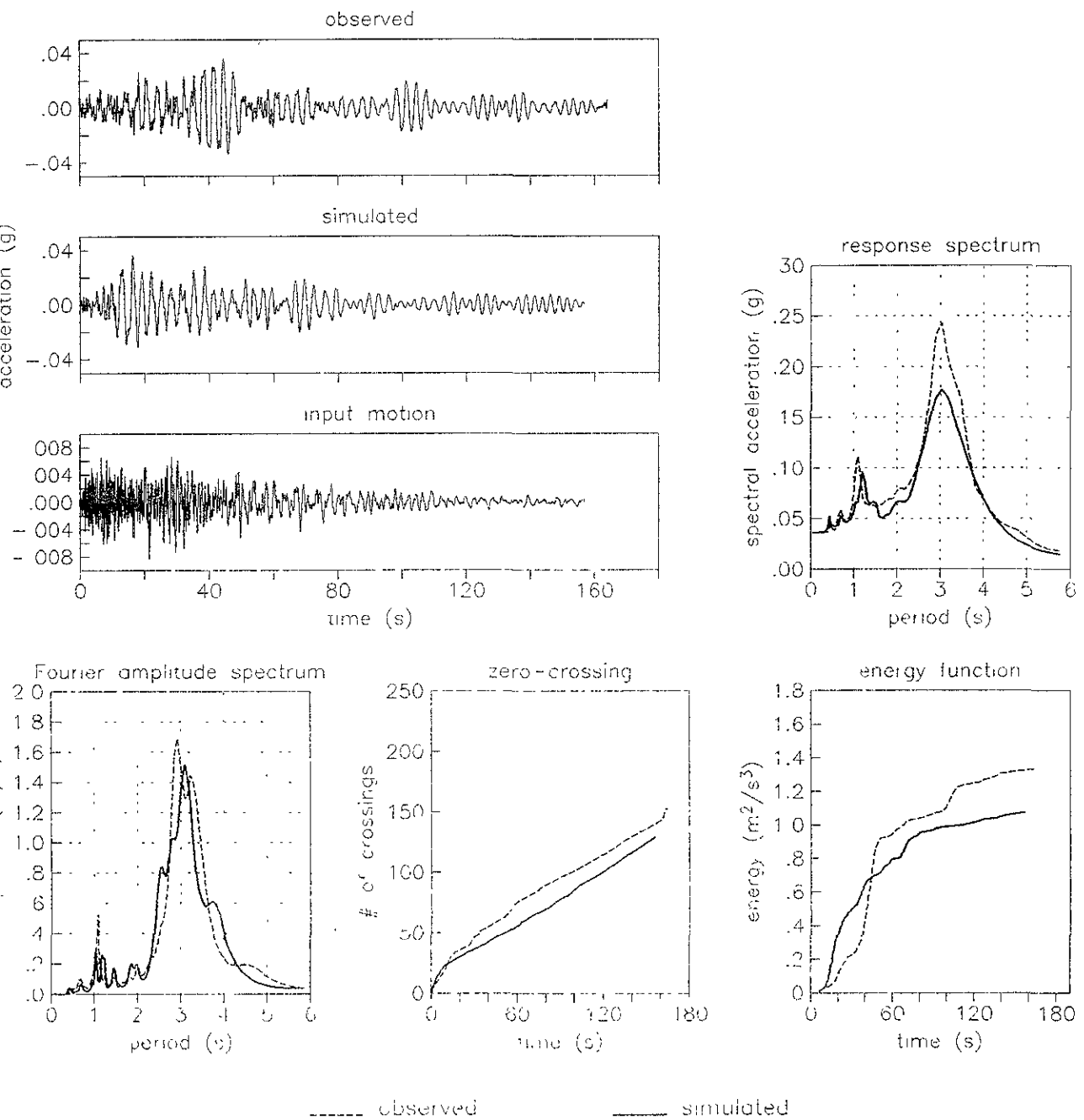


Fig 9 Simulated motion for the SCT site. The SMGMA is utilized with parameters obtained from event 3 for the MX component and excited by the accelerogram (input motion) of the CU site recorded during event 5 at the MX component. The results are compared with those of the ground motion recorded at the SCT site for the MX component during event 5.



10 Simulated motion for the CAO site. The SMCMA is utilized with parameters obtained from event 3 for the MX component and excited by the accelerogram (input motion) of the CU site recorded during event 6 at the MX component. The results are compared with those of the ground motion recorded at the SCT site for the MX component during event 6

