



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO**

MAESTRÍA EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

Facultad de ingeniería civil

**ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS
UBICADOS EN TERRENO BLANDO**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

ERICK JAFET GONZÁLEZ CUEVAS

ASESOR:

Dr. JORGE RUÍZ GARCÍA

ENERO 2013

AGRADECIMIENTOS

Se agradece llanamente al comité de aceptación de la Maestría en Estructuras por haber permitido la realización de mis estudios de maestría en esta institución, y por consecuencia la realización de la presente investigación.

De igual manera, agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por brindar el apoyo económico durante dichos estudios y el apoyo para la realización de esta tesis a través del proyecto: “Evaluación y diseño de estructuras sujetas a secuencias sísmicas considerando explícitamente las deformaciones permanentes” bajo la dirección del Dr. Jorge Ruiz García.

Agradezco también al Dr. Edén Bojórquez Mora, M.I Mauro Alexis Díaz González, Ing. Julio Daniel Aguilar Solís por facilitar los datos relativos a los modelos utilizados para la realización de este estudio. A los pasantes de ingeniería civil Juan Pablo y Marco Vinicio Marín López por proporcionarme información valiosa durante la investigación realizada y con quienes de alguna forma conformamos un equipo de trabajo para el mismo proyecto de investigación.

Al Dr. José de Jesús Álvarez Sereno, Dr. Jorge Cruz Díaz, Dr. Guillermo Martínez Ruiz, y Dr. Francisco Hurtado Soto, por las acertadas sugerencias hechas durante la realización de este trabajo.

Un agradecimiento especial a mí asesor, el Dr. Jorge Ruíz García quien supo guiarme con liderazgo durante la realización de esta tesis, enseñándome el valor del trabajo duro y constante además de brindarme su confianza y amistad.

Agradezco a mi familia y amigos porque han influido en la realización de este trabajo. Y a Dios porque creo firmemente que sin él nada hubiera sido posible.

LISTA DE FIGURAS

	Página
Figura 2.1 Planta típica de los edificios de acero.	8
Figura 2.2 Elevación de los marcos longitudinales para el edificio de 4 niveles.	9
Figura 2.3 Elevación de los marcos longitudinales para el edificio de 6 niveles.	9
Figura 2.4 Elevación de los marcos longitudinales para el edificio de 8 niveles.	10
Figura 2.5 Elevación de los marcos longitudinales para el edificio de 10 niveles.....	10
Figura 2.6 Modelo del edificio de 4 niveles.	11
Figura 2.7 Modelo histerético elastoplástico perfecto.	12
Figura 2. 8 Diagrama de interacción simplificado para columnas considerado en RUAUMOKO	13
Figura 2.9 Curvas de capacidad de los edificios de acero.	14
Figura 2.10 Conexión rígida en los edificios.....	15
Figura 2.11 Curvas de capacidad de modelos modificados y sin modificar. a) Edificio de 4 niveles, b) Edificio de 6 niveles, c) Edificio de 8 Niveles, y d) Edificio de 10 niveles.	16
Figura 2.12 Planta tipo de los edificios de concreto diseñados con RCDF-1997.	17
Figura 2.13 Elevación de 3 de los edificios de concreto diseñados con el RCDF-1997.	18
Figura 2.14 Planta de los edificios de concreto diseñados con el RCDF-2004.	18
Figura 2.15 Geometría y secciones de los edificios diseñados con RCDF-2004.	19
Figura 2.16 Modelo de 4 niveles diseñado con RCDF (2004). Consideraciones hechas en todos los modelos representativos de los edificios de concreto.	20
Figura 2.17 Diagrama de interacción idealizado para el modelado de las columnas en el programa RUAUMOKO (Carr, 2009).....	21
Figura 2.18 Modelo histerético de Takeda empleado en los edificios de concreto.	22
Figura 2.19 Curvas de capacidad de los edificios de concreto.	23
Figura 3.1 Zonificación del valle de México y ubicación de las estaciones (Aguilar, 2012).....	25
Figura 3.2 Historias de aceleración registradas en la zona del lago del valle de México.	26
Figura 3.3 Espectro de respuesta de aceleración del registro SCT19SEEW	30
Figura 3.4 Espectros de respuesta de aceleraciones de cada uno de los 20 registros sísmicos escalados para que el edificio C-6NQ4, alcance una relación de resistencia lateral R igual a 2.....	32

Figura 3.5 Historias de aceleraciones escaladas para alcanzar un valor de R igual a 2 (aceleración en cm/s^2).	35
Figura 3.6 Esquema de daño de estructuras ante secuencias sísmicas (Maldonado, 2006).	37
Figura 3.7 Historias de aceleración de secuencias sísmicas registradas en la estación CDAF: a) Componente N00E, y b) Componente N90E.	39
Figura 3.8 Espectros de respuesta de desplazamiento: a) Componente Norte-Sur; b) Componente Este-Oeste.	40
Figura 3.9 Espectros de respuesta de velocidad: a) Componente Norte-Sur; b) Componente Este-Oeste.	40
Figura 3.10 Espectros de respuesta de aceleración: a) Componente Norte-Sur; b) Componente Este-Oeste.	40
Figura 3.11 Relación de velocidades máximas entre evento principal y réplica.	41
Figura 3.12 Esquemmatización de las combinaciones de eventos individuales sin repetición.	42
Figura 3.13 Historias de aceleraciones de las secuencias artificiales del conjunto 1 escaladas para alcanzar la velocidad máxima del registro del 19 de septiembre de 1985.	44
Figura 4.1 Modelos histeréticos; a) Elasto-plástico perfecto, b) Takeda modificado.	46
Figura 4.2 Relación del desplazamiento inelástico y elástico en SIGL calculados para un conjunto de 100 acelerogramas registrados en terreno blando de la ciudad de México. (Figura tomada de Ruiz-García y Miranda, 2006).	47
Figura 4.3 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el modelo A-4N: a) $T/T_g=0.36$, b) $T/T_g=0.55$, c) $T/T_g=0.58$.	49
Figura 4.4 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el modelo A-6N: a) $T/T_g=0.42$, b) $T/T_g=0.58$, c) $T/T_g=0.63$.	49
Figura 4.5 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el modelo A-8N: a) $T/T_g=0.45$, b) $T/T_g=0.61$, c) $T/T_g=0.72$.	49
Figura 4.6 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el modelo A-10N: a) $T/T_g=0.56$, b) $T/T_g=0.76$, c) $T/T_g=0.8$.	50
Figura 4.7 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el modelo C-4NQ4: a) $T/T_g=0.53$, b) $T/T_g=0.63$, c) $T/T_g=0.60$.	51
Figura 4.8 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el modelo C-6NQ4: a) $T/T_g=0.55$, b) $T/T_g=0.73$, c) $T/T_g=0.84$.	51
Figura 4.9 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el modelo C-8NQ4: a) $T/T_g=0.53$, b) $T/T_g=0.74$, c) $T/T_g=1.09$.	51

Figura 4.10 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el modelo C-10NQ4: a) $T/T_g=0.53$, b) $T/T_g=0.74$, c) $T/T_g=1.07$.	52
Figura 4.11 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el modelo C-12NQ4: a) $T/T_g=0.68$, b) $T/T_g=0.90$, c) $T/T_g=1.07$.	52
Figura 4.12 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el modelo C-16NQ4: a) $T/T_g=0.57$, b) $T/T_g=0.84$, c) $T/T_g=1.30$.	52
Figura 4.13 Historias de respuesta de desplazamientos (elástico e inelástico), curvatura y ciclos de histéresis: a) $T/T_g=0.59$, b) $T/T_g=0.51$, c) $T/T_g=0.37$.	54
Figura 4.14 Historias de respuesta de desplazamientos (elástico e inelástico), curvatura y ciclos de histéresis: a) $T/T_g=0.83$, b) $T/T_g=0.79$, c) $T/T_g=0.76$.	55
Figura 4.15 Tendencia de la relación de desplazamientos en sistemas de múltiples grados de libertad. a) Edificios de acero; b) Edificios de concreto; c) Acercamiento edificios de concreto.	57
Figura 4.16 Tendencia del factor C_M : a) Edificios de acero, b) Edificios de concreto.	58
Figura 4.17 Tendencia del factor C_D .	58
Figura 5.1 Perfiles de desplazamiento máximo elástico e inelástico obtenidos con los criterios del cuerpo y el apéndice A de las NTC-S para T/T_g pertenecientes a la región 1.	63
Figura 5.2 Perfiles de desplazamiento máximo elástico e inelástico obtenidos con los criterios del cuerpo y el apéndice A de las NTC-S para T/T_g pertenecientes a la región 2.	65
Figura 5.3 Espectro de respuesta de desplazamiento elástico obtenido con uno de los registros utilizados.	71
Figura 5.4 Forma espectral propuesta por el apéndice A (color naranja) y el cuerpo del reglamento (color gris).	73
Figura 5.5 Tendencia de los cocientes de desplazamientos: a) C_R y b) C_M .	75
Figura 5.6 Comparación de los desplazamientos inelásticos del edificio A-4N para diferentes relaciones de periodos.	75
Figura 5.7 Comparación de los desplazamientos inelásticos del edificio A-6N para diferentes relaciones de periodos.	75
Figura 5.8 Comparación de los desplazamientos inelásticos del edificio A-8N para diferentes relaciones de periodos.	76
Figura 5.9 Comparación de los desplazamientos inelásticos del edificio A-10N para diferentes relaciones de periodos.	76
Figura 5.10 Error relativo de la estimación de desplazamientos inelásticos con la Ec. 5.18 para los edificios de acero.	79

Figura 5.11 Comparación de los desplazamientos inelásticos del edificio C-4NQ4 para diferentes relaciones de periodos.....	79
Figura 5.12 Comparación de los desplazamientos inelásticos del edificio C-6NQ4 para diferentes relaciones de periodos.....	80
Figura 5.13 Comparación de los desplazamientos inelásticos del edificio C-8NQ4 para diferentes relaciones de periodos.....	80
Figura 5.14 Comparación de los desplazamientos inelásticos del edificio C-10NQ4 para diferentes relaciones de periodos.....	80
Figura 5.15 Comparación de los desplazamientos inelásticos del edificio C-12NQ4 para diferentes relaciones de periodos.....	80
Figura 5.16 Comparación de los desplazamientos inelásticos del edificio C-16NQ4 para diferentes relaciones de periodos.....	81
Figura 5.17 Tendencia del error relativo al evaluar la Ec. 5.21.....	84
Figura 6.1 Modelo tipo con base flexible con rigideces K_x , K_y y K_r	88
Figura 6.2 Cimentación cilíndrica embebida en un medio homogéneo.....	88
Figura 6.3 Geometría considerada para la evaluación de las expresiones 6.1.....	90
Figura 6.4 Modelo hysterético de Ramberg-Osgood.....	92
Figura 6.5 Parámetros necesarios para definir el modelo hysterético de Ramberg-Osgood.....	93
Figura 6.6 Perfiles de desplazamientos para distintos T/T_g , con base rígida (línea continua) y con base flexible (línea discontinua) para el edificio A-4N.....	95
Figura 6.7 Perfiles de desplazamiento con base rígida (línea continua) y base flexible (línea discontinua) del edificio de 10 niveles.....	96
Figura 6.8 Perfil de desplazamientos promedio con base rígida y flexible para el edificio de 4 y 10 niveles.....	96
Figura 6.9 Perfiles de desplazamiento bajo los 4 conjuntos de secuencias para el edificio de 4 niveles con base rígida y base flexible.....	98
Figura 6.10 Desplazamientos máximos del edificio de 10 niveles bajo los 4 conjuntos de secuencias sísmicas con base rígida y flexible.....	98
Figura 6.11 Desplazamientos máximos del edificio A-4N para los 4 conjuntos de secuencias sísmicas y sus respectivos eventos principales. Considerando base rígida (izquierda) y base flexible (derecha).....	99
Figura 6.12 Desplazamientos máximos promedio del edificio de 4 niveles bajo secuencias sísmicas y sus respectivos eventos principales con base rígida (izquierda) y base flexible (derecha).....	101
Figura 6.13 Desplazamientos máximos promedio del edificio de 10 niveles bajo secuencias sísmicas y sus respectivos eventos principales con base rígida (izquierda) y base flexible (derecha).....	102

LISTA DE TABLAS

	Página
Tabla 2.1 Características mecánicas de los modelos considerados por Díaz (2006).	14
Tabla 2.2 Características mecánicas de los modelos considerados en este estudio.	14
Tabla 2.3 Características mecánicas de los modelos modificados.....	16
Tabla 2.4 Características mecánicas de los edificios de concreto.....	22
Tabla 3.1 Características de los acelerogramas registrados en terreno blando utilizados en este estudio..	26
Tabla 3.2 Resumen de las aceleraciones escaladas necesarias para que R sea igual a 2.....	31
Tabla 3.3 Características de la secuencia CDAF.	38
Tabla 3.4 Características de los registros individuales utilizados para la elaboración de las secuencias artificiales.....	41
Tabla 5.1 Error relativo de desplazamientos elásticos obtenidos con el cuerpo y el apéndice del RCDF-2004.	66
Tabla 5.2 Parámetros estimados para la obtención de C_R , para relaciones de resistencia lateral constantes.	69
Tabla 5.3 Desplazamientos espectrales escalados correspondientes al periodo fundamental de los edificios de acero.	72
Tabla 5.4 Desplazamientos espectrales escalados correspondientes al periodo fundamental de los edificios de concreto.	72
Tabla 5.5 Error relativo de la estimación de desplazamientos inelásticos con la Ec. 5.18.....	77
Tabla 5.6 Error relativo de la estimación de desplazamientos inelásticos con los diferentes criterios.	78
Tabla 5.7 Error relativo de la estimación de desplazamientos con la Ec. 5.18 en edificios concreto.	81
Tabla 5.8 Error relativo de la estimación de desplazamientos inelásticos con los diferentes criterios.	82
Tabla 5.9 Error relativo de la estimación de desplazamientos con la Ec. 5.21 para los edificios de concreto.....	84
Tabla 6.1 Resumen de los parámetros utilizados y rigideces obtenidas.....	91

INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

Los criterios de diseño sísmico adoptados por los códigos de construcción modernos tienen como objetivo principal: 1) evitar el daño tanto estructural como no-estructural ante eventos sísmicos que ocurran frecuentemente durante la vida útil de la estructura; 2) limitar el daño estructural del sistema ante sismos moderados que puedan presentarse con una probabilidad significativa durante el lapso de funcionamiento de la estructura, y 3) permitir daño estructural si se presentara un sismo excepcionalmente severo pero de ninguna manera llegar al colapso de la estructura. Los llamados estados límite, tanto de resistencia como de deformación, tienen la finalidad de hacer cumplir estos objetivos de manera indirecta estableciendo un conjunto de requisitos que garantizan el buen funcionamiento de la estructura.

El procedimiento típico de diseño sísmico empleado por los reglamentos para cumplir dichos estados límite consiste en hacer un diseño estático con fuerzas laterales equivalentes obtenidas a partir de un espectro de diseño elástico reducido por un factor de comportamiento sísmico, Q , que depende del tipo de estructura y de su capacidad de desplazamiento (ductilidad). Posteriormente, para determinar las demandas de desplazamiento inelástico, los desplazamientos elásticos deben ser afectados por los factores de reducción empleados. Posteriormente, estos se comparan con los desplazamientos admisibles definidos en el reglamento. En el caso de Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-2004), al cual haremos referencia en esta investigación, este requisito se establece en términos de desplazamientos

relativos de entrepiso y no deben exceder de 0.006 o 0.012 veces la altura del mismo entrepiso según el edificio tenga o no ligados a la estructura elementos frágiles.

El desplazamiento máximo es la medida más importante de la respuesta sísmica de un edificio, ya que se relaciona a este con los daños estructurales y no estructurales que ocurren al edificio durante un sismo, por tal motivo es deseable que sea estimado de manera razonable, teniendo en cuenta todas las incertidumbres involucradas en el proceso de diseño y la excitación.

Debido a la importancia que tienen los desplazamientos en relación al daño que un edificio puede presentar, es necesario desarrollar metodologías que estimen los desplazamientos inelásticos de manera más precisa. Para ello, se han propuesto expresiones que estiman los desplazamientos inelásticos en sistemas de un grado de libertad (S1GL), pero no son muy abundantes los estudios hechos en sistemas de múltiples grados de libertad. Asimismo, dichos estudios están limitados a sistemas ubicados en terreno firme, por lo que en este trabajo se pretende evaluar las demandas de desplazamiento inelástico en sistemas de múltiples grados de libertad desplazados sobre terreno blando.

Otro de los aspectos que no han sido estudiados de manera profunda se refiere a la respuesta de edificios desplazados en terreno blando al ser sujetos a secuencias sísmicas. El tema de las secuencias sísmicas adquiere su importancia al observarse que las réplicas de un evento sísmico pueden incrementar el estado de daño observado después del evento principal, e incluso ocasionar el colapso de los edificios ya vulnerables por daño ocasionado durante el evento principal. (Luco *et al.*, 2004; Yeo, 2005).

Para un análisis más refinado de edificios es necesario hacer consideraciones más realistas de las condiciones del entorno donde se ubica el inmueble. Si bien en este estudio se utilizan modelos simplificados a base de marcos planos, se pretende en una segunda etapa de estudio y bajo ciertas consideraciones, representar, de manera menos ficticia, la flexibilidad el suelo donde se desplanta la estructura, con la finalidad de estudiar el efecto de la interacción que el suelo tiene con esta durante un evento sísmico principal y la variación de este efecto si el evento fuera una secuencia sísmica.