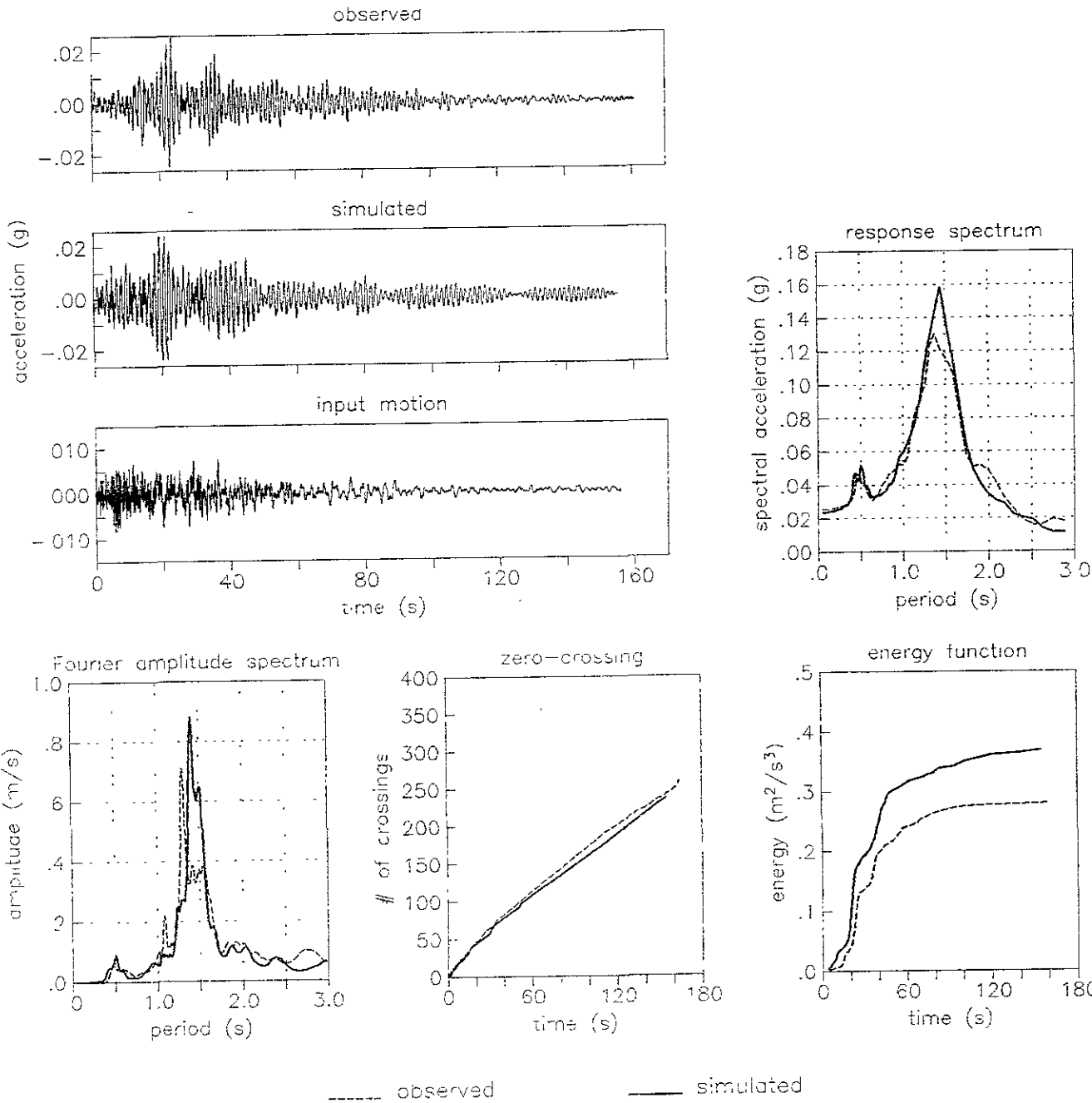


Fig 11 Simulated motion for the D84 site. The SMGMA is utilized with parameters obtained from event 3 for the MN component and excited by the accelerogram (input motion) of the CU site recorded during event 6 at the MN component. The results are compared with those of the ground motion recorded at the D84 site for the MN component during event 6.