1.2 Estudios previos

Los desplazamientos experimentados por las estructuras como respuesta ante una excitación del terreno han cobrado interés relevante ya que estos se han vinculado con los daños que una estructura puede experimentar durante un evento sísmico de magnitud importante. Debido a esto se han realizado varios trabajos orientados a investigar de manera más profunda acerca de tal respuesta, generalmente, en

términos de distorsiones de entrepiso y/o azotea, ninguno de ellos estudia sistemas de múltiples grados de libertad desplazados sobre terreno blando.

Como resultado de estos estudios, se han hecho propuestas encaminadas a mejorar la concepción adoptada por los reglamentos en general, relativo a los desplazamientos inelásticos con la finalidad de mejorar su predicción y proporcionar expresiones simplificadas a los ingenieros estructuristas de la práctica.

Uang y Maarouf (1995) observaron las inconsistencias de varios códigos de diseño del mundo respecto a la estimación de desplazamientos de sistemas inelásticos, los cuales establecen multiplicar los desplazamientos elásticos por un factor igual al factor de reducción de las fuerzas sísmicas en algunos reglamentos incluyendo el mexicano, y menor que dicho factor de reducción en otros códigos de diseño.

Resultado de dicha discrepancia, los autores realizaron un estudio utilizando marcos planos de acero y concreto de varios niveles y 8 registros sísmicos de entrada para el análisis dinámico, con la finalidad de evaluar el factor de amplificación apropiado para el diseño sísmico de marcos de varios pisos. Ellos concluyeron que el factor de amplificación puede ser ligeramente menor que el factor de amplificación de fuerzas para estimar la distorsión de azotea y significativamente mayor para la estimación de las distorsiones de entrepiso.

Santa Ana (1996) utiliza sistemas de un grado de libertad equivalentes para evaluar algunos métodos que estiman las demandas de deformaciones elásticas e inelásticas. Asimismo hace una comparación entre estos y el método del RCDF-93. También evalúa el método empleado por el RCDF-93 empleando sistemas de múltiples grados de libertad. Para su estudio utilizó 32 movimientos sísmicos distintos registrados en sitios de suelo blando de la ciudad de México.

Posteriormente, Miranda (1999), presenta un método aproximado para la estimación de demandas de deformación lateral en edificios de varios niveles que responden al modo fundamental cuando son sujetos a movimiento sísmico. Utilizó un modelo simplificado que consistió en la combinación de una viga a flexión y una viga a cortante, ambas en cantiléver unidas por barras axialmente rígidas, para desarrollar el método propuesto. El método propuesto es considerado como una alternativa que permite una estimación rápida de los desplazamientos inelásticos máximos de azotea y de la máxima distorsión de entrepiso para un espectro de desplazamientos dados. Dicho método se evaluó utilizando marcos planos de acero sometidos a 3 acelerogramas registrados en suelo firme.

Ruiz-García y Miranda (2004) proponen una ecuación simplificada para evaluar los desplazamientos de sistemas inelásticos a partir de la demanda de desplazamientos elásticos. Esta propuesta funciona para edificios construidos sobre terreno blando. Para su estudio utilizaron sistemas de 1GL sometidos a 6

niveles de deformación inelástica los cuales fueron sujetos a 116 acelerogramas registrados en terreno blando. Se evaluó la influencia del periodo de vibración de la estructura normalizado por el periodo dominante del movimiento del terreno (T/T_g), la degradación de rigidez, el nivel de ductilidad, la magnitud del terremoto y la distancia epicentral.

Ruiz-García y Miranda (2006), basándose en el método de coeficientes para la evaluación de las demandas de desplazamiento inelástico, propusieron una expresión simplificada en función de la resistencia lateral normalizada de la estructura. La ecuación fue dirigida a estimar la media de los desplazamientos inelásticos para ayuda de los ingenieros en la valoración de estructuras construidas sobre terreno blando. En esta ocasión utilizando 118 acelerogramas registrados en terreno blando y sistemas de 1GL. Adicionalmente al estudio anterior se investigaron los efectos de la rigidez de postfluencia y de la degradación de rigidez y resistencia en la relación de desplazamientos. En este estudio se encontró que la respuesta de desplazamientos de S1GL con comportamiento inelástico son mayores que los desplazamientos de sistemas elásticos en rangos de T/T_g pequeños. Para periodos dominantes del terreno cercanos al periodo fundamental de vibración de la estructura los desplazamientos inelásticos pueden ser menores que los desplazamientos elásticos en sistemas de un grado de libertad. La expresión propuesta estima con buena aproximación la media de la relación de desplazamientos de sistemas de 1GL con comportamiento elástico perfectamente plástico.

Karabasilis *et al.*, (2006) propone también nuevas relaciones para estimar el perfil del máximo desplazamiento sísmico de estructuras de múltiples grados de libertad. Para su estudio utilizó marcos planos de acero y un conjunto de 13 acelerogramas. En las ecuaciones propuestas toma en cuenta la influencia del número de pisos y el factor de capacidad de diseño de las juntas, reconocidos por los autores como parámetros importantes. En su estudio hace un análisis de los patrones de desplazamientos obtenidos y reconoce la diferencia entre el perfil de un marco respondiendo elásticamente con los perfiles de la respuesta de los marcos que se comportan inelásticamente.

Más recientemente, Erduran y Kunnath (2010) evalúan el método de coeficientes para la obtención de desplazamientos inelásticos propuesto por FEMA-440. Su estudio fue realizado en sistemas de múltiples grados de libertad usando un total de 60 acelerogramas registrados en suelo firme. Proponen nuevos factores para mejorar la estimación de la demanda de desplazamientos predicha por la expresión propuesta en FEMA-440.

Respecto a la interacción suelo-estructura se ha observado, en estudios hechos en S1GL, que la variación de la respuesta de desplazamientos no es significativa si se toma en cuenta la flexibilidad del suelo. La estimación de desplazamientos de sistemas con base rígida es conservadora respecto a los estimados sobre

base flexible, lo que sugiere que los desplazamientos inelásticos en sistemas suelo-estructura pueden ser evaluados de manera razonablemente conservadora analizando la estructura sobre base rígida pero considerando los periodos amplificados del sistema por efecto de la base flexible (Rodríguez y Montes 1998).

1.3 Objetivos y alcances

El objetivo principal de esta tesis consiste en evaluar las demandas de desplazamiento inelástico en edificios estructurados a base de marcos ubicados en sitios de terreno blando. Para tal fin, se emplearon modelos analíticos de edificios de concreto reforzado y acero con diferente número de niveles. Los modelos analíticos se sometieron a un conjunto de acelerogramas registrados en sitios de terreno blando con diferentes periodos dominantes del terreno.

Los objetivos particulares de la tesis son los siguientes:

- a) Evaluar las demandas de desplazamiento inelástico en modelos representativos de edificios, estructurados a base de marcos resistentes a momento, de acero y concreto reforzado.
- b) Revisar los lineamientos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTC-S) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal vigente (RCDF-2004) para estimar las demandas de desplazamiento inelástico.
- c) Verificar si los resultados obtenidos en sistemas de un grado de libertad de estudios previos son consistentes con los resultados que se obtienen en sistemas de múltiples grados de libertad considerados en este trabajo.
- d) Proponer una metodología para estimar demandas de desplazamiento inelástico, basada en conceptos de dinámica estructural y el cociente de desplazamientos, C_R , propuesto en estudios previos.
- e) Estudiar los efectos de las secuencias sísmicas así como de la interacción suelo-estructura en la demanda de desplazamientos inelásticos.

1.4 Organización de la tesis

Las labores de investigación desarrolladas en este estudio se organizaron en 6 capítulos. Los primeros 3 capítulos nos introducen al tema principal describiéndose en ellos los requerimientos necesarios para llevar a cabo los análisis y la obtención de resultados.

A continuación se describe brevemente el contenido de cada capítulo que conforma el presente estudio.

El **capítulo 1** describe de manera introductoria las razones que motivan a la realización de esta tesis, mostrando también los estudios que hasta la fecha se han realizado por otros autores así como los objetivos a cubrir con su elaboración.

En el **capítulo 2** se describen las características de los edificios en estudio así como las consideraciones hechas para representarlos por medio de modelos analíticos simples a base de marcos planos. Dichos modelos son analizados utilizando una serie de acelerogramas y secuencias sísmicas cuyas características y criterios de escalamiento se describen en el **capítulo 3**.

Los capítulos 4, 5 y 6 tratan sobre la interpretación de los resultados, en ellos se aborda el estudio de los desplazamientos inelásticos que las estructuras analizadas presentan al ser sometidas al conjunto de eventos sísmicos utilizados en el **capítulo 4**. La descripción de la metodología empleada para la estimación de desplazamientos inelásticos, su estimación con dicha metodología así como la comparación de los desplazamientos inelásticos de los análisis dinámicos con los obtenidos utilizando las NTC-S (2004) se aborda en el **capítulo 5**. Finalmente, en el **capítulo 6** se trata de evaluar los efectos que las secuencias sísmicas y la interacción del suelo con la estructura tienen en las demandas de desplazamiento inelástico.

En el capítulo de **conclusiones** se presenta un resumen de las principales observaciones derivadas del presente estudio y se proponen algunas **recomendaciones**, para ampliar dicho estudio en investigaciones futuras.

EDIFICIOS CONSIDERADOS EN ESTE ESTUDIO

2.1 Introducción

En este capítulo se describen las características geométricas y mecánicas de los edificios utilizados en este estudio. Dichos edificios se representan, de manera simplificada, a través de modelos analíticos constituidos por dos marcos planos que representan un marco exterior y un marco interior unidos en serie por medio de una barra rígida.

Para fines de este estudio, los modelos se agruparon en dos conjuntos, de acuerdo al material empleado en su diseño. El primer conjunto está constituido por 4 edificios existentes de acero de 4, 6, 8 y 10 niveles, los cuales son utilizados en el capítulo 5 para la estimación de desplazamientos inelásticos y en el capítulo 6 para estudiar la influencia de las secuencias sísmicas y la interacción suelo-estructura en su respuesta. El segundo conjunto lo conforman los modelos analíticos representativos de edificios existentes de concreto reforzado diseñados con la edición 1997 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTC-S, 1997), los cuales cuentan con 4, 6, 8, 10, 12 y 16 niveles. Adicionalmente, se incluyeron otros dos edificios del mismo material diseñados con la edición 2004 de las NTC-S, los cuales cuentan con 8 y 16 niveles.

En las siguientes secciones se hace una descripción más detallada de la geometría, características mecánicas y dinámicas, así como modelado de ambos grupos de edificios.

2.2 Edificios de acero

En la primera etapa de investigación, se utilizó un conjunto de 4 edificios de acero construidos comúnmente en la zona del lago del Valle de México. Los edificios fueron diseñados por (Díaz, 2006), bajo la supervisión de un despacho profesional.

Para su diseño, se consideró que el uso de los edificios sería para oficinas (estructura tipo B) y que estaban ubicados en Zona IIIb de la ciudad de México (terreno blando), de acuerdo a la zonificación indicada en la edición 2004 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S, 2004) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal vigente (RCDF-2004). Asimismo, en su diseño se consideró un factor de comportamiento sísmico, Q , igual a 2, valor comúnmente utilizado en la práctica profesional.

Los edificios fueron estructurados a base de marcos de acero y contraventeos excéntricos. La dirección longitudinal está conformada por marcos planos con el eje de mayor inercia de las columnas paralelo a la longitud del marco. El sentido transversal se rigidizó con contraventeos excéntricos para controlar los desplazamientos laterales ya que en este sentido las columnas presentan su menor momento de inercia. Los marcos del sentido longitudinal y del transversal están formados por 3 crujeas de igual longitud de 8m y 5m, respectivamente. En el sentido longitudinal se incluyeron vigas secundarias ubicadas en la mitad del claro de cada crujía de la dirección transversal. En la Figura 2.1 se muestra la planta típica de los edificios. Los edificios de este grupo son de 4, 6, 8 y 10 niveles y la altura de sus entrepisos es constante e igual a 3.5 m.

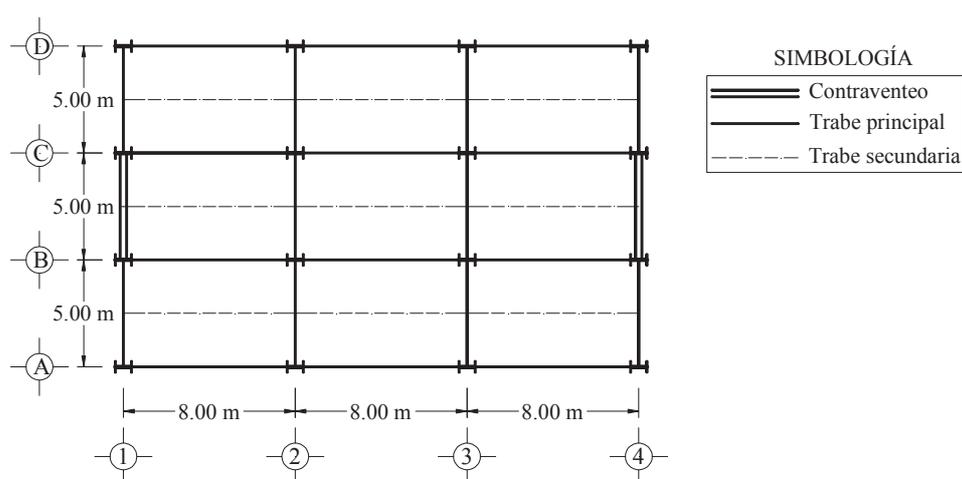


Figura 2.1 Planta típica de los edificios de acero.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

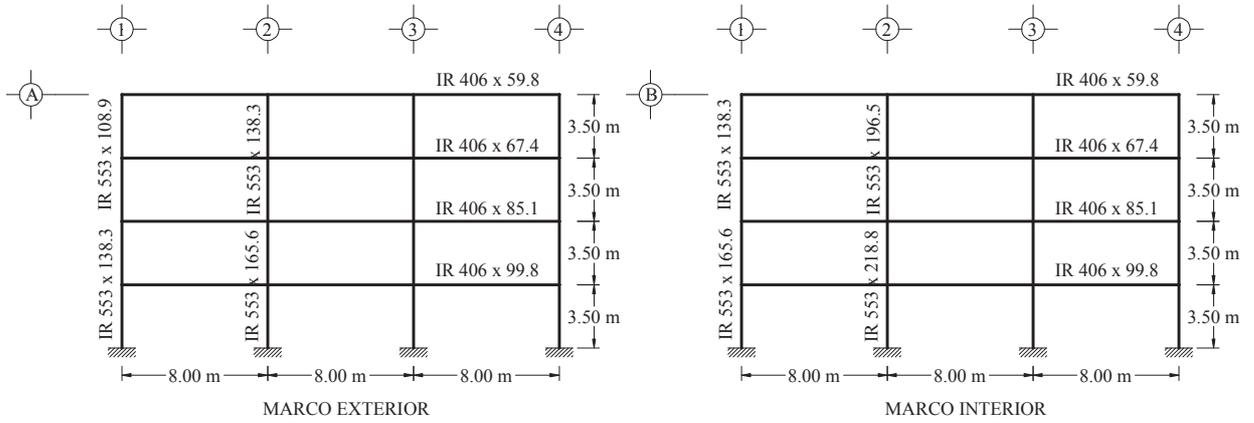


Figura 2.2 Elevación de los marcos longitudinales para el edificio de 4 niveles.