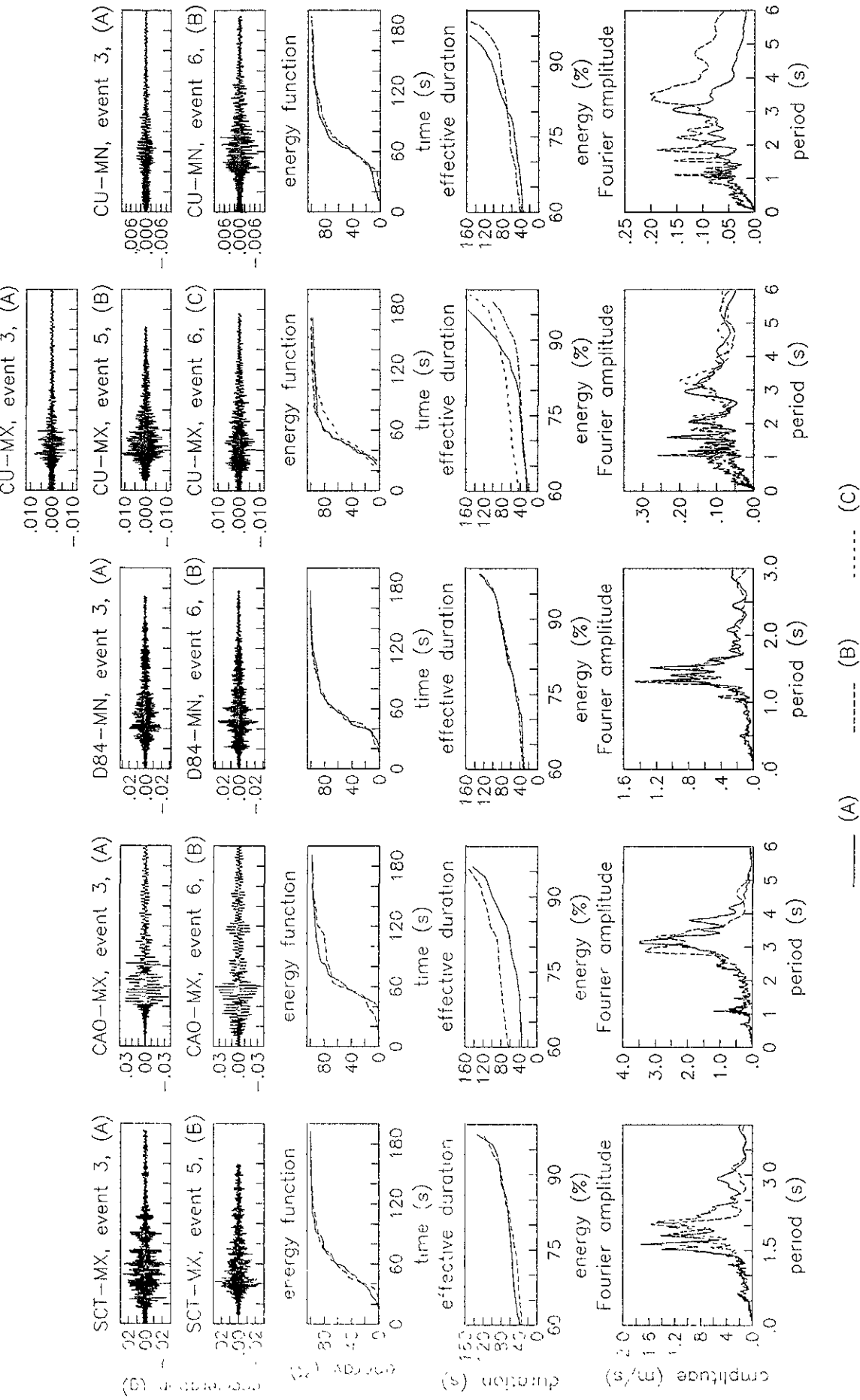


Fig 12 Characteristics of the ground motions recorded at the SCT, CAO, D84 and CU sites used to obtain the model parameters and those used as target for the post-diction exercises of Figures 9 to 11.

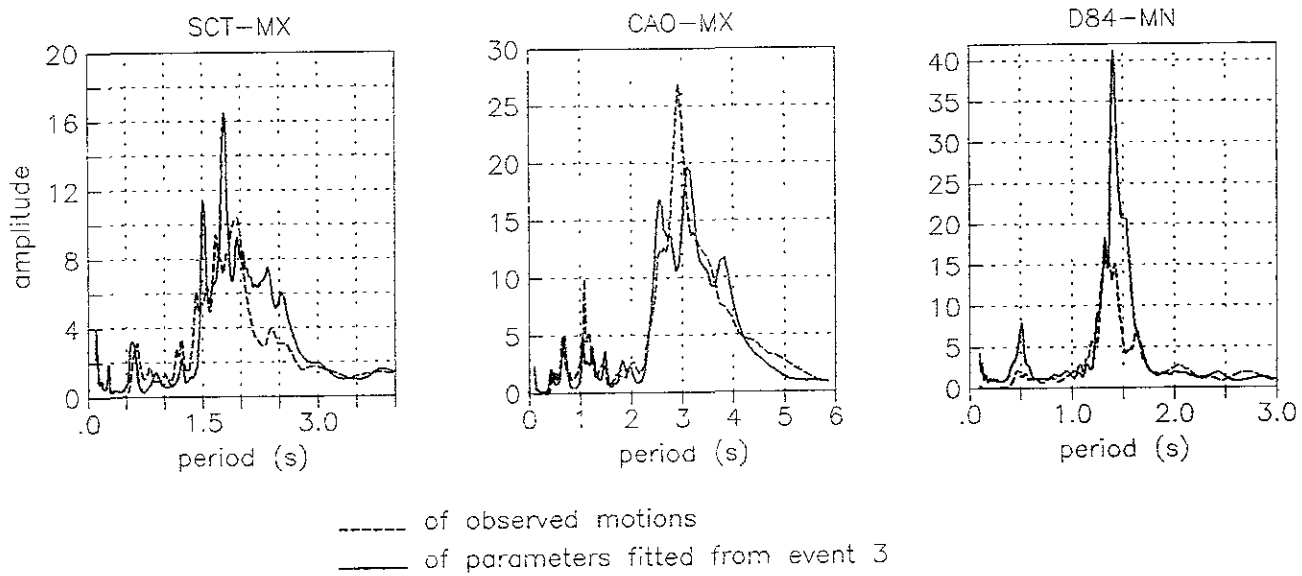


Fig 13 Spectral ratios corresponding to the transfer functions implicitly employed in the SMGMA and to those evaluated from the target motions for the results presented in Figures 9 to 11.