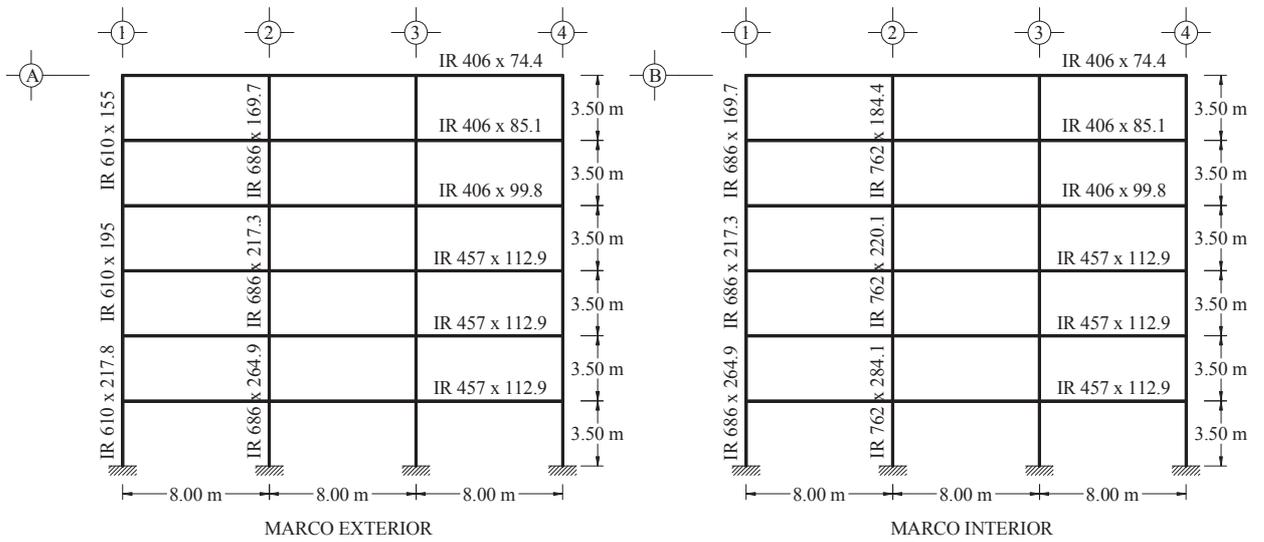


Figura 2.3 Elevación de los marcos longitudinales para el edificio de 6 niveles.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

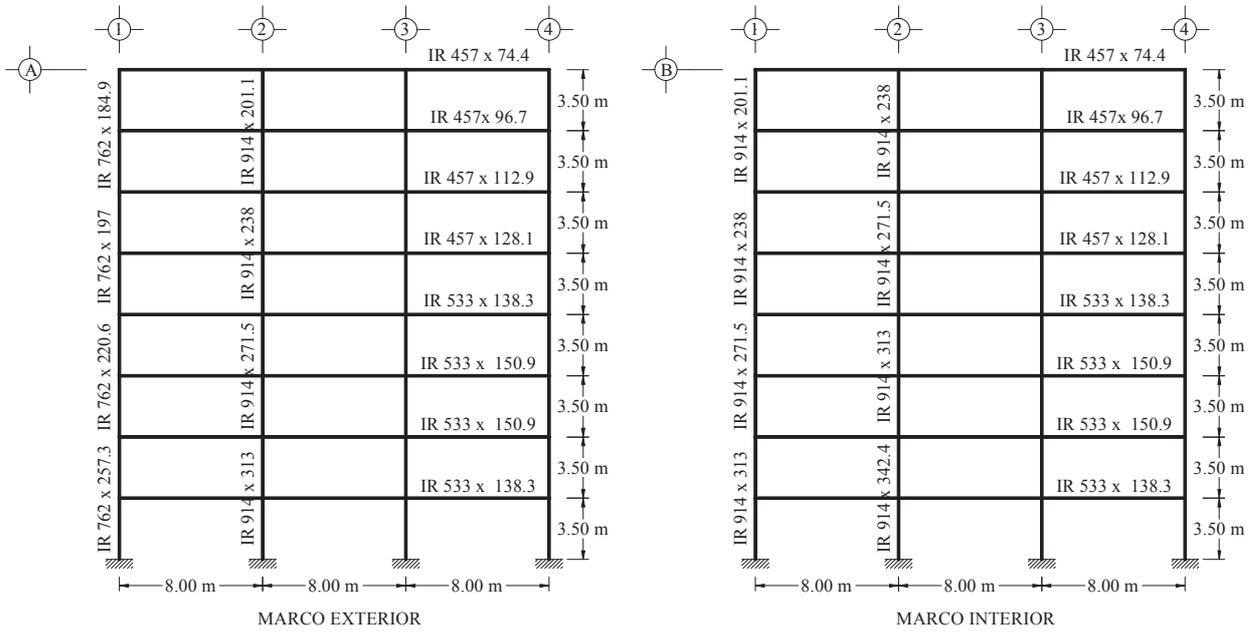


Figura 2.4 Elevación de los marcos longitudinales para el edificio de 8 niveles.

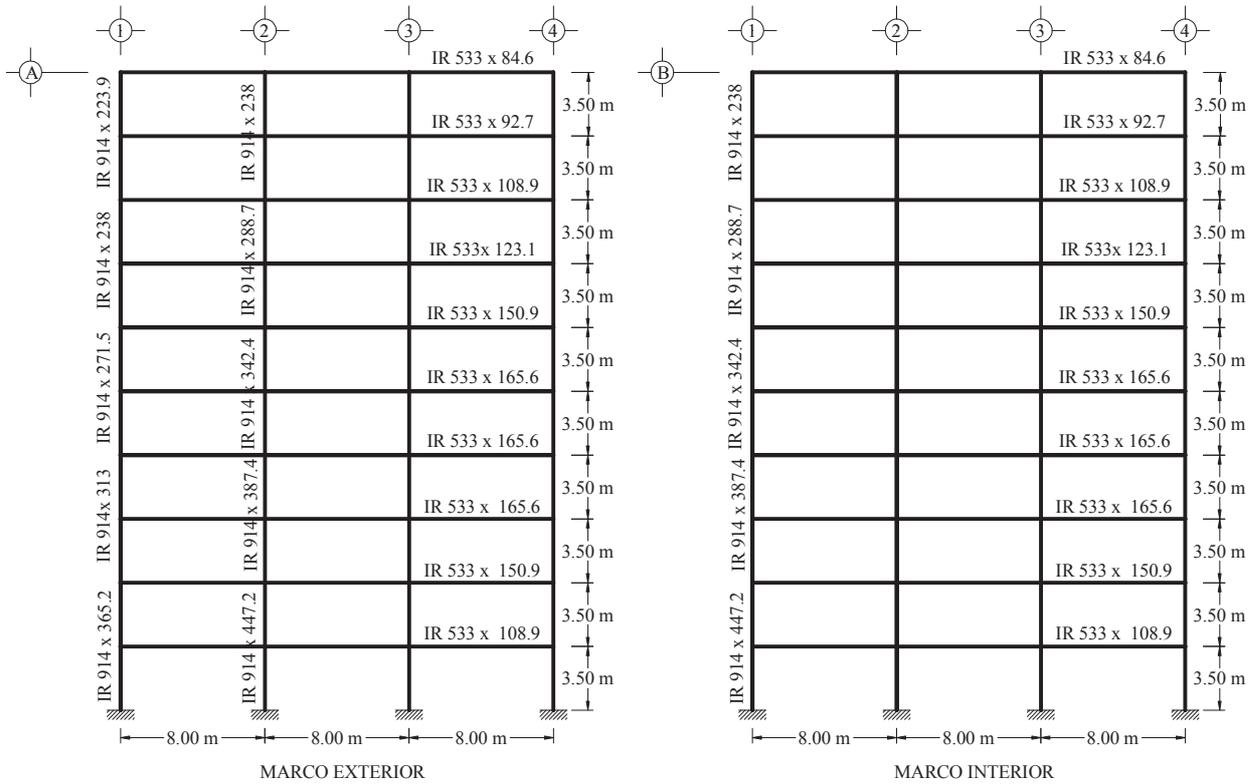


Figura 2.5 Elevación de los marcos longitudinales para el edificio de 10 niveles.

Para el diseño de los elementos se utilizaron perfiles comerciales IR de acero A-36 de acuerdo al Manual del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA, 2004). En las Figuras 2.2 a 2.5 se muestra la geometría en elevación de los edificios, así como las secciones finales obtenidas en su diseño de acuerdo a Díaz (2006). En lo sucesivo, se identificará a los edificios utilizando la nomenclatura como se denota en el siguiente ejemplo. En él se hace referencia al edificio de acero de 4 niveles.



2.3 Modelado de los edificios de acero

Debido a que este estudio está enfocado a la estimación de desplazamientos inelásticos en edificios estructurados a base de marcos, para analizar la respuesta sísmica de los edificios sólo se consideró un marco exterior y un marco interior del sentido longitudinal. Ambos marcos se modelaron con el programa de computadora RUAUMOKO (Carr, 2009) el cual permite realizar análisis dinámicos no lineales.

Para fines de modelado, el marco externo y el marco interno se colocaron en serie y se unieron con una trabe de liga con inercia muy grande comparada con la del resto de las secciones, a fin de que los desplazamientos laterales fueran iguales en cada marco. El sistema de piso se modeló como un diafragma rígido. Sólo se consideró la mitad del peso total del edificio, el cual se distribuyó por áreas tributarias y se concentró en los nodos del marco equivalente. En la Figura 2.6 se ilustra esquemáticamente el modelado del edificio de 4 niveles. Se consideró 5% de amortiguamiento en los primeros dos modos de vibración.

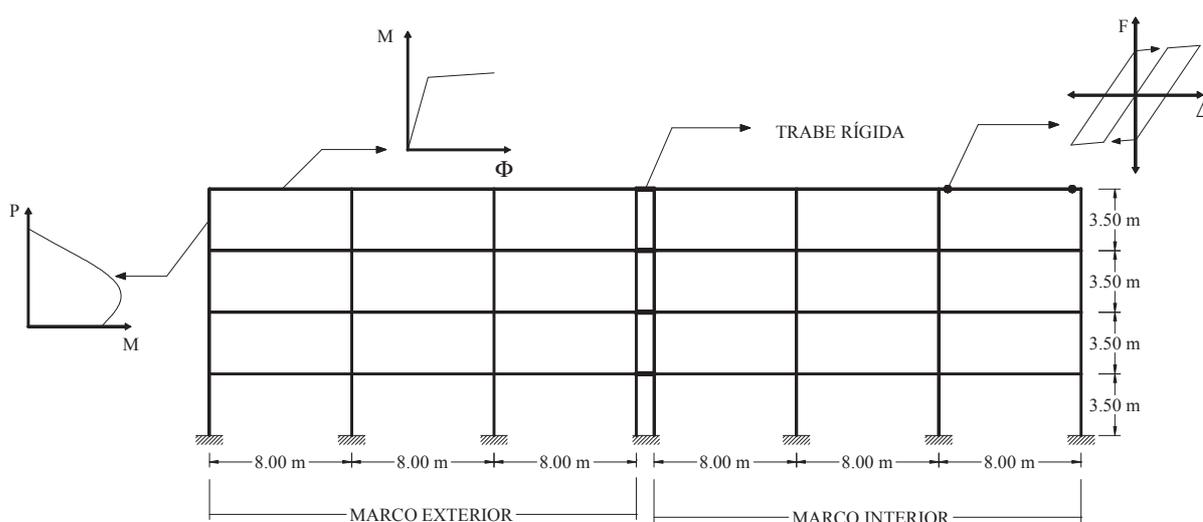


Figura 2.6 Modelo del edificio de 4 niveles.

Se consideró la formación de articulaciones plásticas en los extremos de vigas y columnas ya que es donde se concentra el daño en los elementos debido a las cargas cíclicas. La distancia de la articulación plástica se consideró como el 80% del peralte del elemento. Se ha observado en pruebas experimentales que en los elementos de acero sujetos a cargas cíclicas, su comportamiento hysterético es muy similar al bilineal con la presencia del efecto Bauschinger (Tsai, 1995) cuando no se presentan problemas de inestabilidad local o global.

Para reproducir los modelos de Díaz (2006), inicialmente se consideró una rigidez de post-fluencia (o endurecimiento por deformación) igual a 3%. Sin embargo, para fines de evaluar la metodología propuesta en el Capítulo 5, se hicieron modificaciones en el comportamiento hysterético para suponer un comportamiento casi-elastoplástico (es decir, en el modelo de histéresis adoptado se redujo la pendiente de postfluencia a 0.01% para evitar una estabilidad numérica durante el análisis) mostrado en la Figura 2.7.

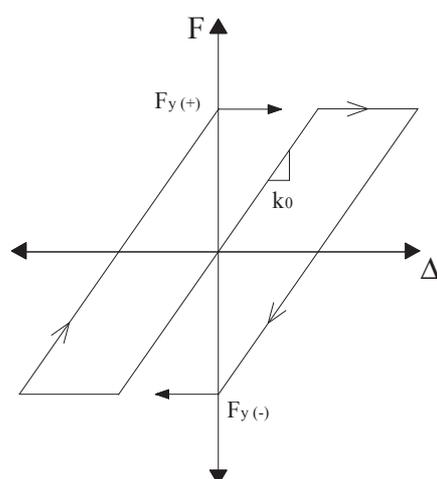


Figura 2.7 Modelo histérico elastoplástico perfecto.

Es deseable que las estructuras que se construyen en zonas de alta sismicidad desarrollen áreas muy grandes en sus ciclos de histéresis y que sean estables en sus ciclos sucesivos. La Figura 2.7 es un ejemplo de un comportamiento estructural estable y con gran disipación de energía.

En las vigas, sólo se consideró su resistencia a flexión representada por el momento plástico (es decir, esfuerzo de fluencia multiplicado por el módulo de sección plástico de cada sección). Para el modelado de las columnas en RUAUMOKO (Carr, 2009), se consideraron los puntos que definen el diagrama de interacción simplificado mostrado en la Figura 2.8. En el diagrama mostrado, PYC es la fuerza de fluencia

en compresión del elemento, P_{YT} es la fuerza de fluencia en tensión y M_0 es el momento flexionante cuando la fuerza axial P es igual a cero.

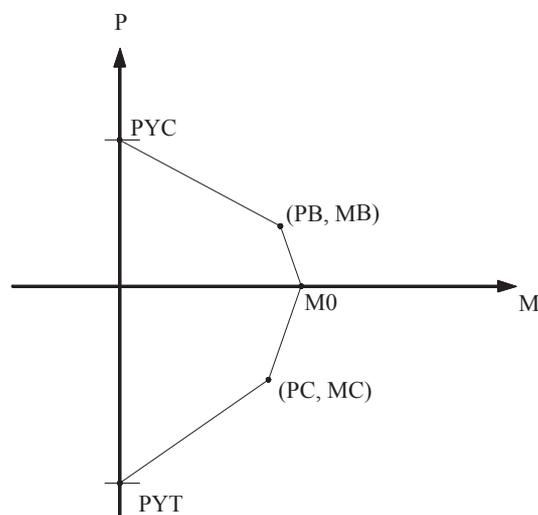


Figura 2. 8 Diagrama de interacción simplificado para columnas considerado en RUAUMOKO (Carr, 2009).

Una vez desarrollados los modelos analíticos, se obtuvo su curva de capacidad (es decir, cortante basal normalizado con respecto al peso de la estructura, V_b/W_t , contra el desplazamiento de azotea del edificio, o bien normalizado con respecto a la altura del edificio, θ) para cada modelo. Esto se hizo mediante un análisis estático no lineal incremental, comunmente denominado “push-over” en la literatura inglesa, utilizando el programa de computadora RUAUMOKO (Carr, 2009). En la Figura 2.9 se muestran las curvas de capacidad obtenidas para los edificios de acero considerados en esta investigación.

Para verificar la aproximación de los modelos desarrollados en este estudio con los modelos analíticos descritos en Díaz (2006), se compararon su periodo fundamental, T , el coeficiente de fluencia, C_y , y el desplazamiento de fluencia de azotea, δ_y , de cada modelo. El coeficiente C_y se obtuvo al dividir el cortante basal a la fluencia entre el peso del edificio. Tanto C_y como δ_y se obtuvieron mediante una representación bilineal de la curva de capacidad considerando un criterio de igual energía.

En la Tabla 2.1 y 2.2 se presentan las características dinámica y mecánica de los modelos considerados por Díaz (2006) y los utilizados en este estudio respectivamente. En ellas puede observarse que las características de modelos son similares.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

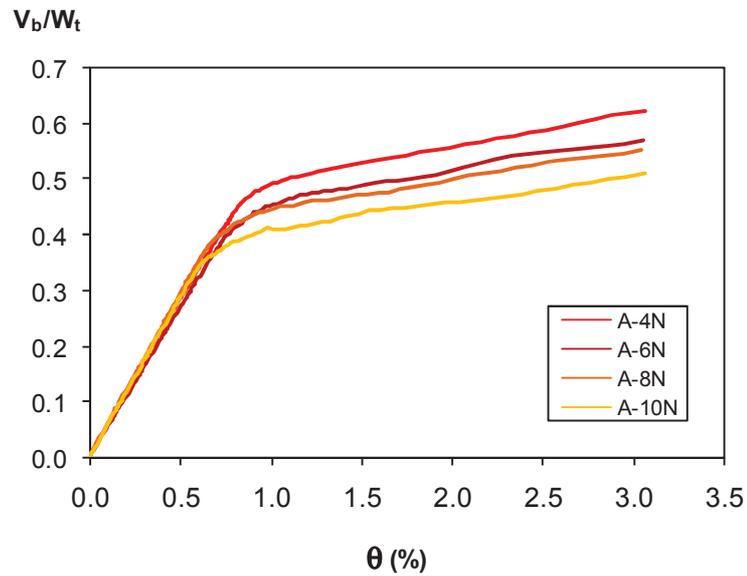


Figura 2.9 Curvas de capacidad de los edificios de acero.

Tabla 2.1 Características mecánicas de los modelos considerados por Díaz (2006).

MODELO	T(s)	C _y	δ _y (m)
M4Q2	0.860	0.483	0.125
M6Q2	1.031	0.452	0.170
M8Q2	1.108	0.434	0.186
M10Q2	1.275	0.389	0.216

Tabla 2.2 Características mecánicas de los modelos considerados en este estudio.

MODELO	T(s)	C _y	δ _y (m)
A-4N	0.801	0.490	0.120
A-6N	0.986	0.450	0.170
A-8N	1.083	0.430	0.200
A-10N	1.243	0.390	0.240

Los modelos calibrados se modificaron para que su comportamiento representara el comportamiento de un edificio real. Por lo tanto, para mejorar el modelado de los marcos se consideraron dos aspectos adicionales:

- 1) Inclusión de zonas rígidas en los extremos de las vigas y columnas debido a la presencia de atiesadores en las conexiones, como se ilustra en la Figura 2.10.
- 2) Sobrerresistencia debida al material.

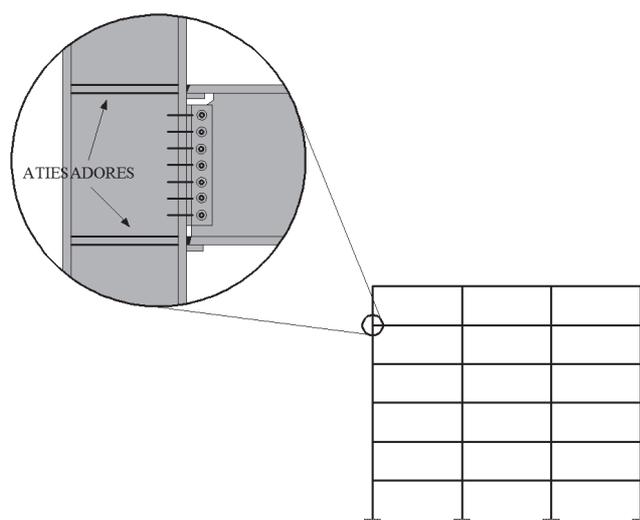


Figura 2.10 Conexión rígida en los edificios.

La resistencia nominal de fluencia del acero A-36 es de 2530 kg/cm^2 ; sin embargo, se ha observado que experimenta un incremento de resistencia de casi el 40% sobre la resistencia nominal de fluencia. De acuerdo a la literatura, se espera que el acero A-36 alcance, en promedio, una resistencia de fluencia de 3450 kg/cm^2 (Gupta y Krawinkler, 1999). Por tal motivo, en este estudio se consideró una resistencia de fluencia de 3450 kg/cm^2 en vigas y columnas.

Considerando estas modificaciones, nuevamente se obtuvo la curva de capacidad para cada modelo modificado. En la Figura 2.11 se muestra una comparación de las curvas de capacidad obtenidas con los modelos originales y modificados. En ellas se puede observar un incremento de rigidez en los modelos modificados, lo cual se refleja en la disminución del periodo fundamental de vibración, y un incremento de su resistencia de fluencia. Puede observarse que los edificios de acero fluyen para fuerzas cortantes basales normalizadas al peso de la estructura (V_b/W_t) que van de 0.54 a 0.72, las cuales se incrementan

cuando el número de niveles disminuye, lo que implica que tienen mayor resistencia que los modelos originales. Finalmente, en la Tabla 2.3 se resumen las características mecánicas de los modelos modificados de acero.

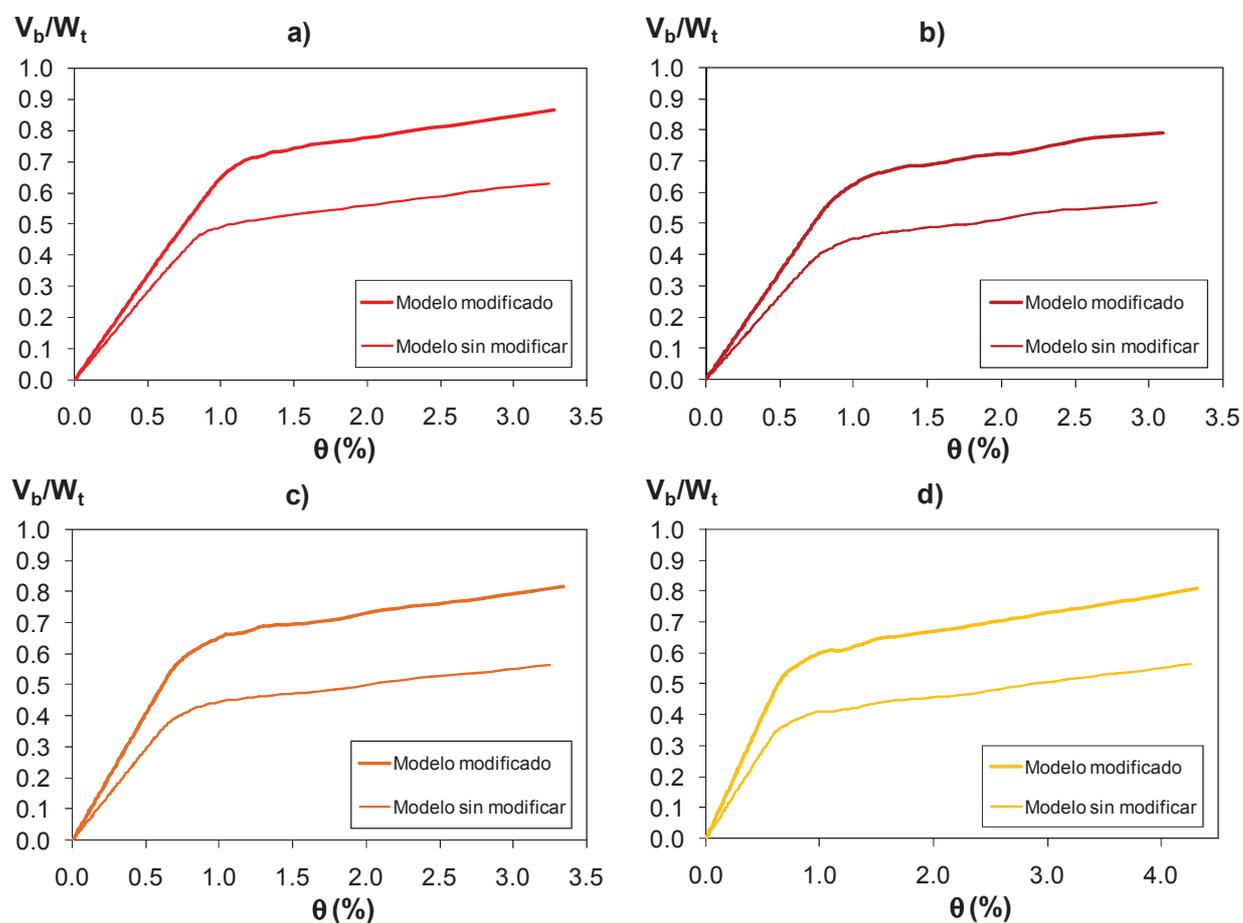


Figura 2.11 Curvas de capacidad de modelos modificados y sin modificar. a) Edificio de 4 niveles, b) Edificio de 6 niveles, c) Edificio de 8 Niveles, y d) Edificio de 10 niveles.

Tabla 2.3 Características mecánicas de los modelos modificados.

MODELO	T(s)	C_y	δ_y (m)
A-4N	0.739	0.720	0.150
A-6N	0.877	0.650	0.200
A-8N	0.926	0.640	0.220
A-10N	1.060	0.590	0.260

2.4 Edificios de concreto

En la segunda etapa de este estudio se consideraron 6 edificios existentes de concreto reforzado diseñados con la edición 1997 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (Terán-Gilmore, 2004) y dos más diseñados con la edición 2004 (Aguilar, 2012). En todos los casos de estudio se asumió que los edificios estaban ubicados en la zona del lago de la ciudad de México, aún cuando el espectro de diseño es diferente, y su destino es para oficinas (es decir, estructuras del Grupo B).

Los edificios diseñados con la edición 1997 de las NTC-S tienen distribución regular de masa, rigidez y resistencia tanto en planta como en altura (Terán-Gilmore, 2004). Cuentan con planta cuadrada de 21m por lado y 3 crujías, de 7m cada una, como se muestra en la Figura 2.12. La distancia típica de entrepisos es constante con la altura e igual a 3m, a excepción de la planta baja cuya altura es de 4.5m. Estos edificios fueron diseñados para un factor de comportamiento sísmico, Q , igual a 4. En la Figura 2.13 se puede ver la geometría de los edificios de 4, 8 y 12 niveles.

La resistencia a la compresión del concreto utilizado para estos edificios fue de 250 kg/cm^2 y la resistencia de fluencia del acero fue de 4200 kg/cm^2 . Las dimensiones de vigas y columnas de tres de los edificios se muestran en la Figura 2.13.

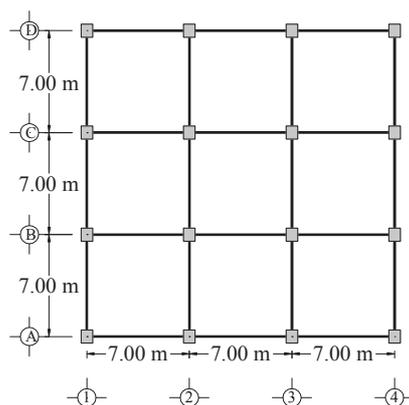


Figura 2.12 Planta tipo de los edificios de concreto diseñados con RCDF-1997.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

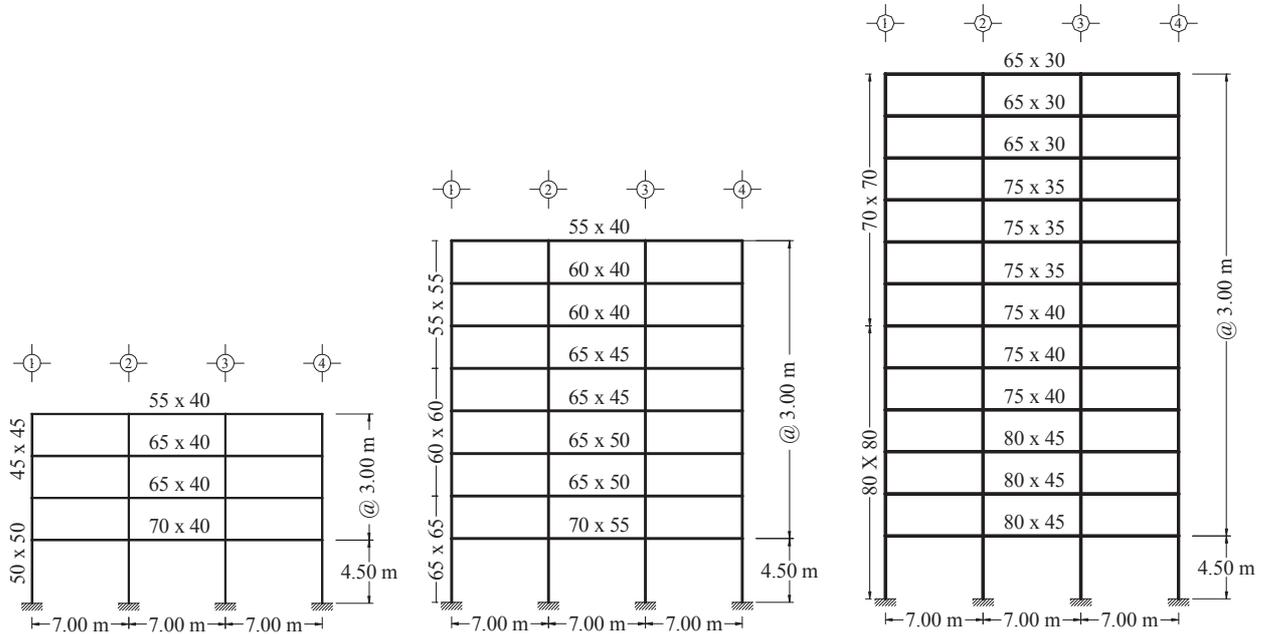


Figura 2.13 Elevación de 3 de los edificios de concreto diseñados con el RCDF-1997.

La geometría en planta de los edificios de 8 y 16 niveles diseñados con la edición 2004 se muestra en la Figura 2.14, la cual consta de 3 crujeías en ambos sentidos con claros de 7.31m. La distancia de entrepisos es de 3.66 m, constante con la altura en todos sus niveles. Las secciones resultantes de vigas y columnas se muestran en la Figura 2.15.

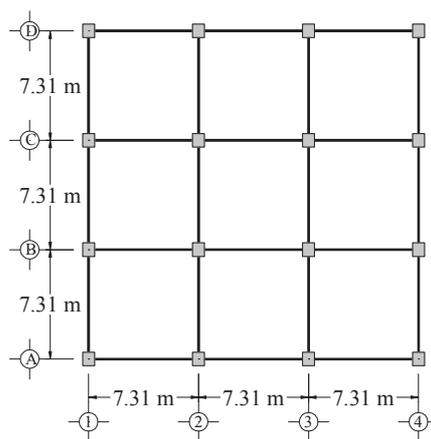


Figura 2.14 Planta de los edificios de concreto diseñados con el RCDF-2004.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

De acuerdo a la Sección 6 de la edición NTC-S (2004) relacionado a las condiciones de regularidad, el edificio de 8 niveles se considera regular. Sin embargo, el edificio de 16 niveles no cumple con el requisito 2 de regularidad, dado que la relación de su altura con la dimensión menor de su base es mayor que 2.5. Por ello, este edificio se considera irregular y se tuvieron que hacer las correcciones por irregularidad que establece la sección 6.4 de las NTC-S (2004) durante su diseño.

Los dos edificios diseñados con la Edición 2004 de las NTC-S fueron diseñados a base de marcos dúctiles. Para su diseño se usó un factor de comportamiento sísmico, Q , igual a 3. La resistencia a la compresión del concreto utilizada fue de 300 kg/cm^2 , mientras que la resistencia de fluencia del acero fue de 4200 kg/cm^2 . De acuerdo a la nomenclatura empleada, para identificar este conjunto de edificios de concreto se usará la que se muestra en el ejemplo siguiente el cual hace referencia al edificio de concreto de 8 niveles diseñado con $Q=3$.

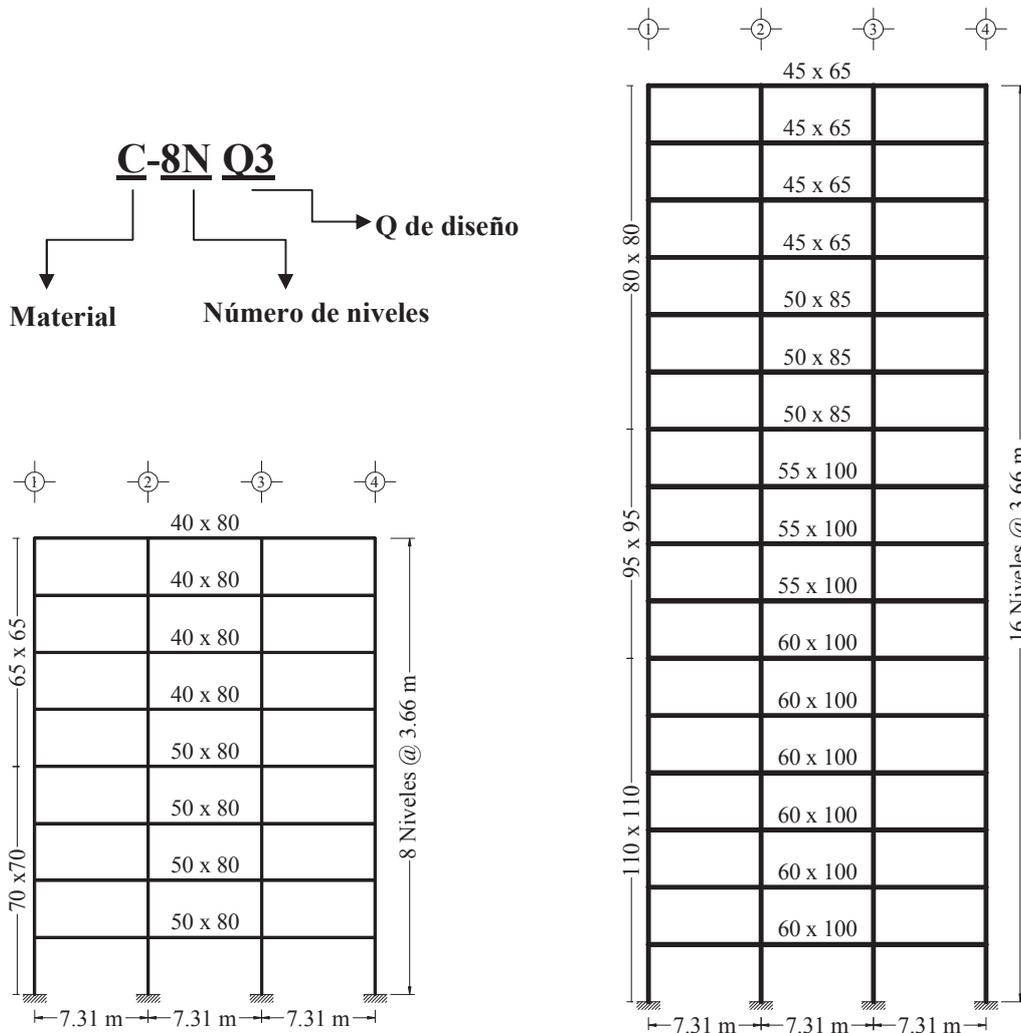


Figura 2.15 Geometría y secciones de los edificios diseñados con RCDF-2004.

2.5 Modelado de los edificios de concreto

Los edificios de concreto fueron modelados con el programa de computadora RUAUMOKO (Carr, 2009). Los modelos de concreto se calibraron para reproducir las características mecánicas y dinámicas de los modelos empleados por Teran-Gilmore (2004) y Aguilar (2012). Nuevamente se desarrollaron modelos en dos dimensiones de los edificios estudiados, como se ilustra en la Figura 2.16.

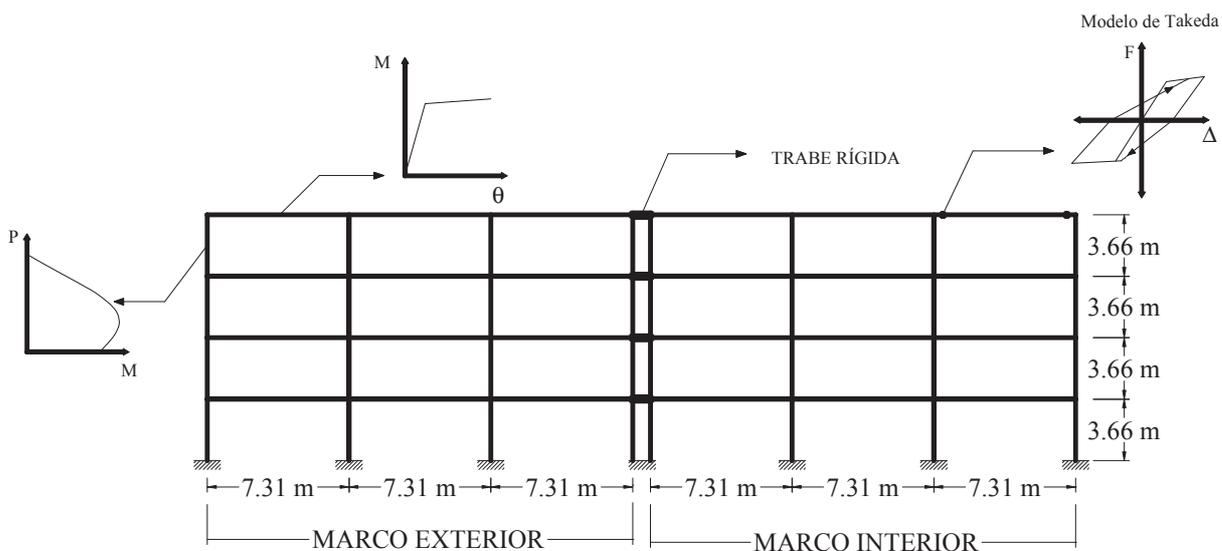


Figura 2.16 Modelo de 4 niveles diseñado con RCDF (2004). Consideraciones hechas en todos los modelos representativos de los edificios de concreto.