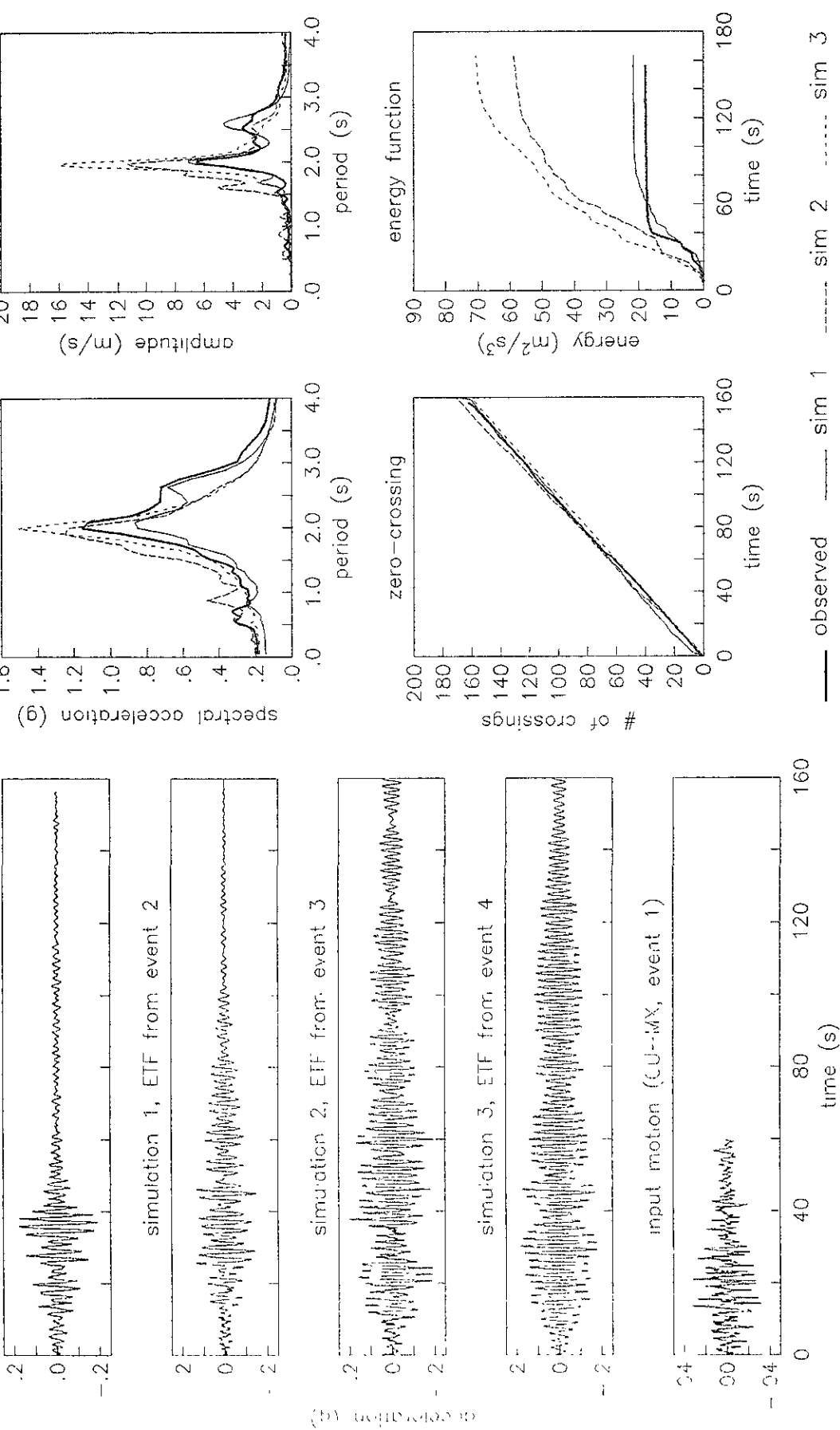


Fig 14 Simulated and observed ground motion at the SCT site for the MX component of event 1. Also the input motion used is shown which correspond to the record at the CU site for the MX component during event 1. The model parameters were not modified by the influence of nonlinear soil behavior.

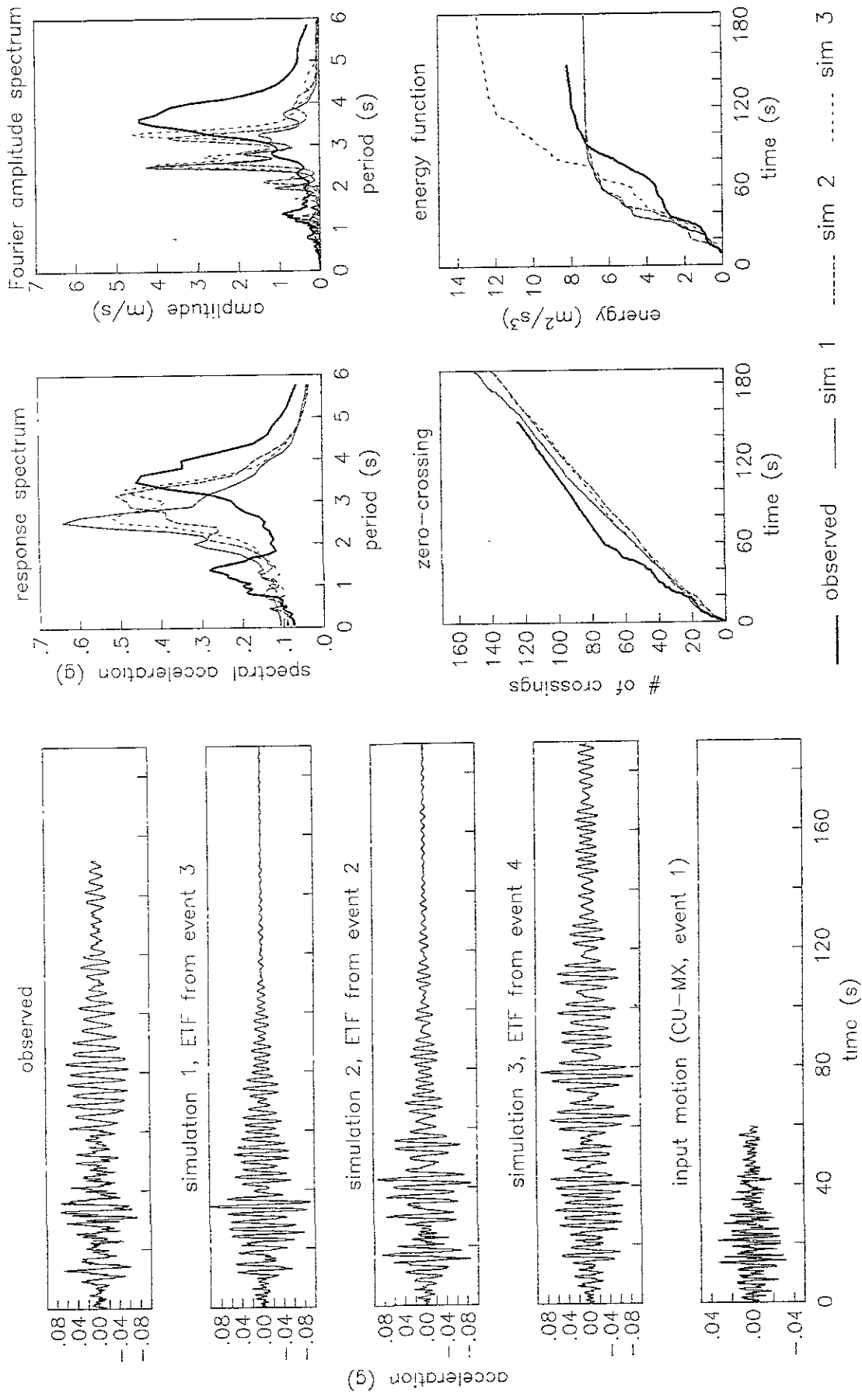


Fig 15 Simulated and observed ground motion at the CAO site for the MX component of event 1. Also the input motion used is shown which correspond to the record at the CU site for the MX component during event 1. The model parameters were not modified by the influence of nonlinear soil behavior.

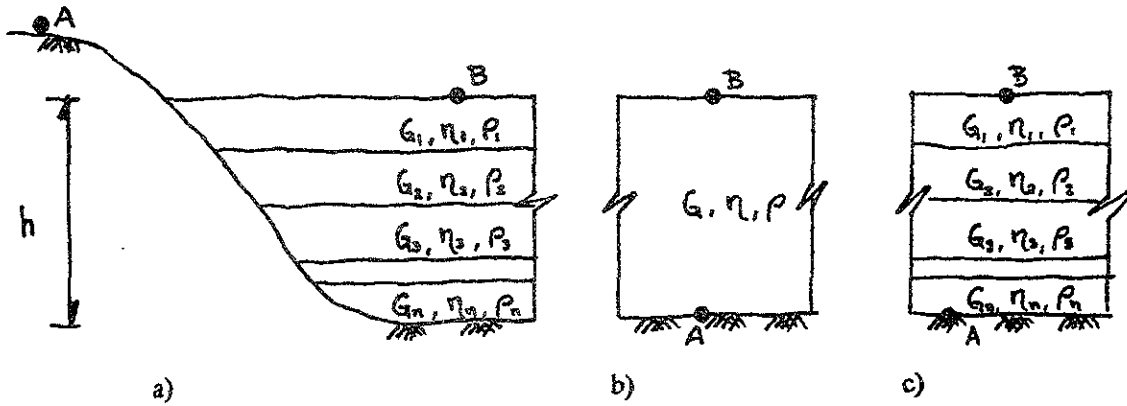


Fig 16 Conceptual model of the soil deposit associated with the SMGMA for application of the equivalent linearization method. (a) System considered in the SMGMA. The ground motion at the firm ground or rock (outcrop) site for the earthquake considered is specified at point A. The site of interest is located at point B; (b) homogeneous layer (associated with the SMGMA) equivalent to the system of Figure 16a; (c) horizontally layered soil deposit at the site of interest.

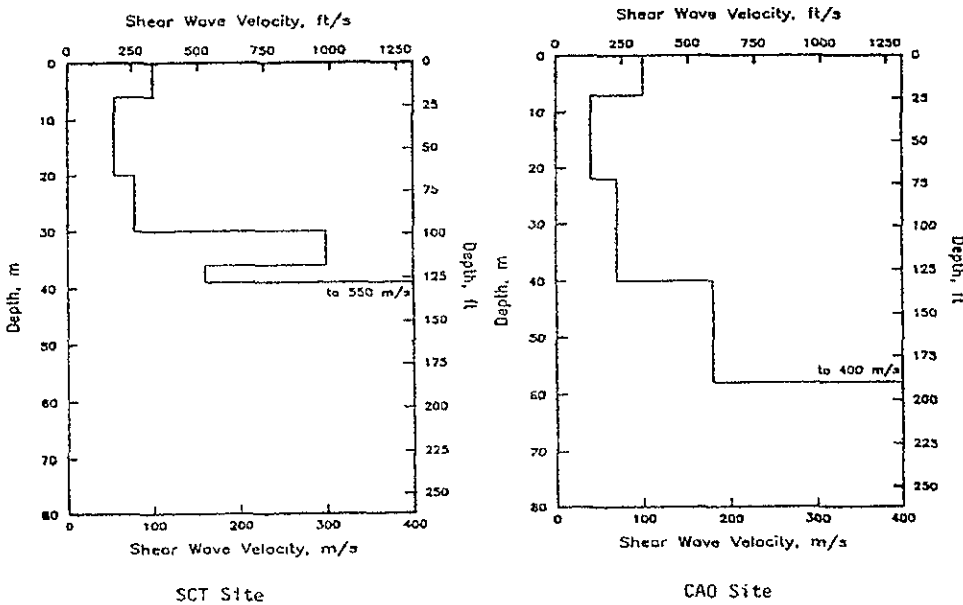


Fig 17 Shear wave velocity profiles at the SCT and CAO sites (Taken from Seed et al, [19]).