Para fines de modelado, se consideró el agrietamiento en las vigas y columnas en su momento de inercia. Para obtener sus propiedades mecánicas, se obtuvieron curvas momento-curvatura de las secciones de vigas y los diagramas de interacción en columnas. Una vez obtenidos los diagramas de interacción, se definieron los puntos necesarios para su representación simplificada en el programa RUAUMOKO (Carr, 2009), los cuales se muestran en la Figura 2.17. En las vigas se obtuvo su momento de fluencia a través de los diagramas momento-curvatura de las diferentes secciones de vigas utilizadas.

La zona rígida también fue considerada para estos modelos así como la formación de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos resistentes, donde se concentra su comportamiento inelástico. Respecto a la longitud de zona rígida, en las vigas se consideró del 100% de la dimensión paralela a la longitud de la viga, de la columna que conecta. En las columnas, la longitud de zona rígida en los extremos del elemento se consideró igual al 50% del peralte de la viga que conecta. Esta longitud se mide del extremo del elemento al centro del mismo en su sentido longitudinal. La longitud de articulación plástica se consideró como el 50% del peralte del elemento.

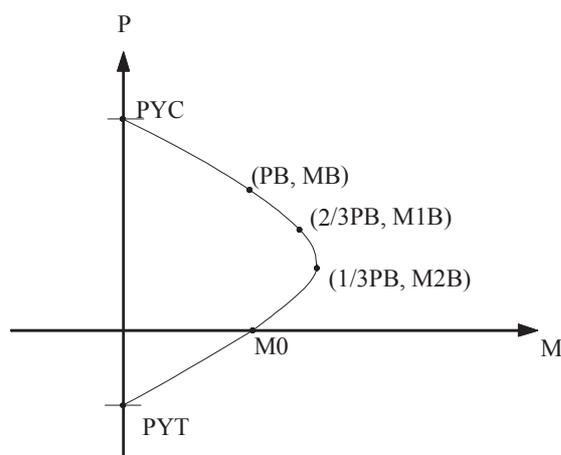


Figura 2.17 Diagrama de interacción idealizado para el modelado de las columnas en el programa RUAUMOKO (Carr, 2009).

En todos los elementos se consideró un comportamiento histerético representado por el modelo modificado de Takeda (Takeda et al., 1974) el cual se muestra en la Figura 2.18. Cabe notar que este modelo se ha empleado ampliamente para representar el comportamiento histerético de elementos de concreto reforzado sujetos a cargas cíclicas que no exhiben pérdida de resistencia debido al deslizamiento de varillas, insuficiente refuerzo transversal, entre otros factores. Se consideró una rigidez de post-fluencia del 0.01% de la rigidez elástica.

A diferencia del modelo empleado en los edificios de acero mostrado en la Figura 2.7, el modelo de Takeda presenta deterioro de rigidez a la descarga, lo que implica una menor área encerrada y por tanto una disminución de la capacidad de disipación de energía.

Una vez modelados los edificios, se procedió a obtener su curva de capacidad. En particular, se cuidó que el periodo fundamental de la estructura, T , el coeficiente sísmico, C_y , y el desplazamiento, δ_y , correspondiente al cortante basal de fluencia, V_y , fueran similares a los descritos por Teran-Gilmore (2004) y Aguilar (2012).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

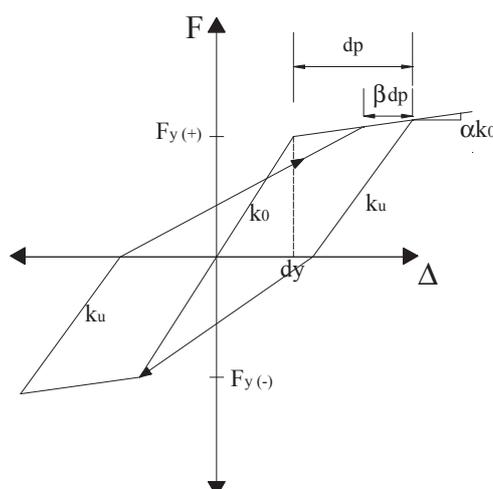


Figura 2.18 Modelo histerético de Takeda empleado en los edificios de concreto.

En la Figura 2.19 se muestran las curvas de capacidad correspondientes a cada uno de los modelos de los edificios de concreto. En general, se puede observar que la resistencia de los edificios de concreto es menor que la obtenida en los edificios de acero. En la Tabla 2.4 se presentan las características mecánicas y dinámicas de cada modelo. Puede notarse que el cortante basal resistente normalizado respecto al peso de la estructura modelada (V_b/W_t) oscila de 0.19 a 0.32 en los edificios diseñados con la edición 1997 de las NTCS y de 0.25 a 0.29 en los edificios diseñados con las NTCS-2004.

Tabla 2.4 Características mecánicas de los edificios de concreto

MODELO	T (s)	C_y	θ_y (%)	$\Gamma_1 \Phi_1$
C- 4NQ4	0.805	0.320	0.540	1.25
C- 6NQ4	1.137	0.220	0.510	1.31
C- 8NQ4	1.401	0.190	0.620	1.32
C-10NQ4	1.399	0.190	0.540	1.39
C-12NQ4	1.399	0.210	0.490	1.36
C-16NQ4	1.740	0.200	0.580	1.43
C- 8NQ3	0.981	0.290	0.600	1.42
C-16NQ3	1.212	0.250	0.390	1.48

Al observar las curvas de capacidad de la Figura 2.19 es evidente que los edificios de concreto diseñados con el NTCS-1997 son menos resistentes que los diseñados con las NTCS-2004 y, ambos grupos de edificios, tienen menor resistencia que los edificios de acero también diseñados con el NTCS-2004.

Atendiendo al periodo de vibración de los edificios de concreto, estos son más rígidos que los de acero, pues son mayores que un segundo con excepción de dos de los modelos cuyos periodos fundamentales son de 0.805s y 0.981s.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

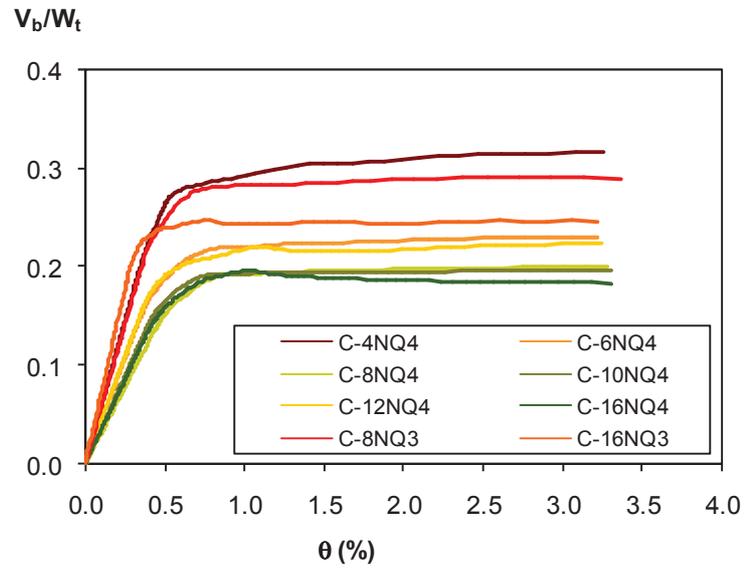


Figura 2.19 Curvas de capacidad de los edificios de concreto.

MOVIMIENTOS DEL TERRENO

3.1 Introducción

A fin de estimar las demandas sísmicas a las que una estructura puede ser sometida es necesario contar con un conjunto de acelerogramas representativos del sitio donde ésta se ubica. Es decir, las características de los parámetros más importantes que definen la intensidad del movimiento tales como la aceleración máxima, la duración de la fase intensa y el contenido de frecuencias deben ser específicas del peligro sísmico donde se ubica la estructura de interés.

El suelo de la ciudad de México tiene propiedades únicas (por ejemplo, este tipo de terreno presenta grandes contenidos de agua, mayor a 400%, lo que favorece la amplificación de las ondas sísmicas). Los daños que generó el terremoto ocurrido el 19 de septiembre de 1985 están fuertemente relacionados con el tipo de terreno. Se tiene la certeza de que las características y propiedades del suelo jugaron el papel principal en el desastre ocurrido (Díaz-Rodríguez, 2006). Este sismo causó que muchos edificios sufrieran desde asentamientos importantes e incluso el colapso total de las estructuras.

En este capítulo se describen los movimientos del terreno empleados en esta investigación, así como los criterios de escalamiento para representar una mayor intensidad. Asimismo, se describe el criterio empleado para generar secuencias sísmicas artificiales que son representativas de las secuencias observadas en terreno blando.

3.2 Registros sísmicos utilizados

En este estudio se utilizó un conjunto de 20 acelerogramas registrados en estaciones ubicadas en terreno blando de la zona lacustre de la ciudad de México. En la Figura 3.1 se muestra la zonificación de la ciudad de México y la ubicación de las estaciones donde se obtuvieron los registros utilizados en este estudio. En la Tabla 3.1 se enlistan los 20 acelerogramas utilizados así como la nomenclatura usada en este estudio, el nombre de la estación, la fecha de ocurrencia, la magnitud (M_s), la componente del movimiento, la aceleración máxima del terreno (AMT), y el periodo dominante del terreno (T_g).

Dado que los periodos fundamentales, T , de los edificios a analizar, tanto de concreto reforzado como de acero, se encuentran entre 0.74 y 1.74 segundos, por lo tanto, puede observarse que existe un intervalo amplio de relaciones T/T_g . Sin embargo, relaciones T/T_g mayores a 1.5 no se consideraron debido a que no se contaba con acelerogramas que tuvieran periodos dominantes menores que 1.28 segundos. En la Figura 3.2 se muestran las 20 historias de aceleraciones utilizadas en esta investigación.

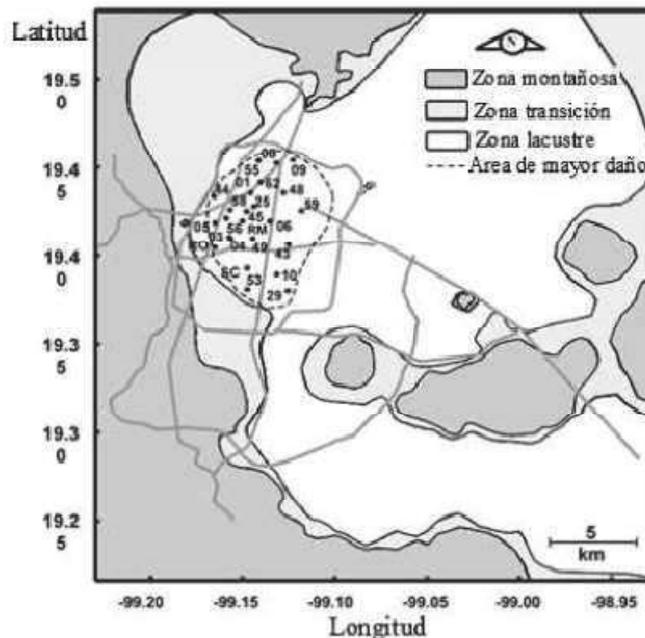


Figura 3.1 Zonificación del valle de México y ubicación de las estaciones (Aguilar, 2012).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

Tabla 3.1 Características de los acelerogramas registrados en terreno blando utilizados en este estudio.

#	Nomenclatura	No. De la estación	Nombre de la estación	Fecha	Magnitud (Ms)	Componente	Acel max (cm/s ²)	Tg (s)
1	SCT10DIEW	SC	SCT	10/12/1994	6.3	EW	15	1.89
2	SCT19SEEW	SC	SCT	19/09/1985	8.1	EW	167.9	2.07
3	SCT19SENS	SC	SCT	19/07/1985	8.1	NS	97.9	2.07
4	4424OCEW	44	U. Colonia IMSS	24/10/1993	6.6	EW	15	1.34
5	4424OCNS	44	U. Colonia IMSS	24/10/1993	6.6	NS	12.2	1.52
6	5524OCNS	55	Tlatelolco	24/10/1993	6.6	NS	8.3	1.35
7	RO14SEEW	RO	Roma	14/09/1995	7.1	EW	37.4	1.31
8	RO14SENS	RO	Roma	14/09/1995	7.1	NS	28.6	1.4
9	RO25ABEW	RO	Roma	25/04/1989	6.9	EW	54.7	1.27
10	RO25ABNS	RO	Roma	25/04/1989	6.9	NS	45.4	1.53
11	RO10DIEW	RO	Roma	10/12/1994	6.3	EW	12	1.39
12	RO10DINS	RO	Roma	10/12/1994	6.3	NS	14.2	1.32
13	4425ABEW	44	U. Colonia IMSS	25/04/1989	6.9	EW	39.6	1.28
14	5325ABEW	53	San Simón	25/04/1989	6.9	EW	30.5	1.56
15	4425ABNS	44	U. Colonia IMSS	25/04/1989	6.9	NS	52.3	1.36
16	5325ABNS	53	San Simón	25/04/1989	6.9	NS	39.7	1.4
17	2925ABEW	29	Villa del Mar	25/04/1989	6.9	EW	46.5	2.96
18	2925ABNS	29	Villa del Mar	25/04/1989	6.9	NS	49.4	2.96
19	4325ABNS	43	Jamaica	25/04/1989	6.9	NS	35.2	3.04
20	4825ABEW	48	Rodolfo Menéndez	25/04/1989	6.9	EW	47.7	2.89

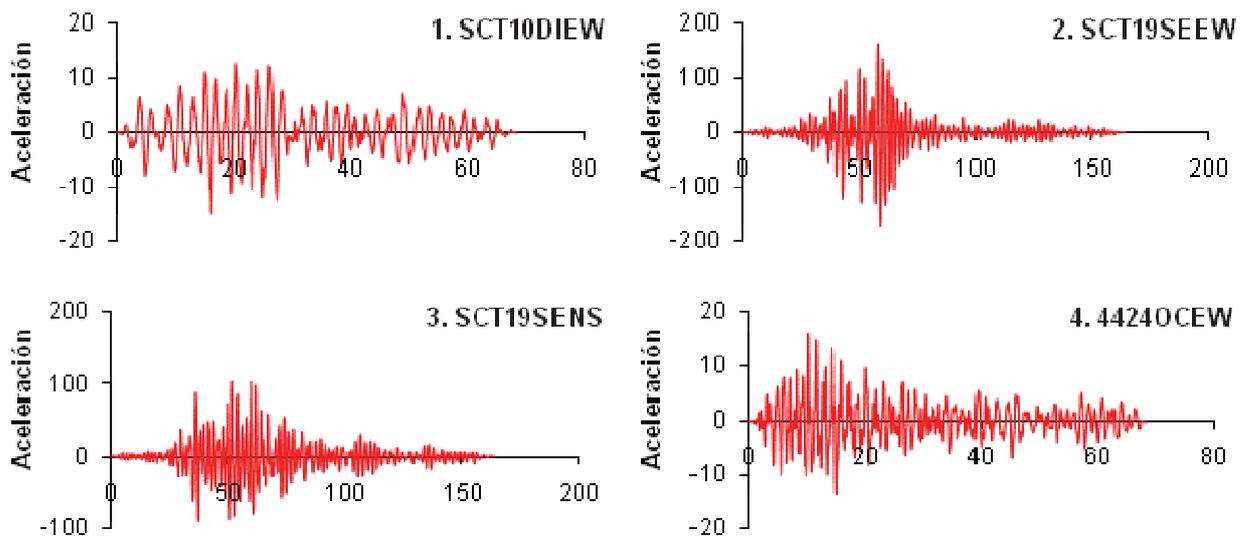


Figura 3.2 Historias de aceleración registradas en la zona del lago del valle de México (Aceleración en cm/s²).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