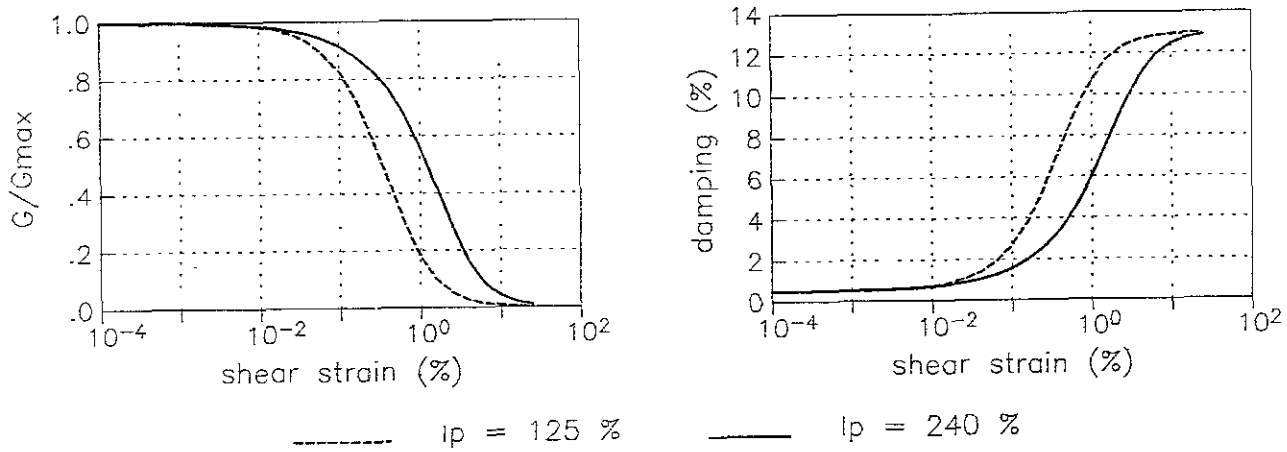


Fig 18 Variation of shear modulus and damping with shear strain for Mexico City clays for two plastic indexes and a relative consistency of 0.163 (taken from Romo, [24]).

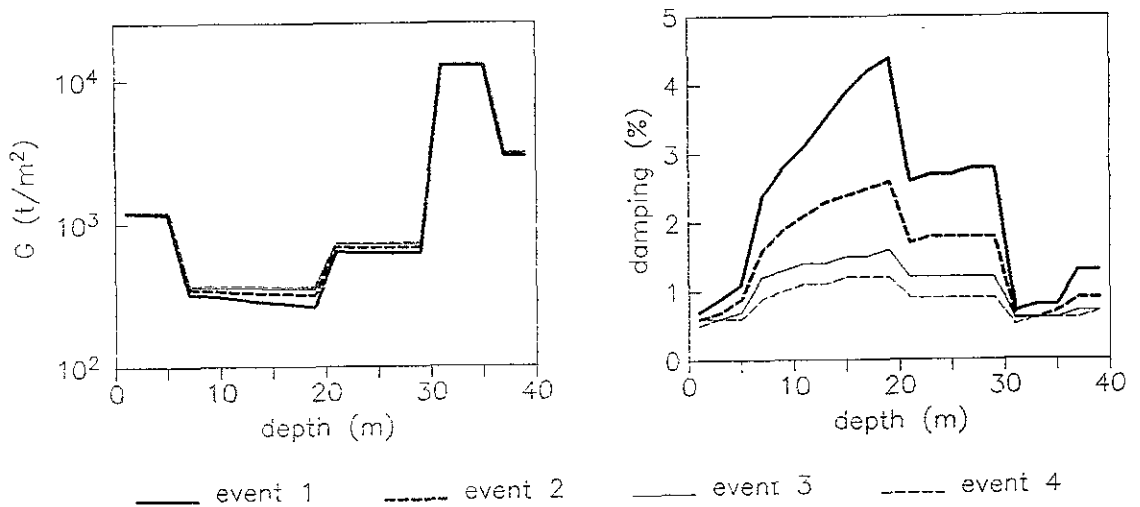


Fig 19 Shear modulus and damping profiles according to effective deformation levels evaluated in the soil deposit at the SCT site via the unidimensional model for several events.

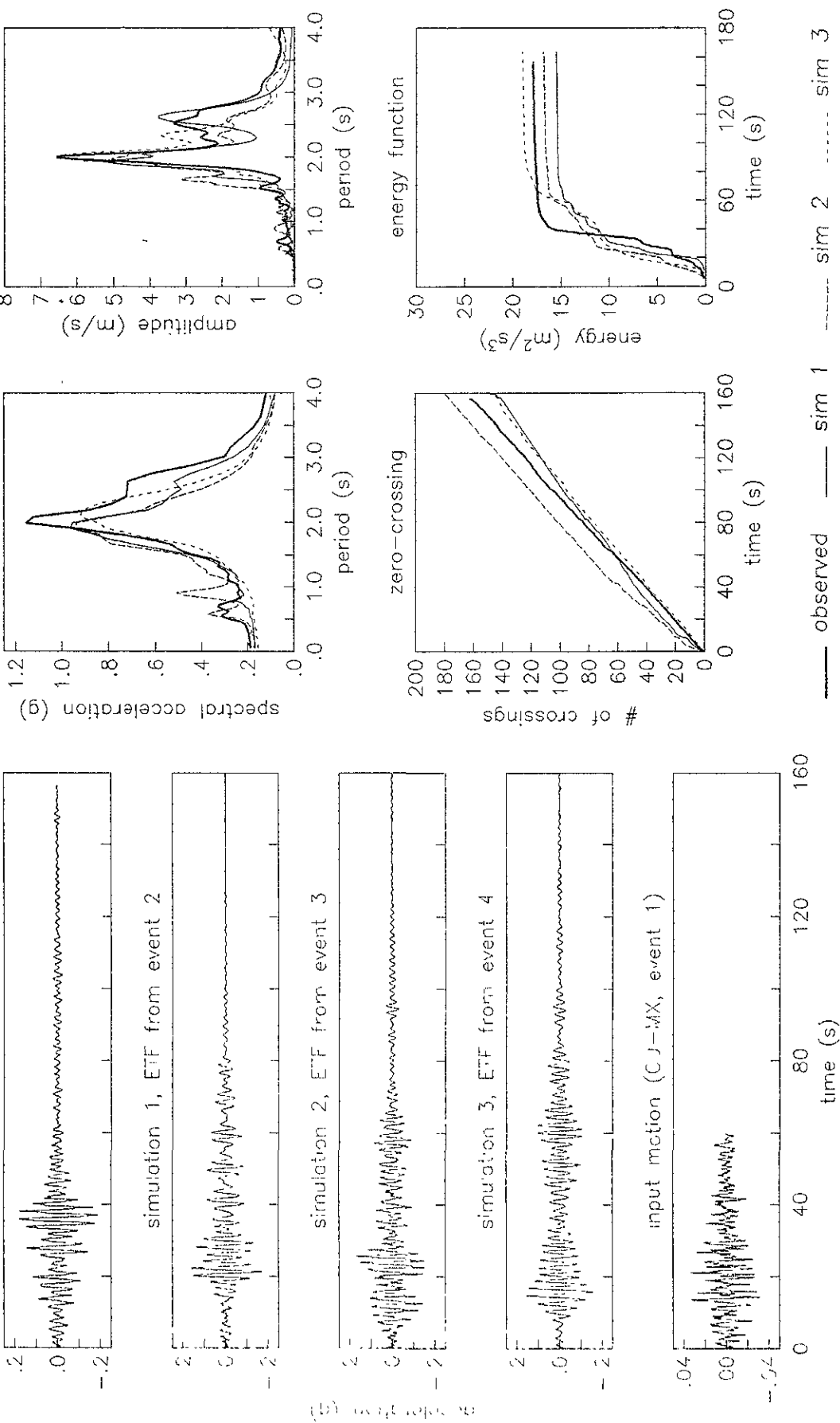


Fig 20 Simulated and observed ground motion at the SCT site for the MX component of event 1. Also the input motion used is shown which correspond to the record at the CU site for the MX component during event 1. The model parameters were modified by the influence of nonlinear soil behavior.