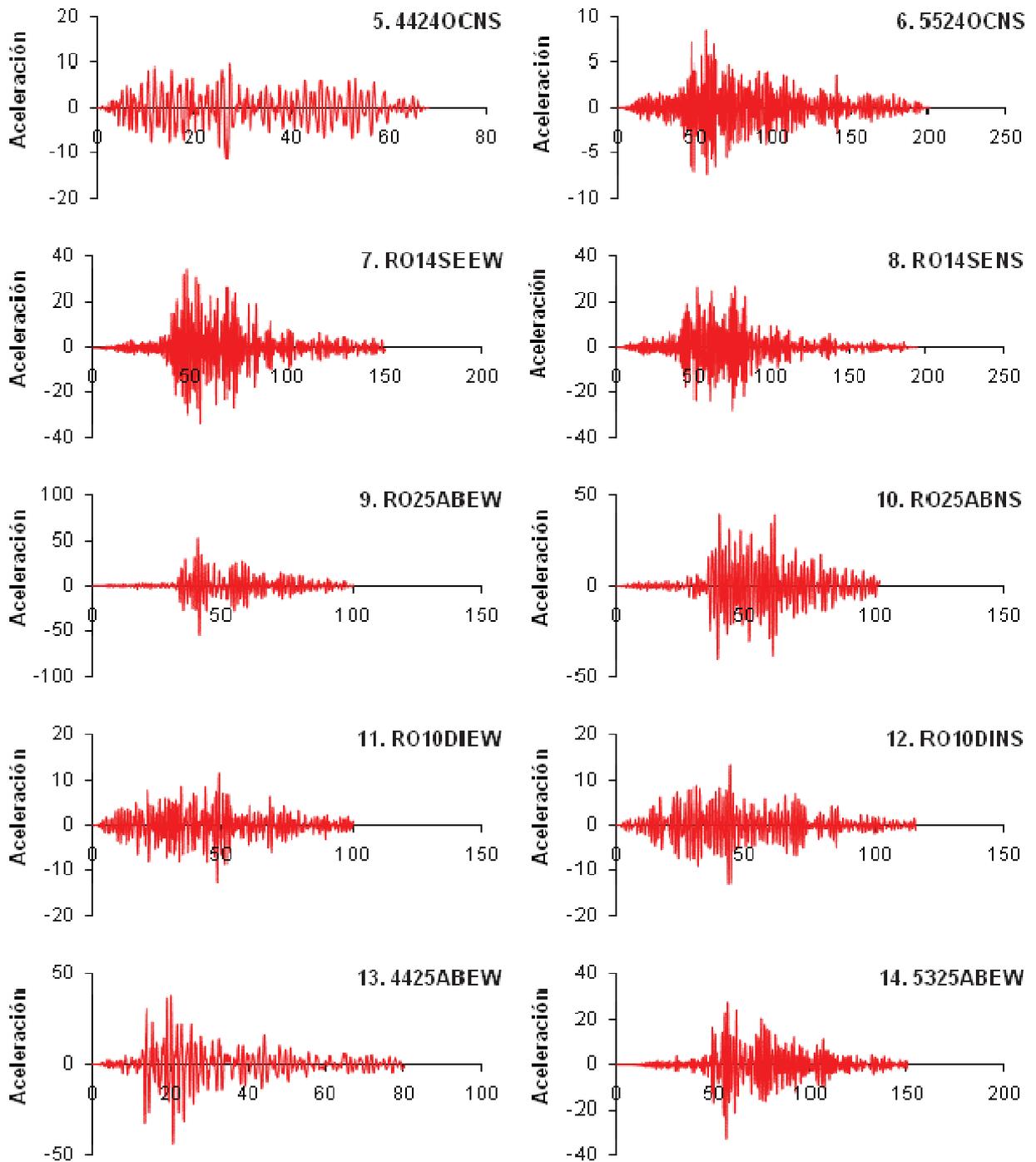


Figura 3.2 (Continuación) Historias de aceleración registradas en la zona del lago del valle de México (Aceleración en cm/s²).

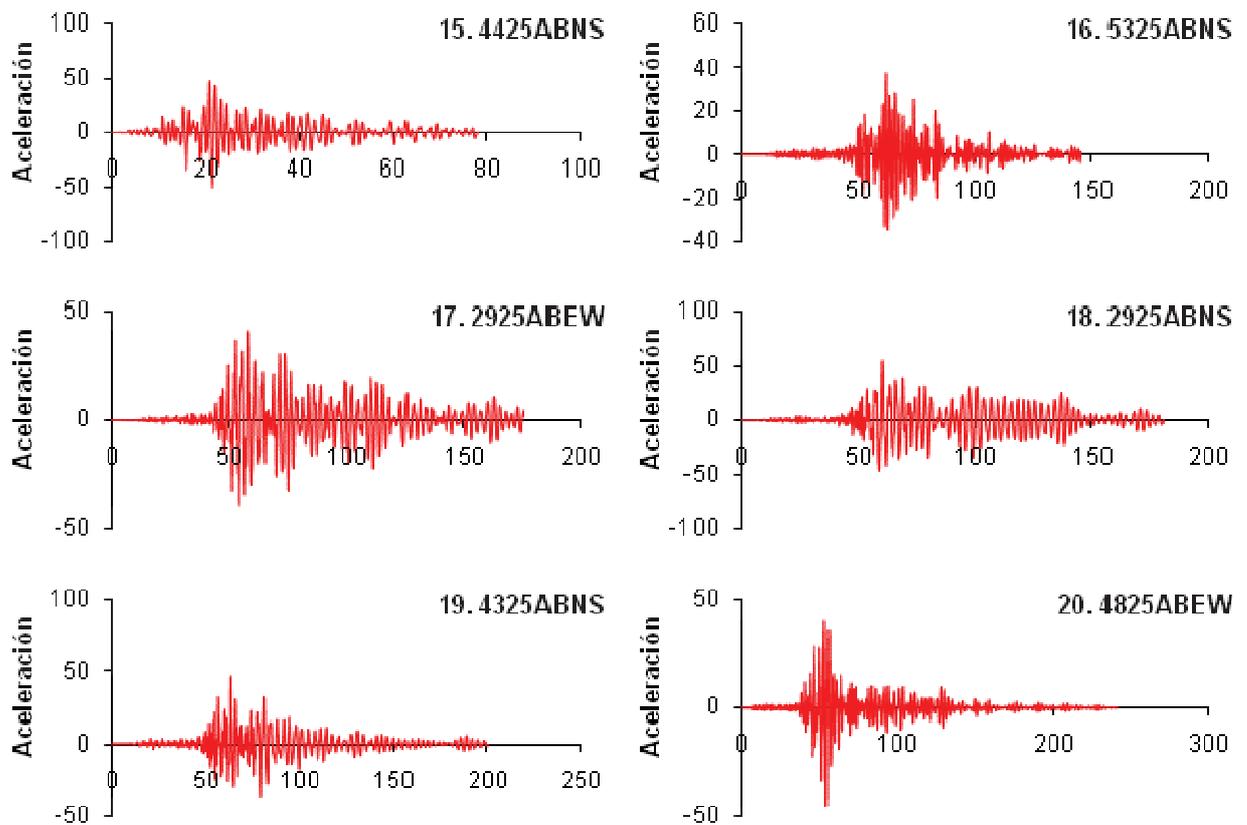


Figura 3.2 (Continuación) Historias de aceleración registradas en la zona del lago del valle de México (Aceleración en cm/s^2).

3.2.1 Escalamiento de los acelerogramas

Con excepción de los acelerogramas registrados durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, los acelerogramas restantes fueron registrados durante sismos de moderada o baja intensidad, lo cual se refleja en el nivel de aceleraciones del terreno. Es de esperarse que los edificios no exhiban un comportamiento inelástico ante estas excitaciones y, en consecuencia, no se indujeran demandas de desplazamiento inelástico. Por ello, en esta investigación se decidió escalar los registros sísmicos para asegurar que los edificios exhibieran demandas de desplazamiento inelástico.

Existen varios criterios de escalamiento en la literatura. Para fines de este estudio, se decidió escalar los acelerogramas para que cada edificio considerado tuviera una resistencia lateral relativa, R , fija. Este criterio de escalamiento se empleó dado que la metodología propuesta en este estudio para la estimación de desplazamientos, considera que el cociente de desplazamientos, C_R , depende de R . De esta manera,

para cada acelerograma es posible encontrar la aceleración espectral requerida para que un edificio en particular, $S_a(T_1)$, alcance un valor de R fijo (por ejemplo, $R=2$) considerando el siguiente procedimiento.

La resistencia lateral relativa de un edificio se define como:

$$R = \frac{\text{Demanda de resistencia lateral elástica}}{\text{Capacidad de resistencia de la estructura}} = \frac{S_a(T_1)/g}{C_y} \quad (3.1)$$

Donde, $S_a(T_1)$, es la aceleración espectral asociada al periodo fundamental de la estructura; C_y es la fuerza de fluencia normalizada respecto al peso de la estructura y g es la aceleración de la gravedad (por ejemplo, 9.81 m/s^2). Considerando la aceleración espectral en función de R , se tiene:

$$S_a(T_1) = R \cdot C_y \cdot g \quad (3.2)$$

Si el valor de R es igual a 2, se tiene que:

$$S_{a, \text{requerida}}(T_1) = 2 \cdot C_y \cdot g \quad (3.3)$$

Una vez obtenida la aceleración requerida para que R sea igual a 2, el factor de escala se obtiene con:

$$F_E = \frac{S_{a, \text{requerida}}}{S_{a, \text{inicial}}} \quad (3.4)$$

Donde $S_{a, \text{requerida}}(T_1)$ se obtiene con la Ec. 3.3 y $S_{a, \text{inicial}}(T_1)$, es la aceleración espectral obtenida del espectro de respuesta generado a partir de un acelerograma sin escalar para el periodo fundamental de la estructura. Debe notarse que el factor de escala es diferente para cada combinación acelerograma-edificio. De esta forma, los registros sísmicos escalados contienen aceleraciones F_E veces más grandes que los registros originales.

Para ilustrar este procedimiento de escalamiento, se muestra el proceso de obtención del factor de escala para el registro del 19 de septiembre de 1985, componente EW, y el edificio C-6NQ4. Se tiene que el periodo natural de vibración de este edificio es de 1.137 segundos, por lo que según el espectro de respuesta de aceleraciones, mismo que se muestra en la Figura 3.3, para el periodo de la estructura corresponde una aceleración $S_a(T_1) = 262.52 \text{ cm/s}^2$.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

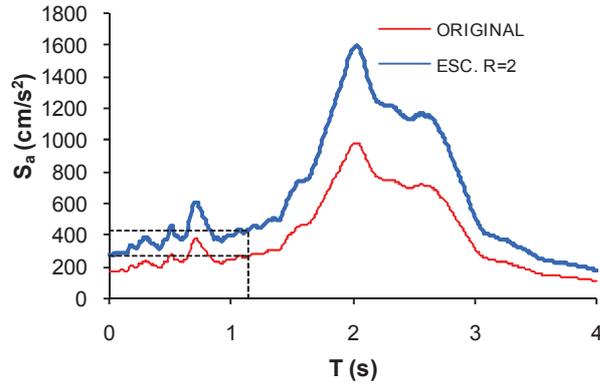


Figura 3.3 Espectro de respuesta de aceleración del registro SCT19SEEW.

Utilizando la Ec. 3.3 y los valores correspondientes de R , C_y y g del edificio en cuestión se tiene:

$$S_{a, \text{requerida}} = R \cdot C_y \cdot g$$

$$S_{a, R2} = 2 \cdot 0.22 \cdot 981$$

$$S_{a, R2} = 431.64 \text{ cm/s}^2$$

Por lo tanto, el factor de escala F_E , es:

$$F_E = \frac{S_{a, R2}}{S_{a, \text{original}}} = \frac{431.64}{262.52} = 1.644$$

Entonces, la historia de aceleraciones del registro SCT19SEEW se multiplicó por F_E y se obtuvo el acelerograma escalado al cual fue sometido el edificio de concreto de 6 niveles para obtener su respuesta inelástica. Así, la historia de aceleraciones escaladas del sismo del 19 de septiembre de 1985 componente EW, es 1.644 veces mayor que la del registro inicial. Los factores de escala requeridos para el resto de los modelos se muestran en el Apéndice A.

Las aceleraciones requeridas para que cada uno de los modelos alcance un valor de resistencia lateral relativa, R , igual a dos, se resume en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Resumen de las aceleraciones escaladas necesarias para que R sea igual a 2.

Modelo	$S_a(T1)$ (cm/s ²)	Modelo	$S_a(T1)$ (cm/s ²)
A-4N	1412.64	C-4NQ4	627.84
A-6N	1275.3	C-6NQ4	431.64
A-8N	1255.68	C-8NQ4	380.63
A-10N	1157.58	C-8NQ3	568.98
		C-10NQ4	382.59
		C-12NQ4	421.83
		C-16NQ4	390.44
		C-16NQ3	490.50

Los valores de las aceleraciones necesarias para que se tenga una relación de resistencia lateral de dos, mostradas en la Tabla 3.2, son mucho mayores para los edificios de acero, que los de los edificios de concreto. Esto quiere decir que los edificios del primer grupo son más resistentes por lo que se requieren fuerzas sísmicas mayores para provocar daño estructural. Esto es debido a que los edificios de concreto fueron diseñados utilizando $Q=4$, con lo cual se permite mayor ductilidad y mayor daño. Para el diseño de los edificios de acero se utilizó $Q=2$, esto se traduce a una mayor resistencia a ser deformados y menor daño en sus elementos.

En la Figura 3.4 se muestran los espectros de aceleraciones, escalado y sin escalar, de cada uno de los registros utilizados en este estudio para que el edificio C-6NQ4 alcance una resistencia lateral relativa igual a dos. Los espectros de aceleración para el resto de los modelos se pueden ver en el Apéndice A.

En la Figura 3.5 se muestran los registros escalados y sin escalar. Se puede observar que, en la mayoría de los casos, las aceleraciones del terreno requeridas para que el edificio C-6NQ4 alcance un valor de R igual a dos son muy altas. Los registros particulares de los demás modelos se encuentran en el Apéndice B.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

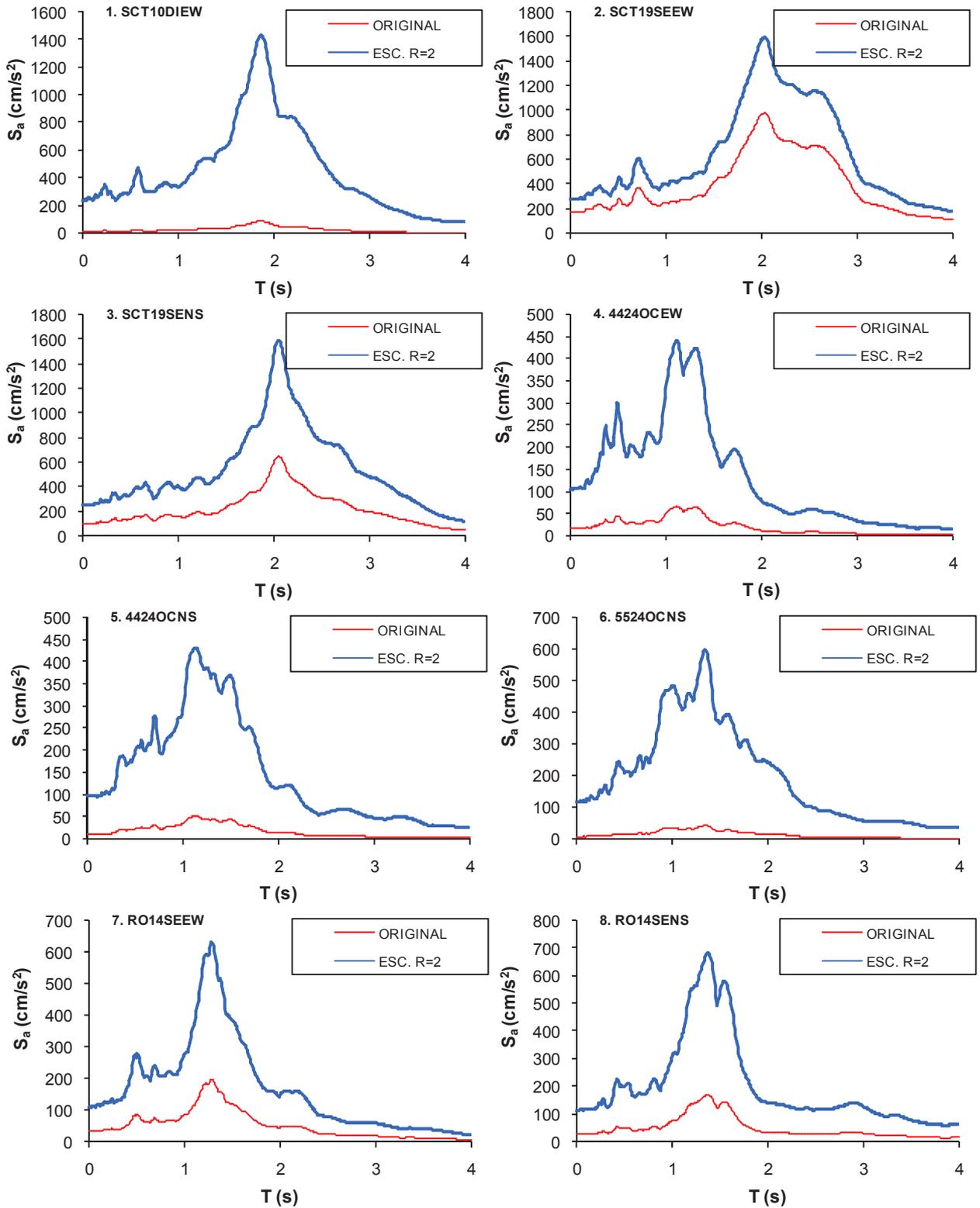


Figura 3.4 Espectros de respuesta de aceleraciones de cada uno de los 20 registros sísmicos escalados para que el edificio C-6NQ4, alcance una relación de resistencia lateral R igual a 2.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