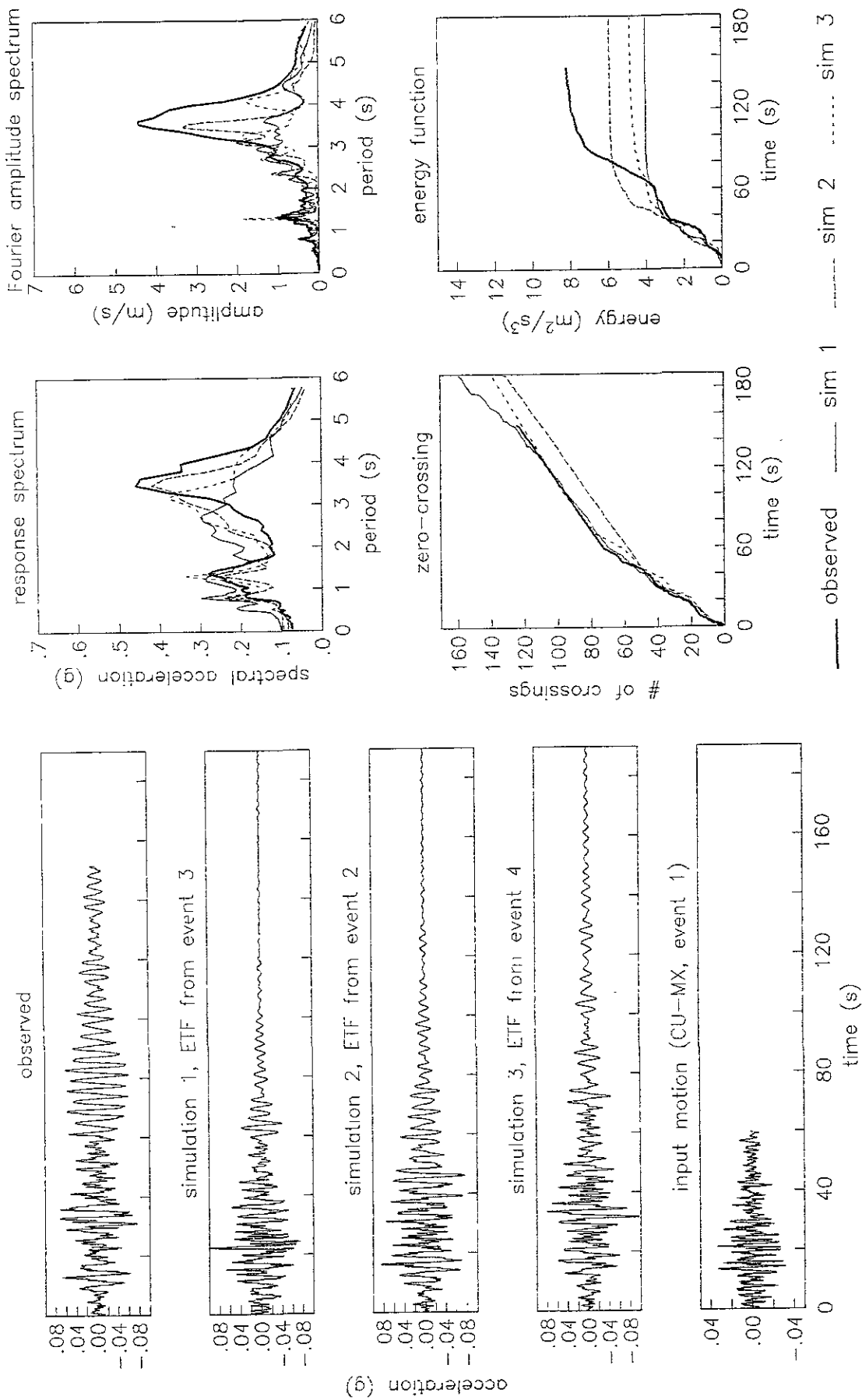


Fig 21 Simulated and observed ground motion at the CAO site for the MX component of event 1. Also the input motion used is shown which correspond to the record at the CU site for the MX component during event 1. The model parameters were modified by the influence of nonlinear soil behavior.

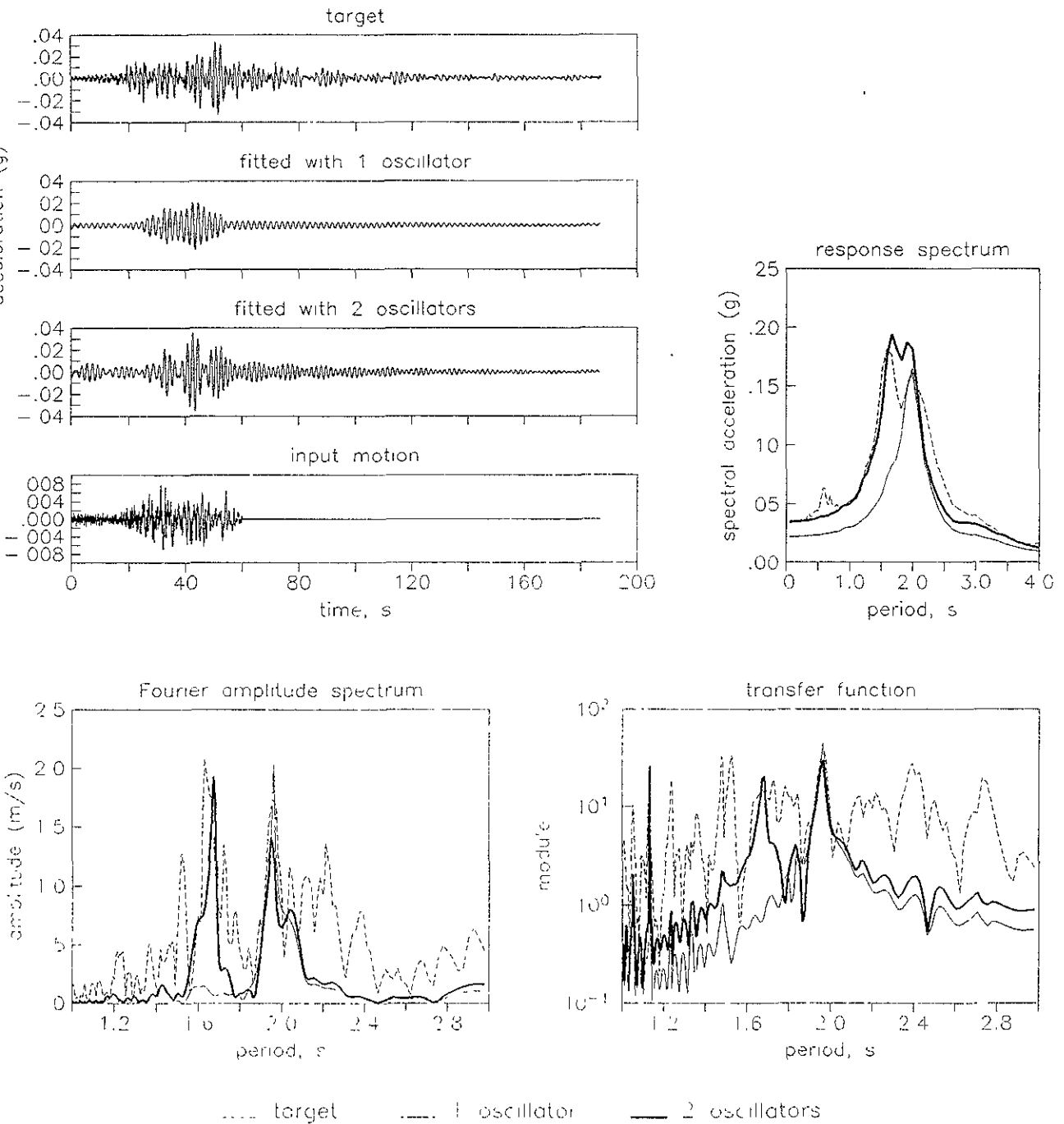


Fig 22 Time histories fitted to the ground motion recorded at the SCT site during event 3 by using, in a first case, one oscillator and, in a second case, two oscillators. Also the corresponding response spectra. Fourier amplitude spectra and spectral ratios relative to the input motion are shown. The input motion correspond to the record at the CU site of event 3 EW component.