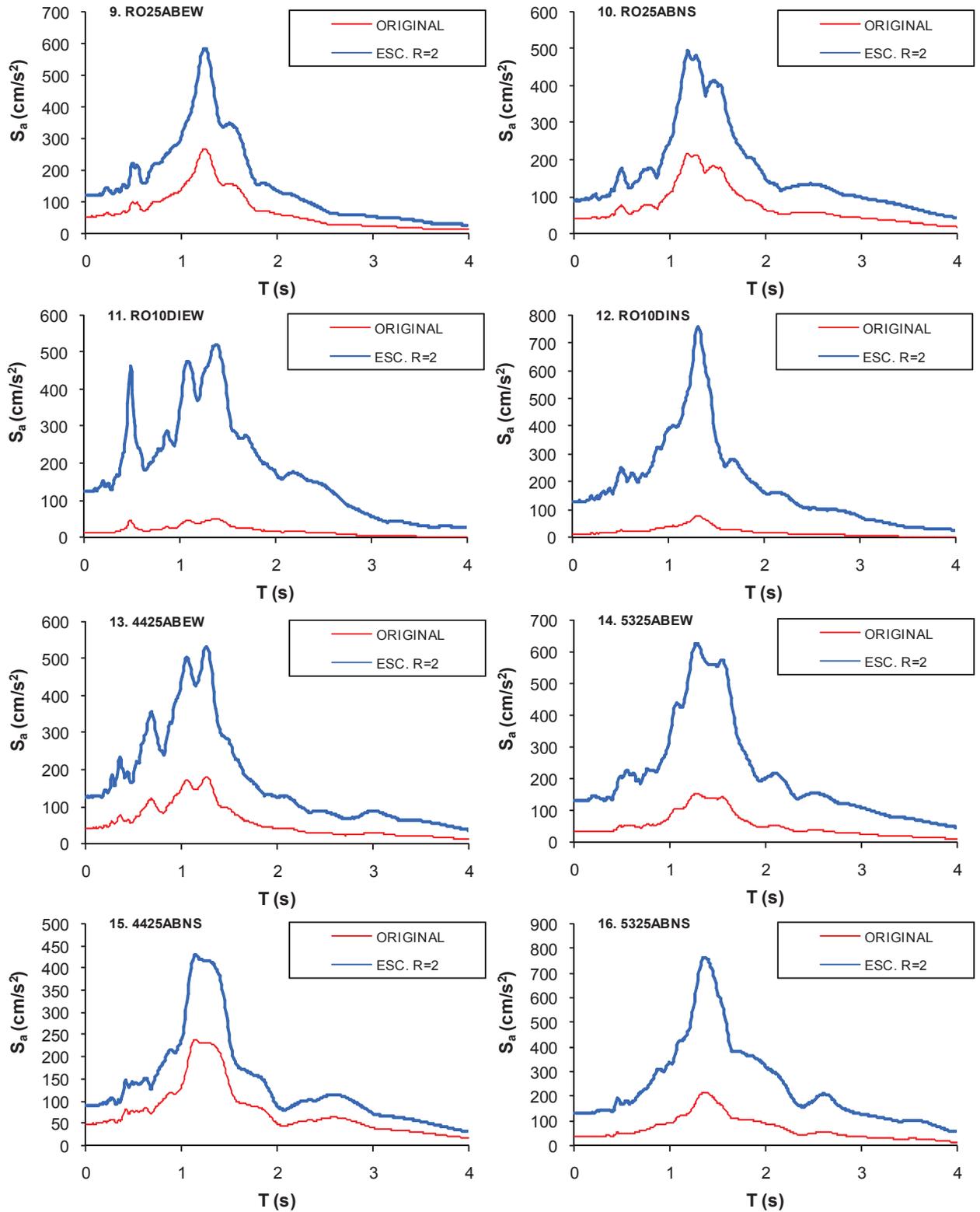


Figura 3.4 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleraciones de cada uno de los 20 registros sísmicos escalados para que el edificio C-6NQ4, alcance una relación de resistencia lateral R igual a 2.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

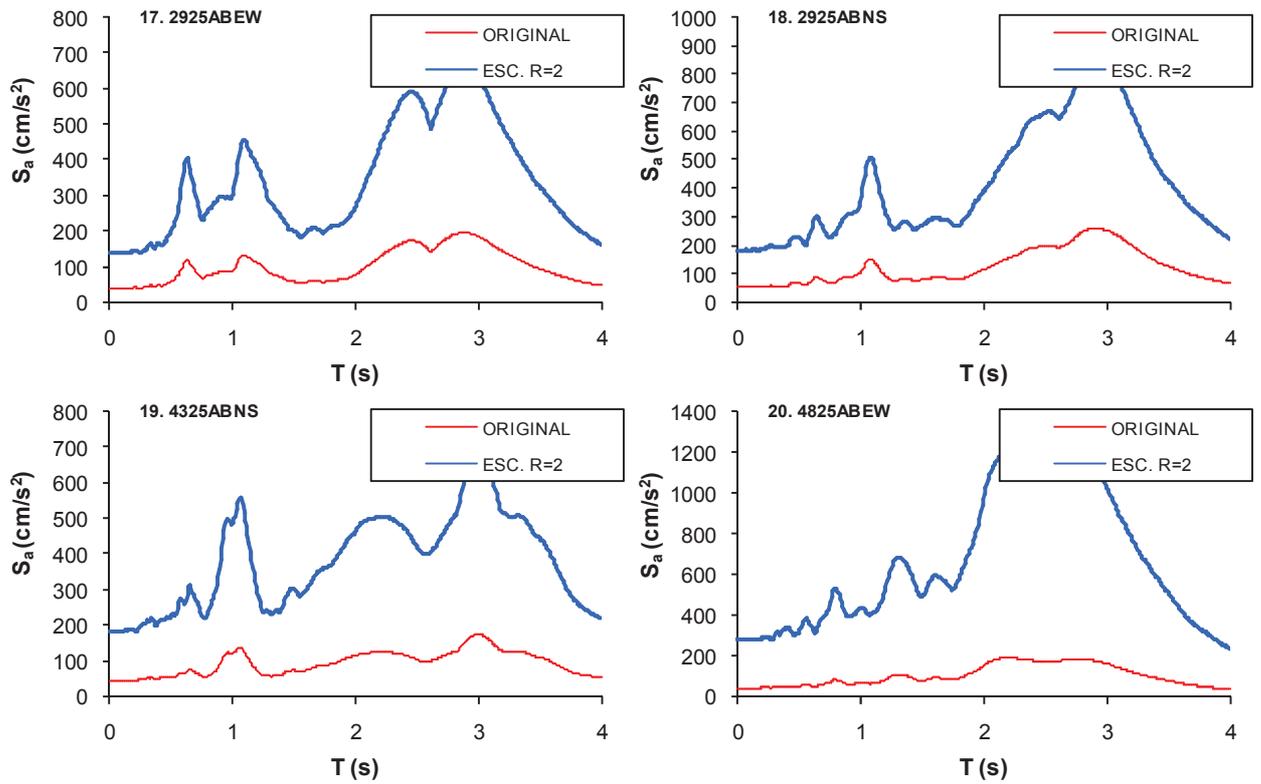


Figura 3.4 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleraciones de cada uno de los 20 registros sísmicos escalados para que el edificio C-6NQ4, alcance una relación de resistencia lateral R igual a 2.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

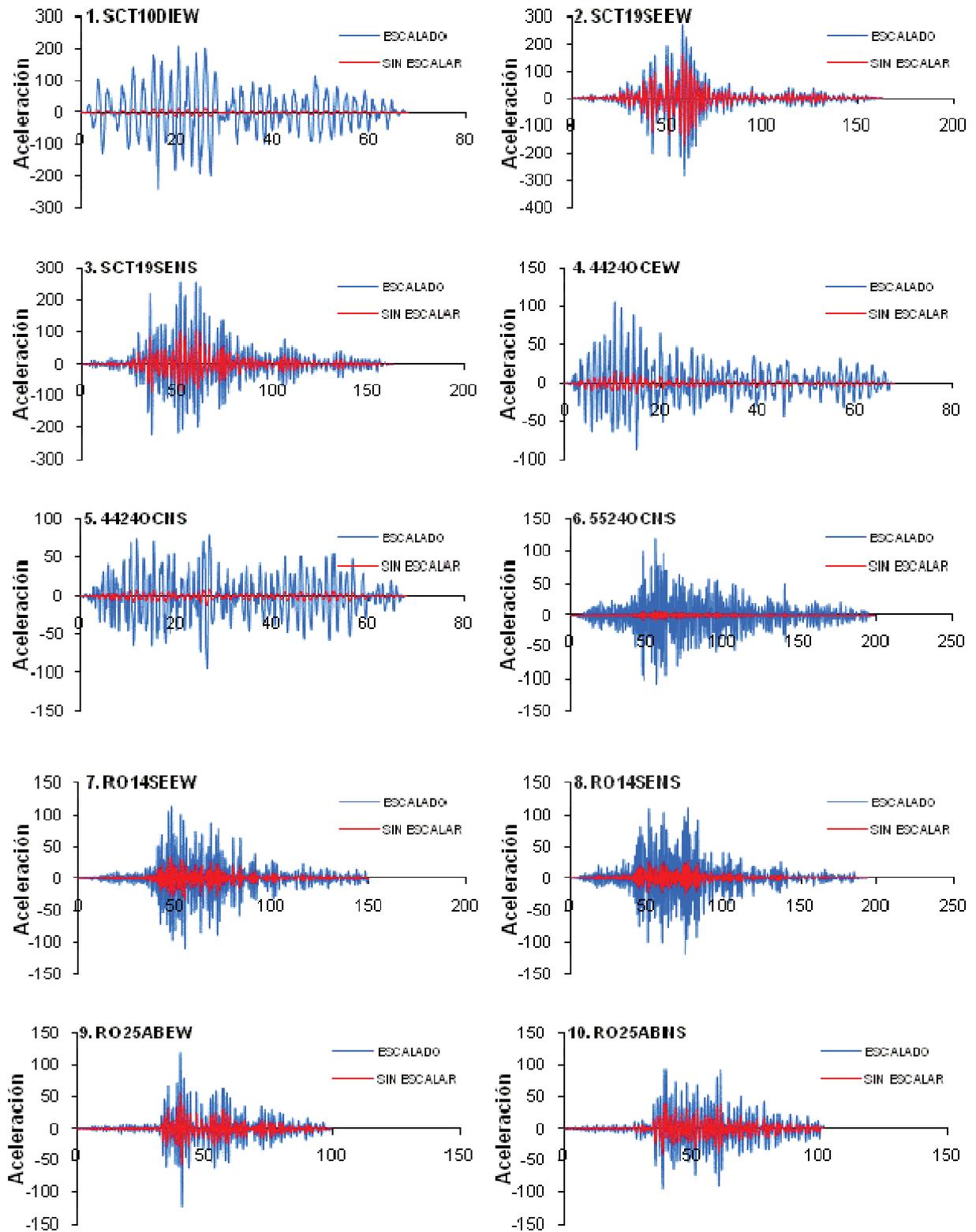


Figura 3.5 Historias de aceleraciones escaladas para alcanzar un valor de R igual a 2 (aceleración en cm/s²).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

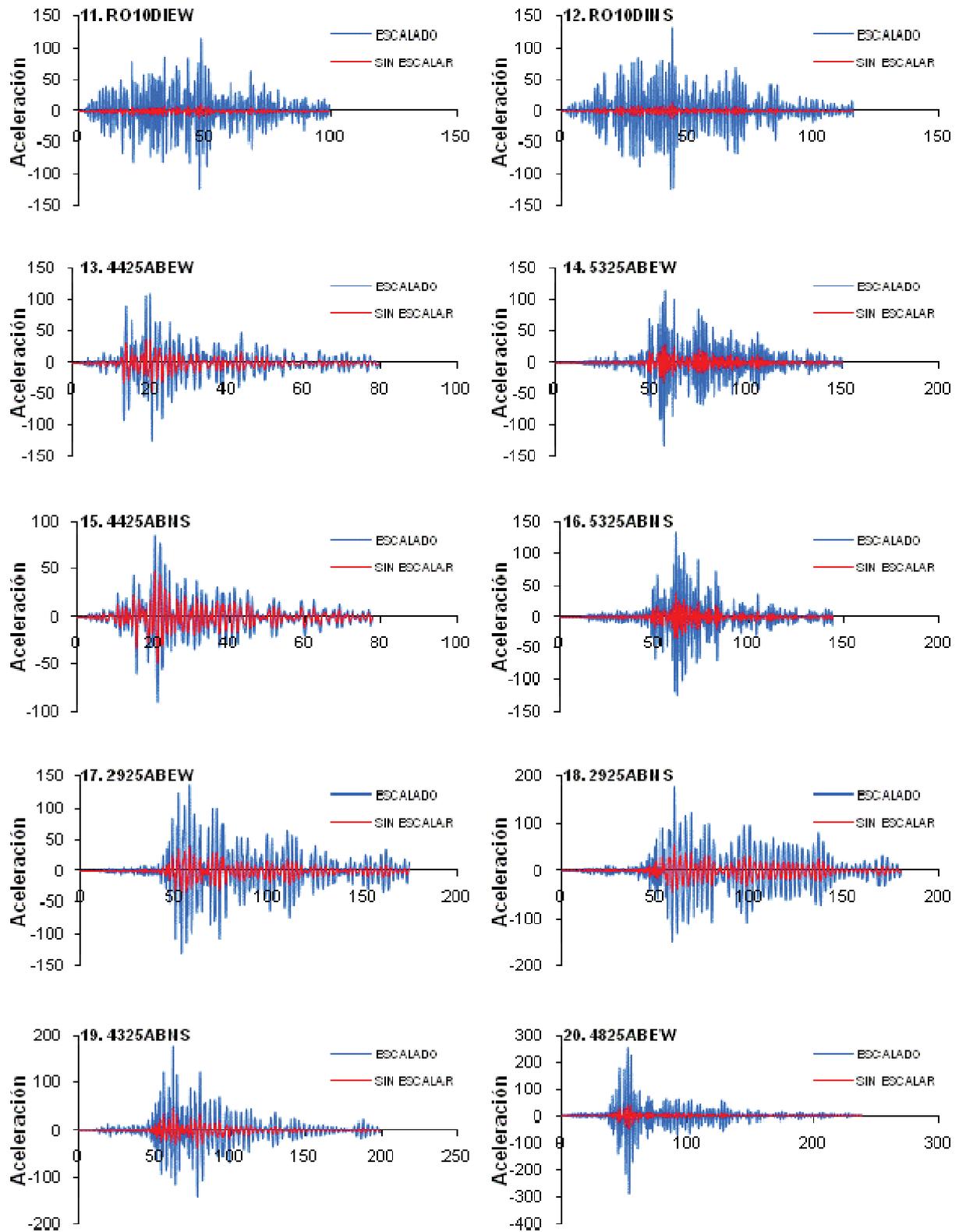


Figura 3.5 (Continuación) Historias de aceleraciones escaladas para alcanzar un valor de R igual a 2, (aceleración en cm/s^2).

3.3 Secuencias sísmicas utilizadas

Las secuencias sísmicas, denominadas también como *enjambres*, son conjuntos de movimientos sísmicos que se presentan en determinado intervalo de tiempo, en una región específica. Es decir, cuando ocurre un sismo por efecto del movimiento de las placas tectónicas, en un tiempo posterior a este ocurren otros movimientos.

En una secuencia sísmica, se le denomina *evento principal* al evento de magnitud mayor, *precursor* a los movimientos sísmicos que ocurren antes que el evento principal y se le llama *réplica* a los movimientos sísmicos que se presentan después que el evento principal. Los movimientos que preceden o suceden al evento principal generalmente ocurren en una región cercana al evento principal. Empíricamente, se consideran réplicas a los movimientos que ocurren dentro de una distancia de una o dos veces la longitud de ruptura de la falla que provocó el evento principal debido a la redistribución de los esfuerzos estáticos y dinámicos ocasionada por el evento principal.

Cabe notar que las estructuras civiles se diseñan, o revisan, bajo la suposición de que solamente actúa el movimiento del terreno debido al evento principal. Sin embargo, estas son afectadas por secuencias sísmicas durante su vida útil. Asimismo, una estructura dañada a consecuencia de un evento principal puede incrementar su estado de daño si se presenta una réplica, lo cual puede provocar el colapso total o parcial de la estructura. Lo anterior se ilustra conceptualmente en la Figura 3.6.

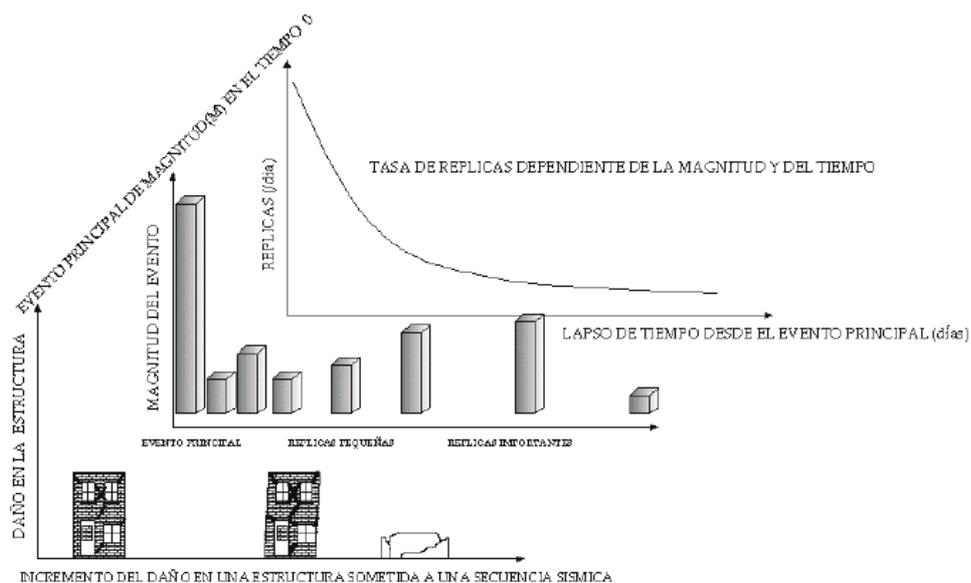


Figura 3.6 Esquema de daño de estructuras ante secuencias sísmicas (Maldonado, 2006).

En esta tesis se analizará el efecto que las secuencias sísmicas registradas en terreno blando pueden tener en las demandas de desplazamiento de los edificios seleccionados. A continuación se describe el criterio de selección de dichos eventos.

3.3.1 Criterio de selección de las secuencias

De acuerdo a una investigación hecha por Maldonado (2006), en la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (SMIS, 1999) existe sólo una secuencia sísmica disponible registrada en estaciones ubicadas en terreno blando. Esta secuencia se registró en estación Central de Abastos (CDAF) durante los sismos ocurridos el 19 y 20 de septiembre de 1985 que afectaron a la ciudad de México.

Ante la ausencia de secuencias sísmicas reales (es decir, registradas en estaciones acelerográficas), como parte de este estudio se generaron secuencias sísmicas artificiales a partir de la combinación de acelerogramas reales registrados en terreno blando. Dado que solo se dispone de una sola secuencia sísmica real, no se cuenta con la información suficiente para determinar de manera general las características específicas de estos eventos en el tipo de terreno de interés. Bajo estas circunstancias, el criterio que se adoptó consistió en generar combinaciones de acelerogramas registrados durante eventos sísmicos principales de tal manera que se tomen en cuenta las características observadas en la secuencia registrada en la estación CDAF.

Los registros de la estación CDAF se muestran en la Figura 3.7. En la Tabla 3.3 se presenta información relevante acerca de estas secuencias sísmicas. Para obtener información de sus formas espectrales y contenido de frecuencia se obtuvieron los espectros de respuesta de desplazamiento, velocidad y aceleración que se muestran en las Figuras 3.8, 3.9 y 3.10 respectivamente.

Tabla 3.3 Características de la secuencia CDAF.

	Fecha	Nombre de la estación	Componente	S_a MAX (cm/s^2)	T_g (s)
Eventos principales	19/09/1985	CDAF	NS	314.02	2.88
			EW	406.53	2.96
Réplicas	20/09/1985	CDAF	NS	172.87	2.28
			EW	93.76	3.01

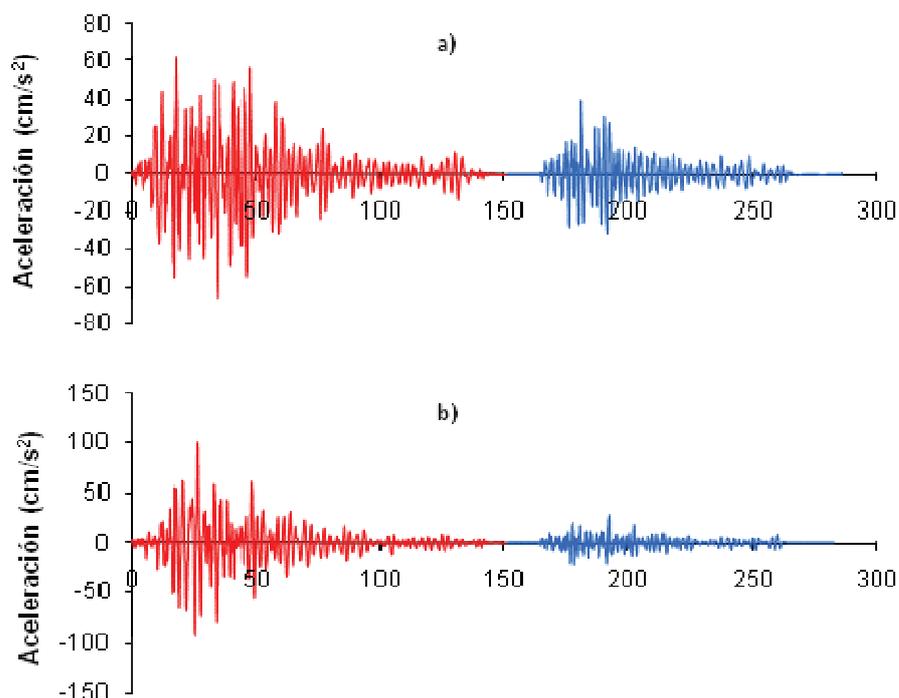


Figura 3.7 Historias de aceleración de secuencias sísmicas registradas en la estación CDAF: a) Componente N00E, y b) Componente N90E.

En la Figura 3.9 se puede observar que los periodos dominantes del terreno, T_g , de los eventos principales son diferentes que los de las réplicas. El periodo de los eventos principales es aproximadamente igual a 3 segundos en ambas componentes ($T_g=2.88s$ para la componente N00E y $T_g=2.96s$ para la componente N90E). Para el caso de las réplicas, los periodos entre una y otra componente difieren entre sí, siendo $T_g=2.28s$ para la componente N00E y $T_g=3.01s$ para la componente N90E. En la Tabla 3.3 se muestran los periodos de los eventos principales y las réplicas, así como las aceleraciones máximas espectrales de dichos eventos.

Asimismo, a partir de las secuencias reales, se observó que existe una relación promedio de la velocidad máxima del terreno de la réplica (VMT_R) y la velocidad máxima del terreno del evento principal (VMT_{EP}) igual a 0.35. Dado que la velocidad del movimiento del terreno es un parámetro íntimamente ligado a la energía sísmica inducida a una estructura, para generar las secuencias sísmicas artificiales se cuidó que esta relación de velocidades de la réplica y del evento principal se aproximará a la de las secuencias reales (es decir, $VMT_R/VMT_{EP} \approx 0.35$) como se esquematiza en la Figura 3.11.

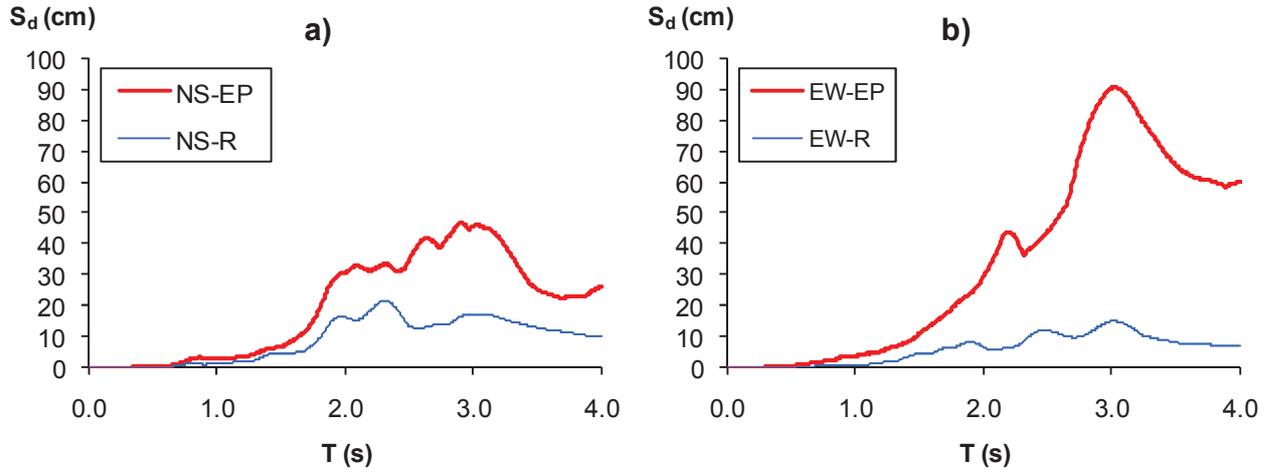


Figura 3.8 Espectros de respuesta de desplazamiento: a) Componente Norte-Sur; b) Componente Este-Oeste.

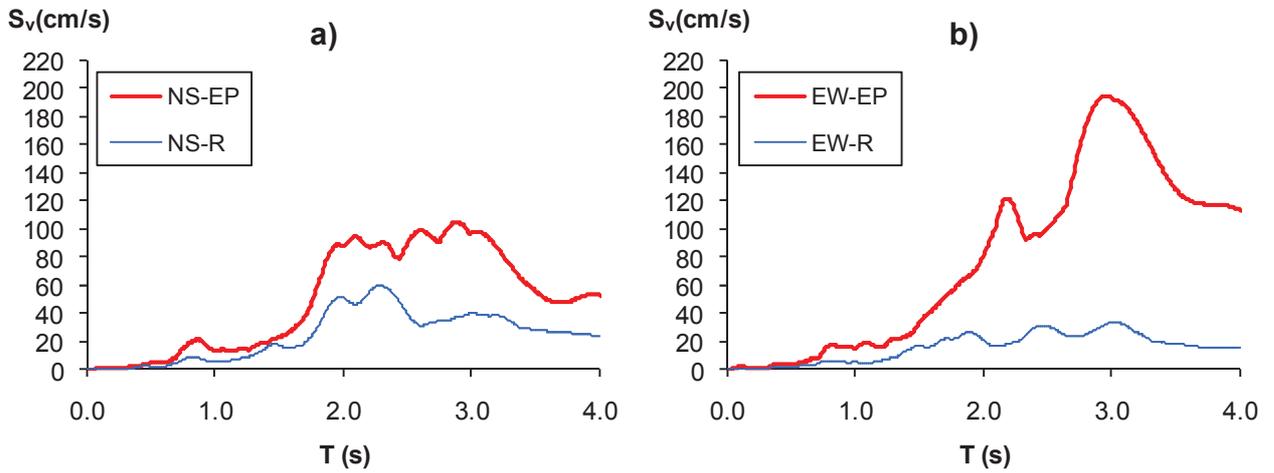


Figura 3.9 Espectros de respuesta de velocidad: a) Componente Norte-Sur; b) Componente Este-Oeste.

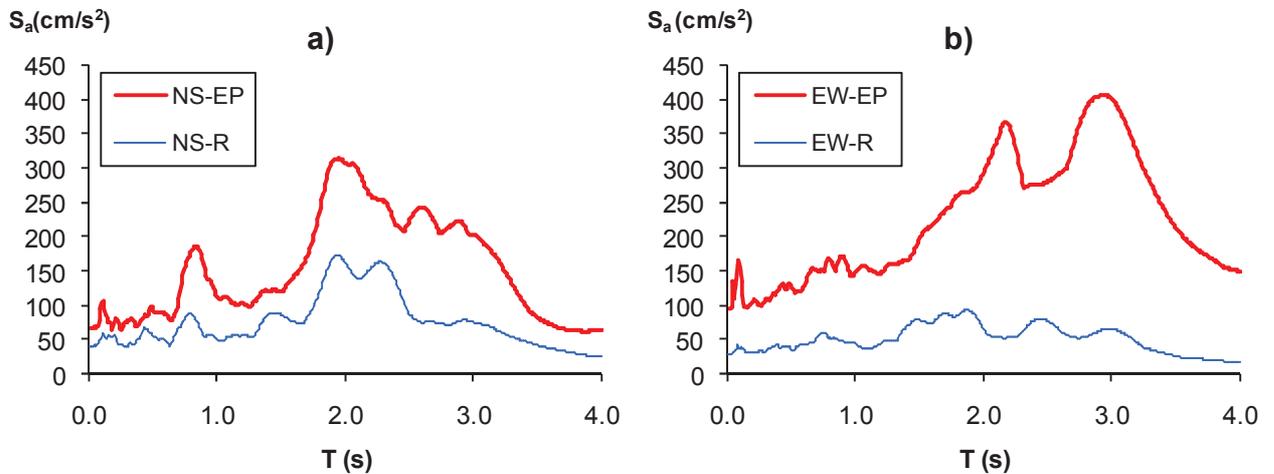


Figura 3.10 Espectros de respuesta de aceleración: a) Componente Norte-Sur; b) Componente Este-Oeste.

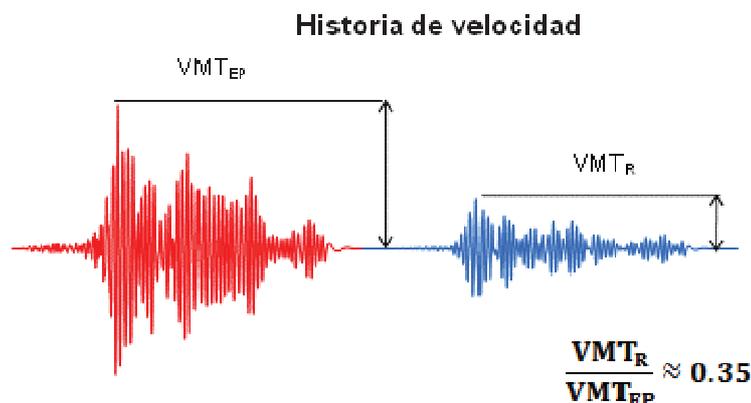


Figura 3.11 Relación de velocidades máximas entre evento principal y réplica.

Para la generación de las secuencias sísmicas artificiales utilizadas en este estudio, se recopilieron 8 acelerogramas registrados en terreno blando. Cuatro de los acelerogramas, tienen un periodo de alrededor de 3 segundos y los otros cuatro periodos de alrededor de 2.3 segundos.

Tabla 3.4 Características de los registros individuales utilizados para la elaboración de las secuencias artificiales.

#	No. De la estación	Nombre de la estación	Fecha	Magnitud (Ms)	Componente	Acel max (cm/s ²)	Tg (s)
1	29	Villa del Mar	25/04/1989	6.9	EW	46.5	2.96
2	29	Villa del Mar	25/04/1989	6.9	NS	49.4	2.96
3	43	Jamaica	25/04/1989	6.9	NS	35.2	3.04
4	48	Rodolfo Menéndez	25/04/1989	6.9	EW	47.7	2.89
5	25	P.C.C Superficie	25/04/1989	6.9	EW	42.5	2.3
6	56	Córdova	14/09/1995	7.1	EW	19.4	2.3
7	58	Liverpool	25/04/1989	6.9	EW	40	2.3
8	RB	Roma-B	14/09/1995	7.1	EW	25	2.3

En la Tabla 3.4 se muestran las características de los acelerogramas individuales que generaron las secuencias sísmicas artificiales utilizadas en este estudio.

Los registros del 1 al 4 de la Tabla 3.4, dado sus características, conformaron los eventos principales y para algunas combinaciones actuaron como réplicas, lo cual cubrió la característica de la secuencia original, que cuenta con periodos similares tanto en evento principal como en réplica, como se observó en la Tabla 3.3. Los registros restantes, del 5 al 8, conformaron solamente la parte de la réplica de la

secuencia, pues de acuerdo a la Tabla 3.3, la réplica en la componente NS de la secuencia CDAF presentó periodos similares.

A partir de los registros individuales se hicieron combinaciones para generar las secuencias sísmicas con características similares a la CDAF. Las combinaciones hechas no contemplan eventos individuales repetidos por lo que resultaron un total de 28 secuencias sísmicas. Las combinaciones se esquematizan en la Figura 3.12.

En la Figura 3.12, los números corresponden a los registros individuales enumerados en la Tabla 3.4. Los eventos marcados en color gris no se utilizaron en las combinaciones para evitar eventos repetidos.

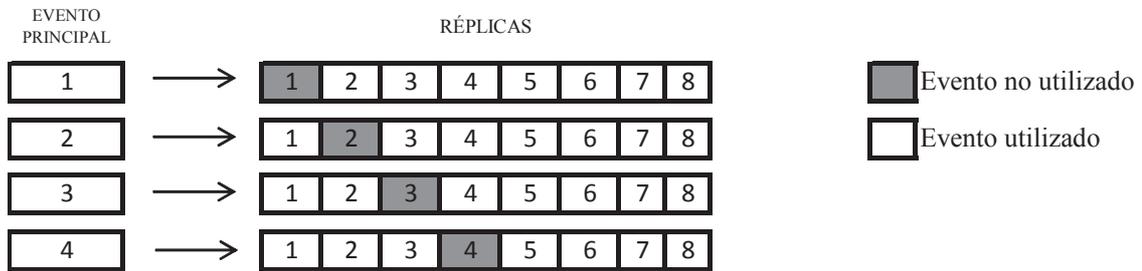


Figura 3.12 Esquematización de las combinaciones de eventos individuales sin repetición.

A partir de las 28 combinaciones se distinguen 4 conjuntos de secuencias correspondientes a cada evento principal. De esta manera, el conjunto 1 (C1), se conforma por 7 secuencias sísmicas donde el evento principal es el registro número 1 de la Tabla 3.4 y las réplicas son los registros restantes, es decir, 2, 3, 4, 5, 6, 7 y 8 enumerados en la misma tabla. Así mismo, los conjuntos C2, C3 y C4 se conforman por 7 secuencias cada uno cuyo evento principal es, respectivamente, el registro número 2, 3 y 4 de la Tabla 3.4 y las réplicas los registros restantes.

Para identificar la secuencia sísmica usada se utilizó la siguiente nomenclatura, la cual hace referencia a la secuencia sísmica del conjunto 4 cuyo evento principal es el registro número 4 de la Tabla 3.4 y el registro número 2 de la misma tabla, actúa como réplica.



3.3.2 Escalamiento de las secuencias sísmicas

Los acelerogramas seleccionados presentan bajos niveles de aceleración máxima del terreno (AMT), por lo que se procedió a escalarlos tomando como referencia la velocidad máxima del terreno registrada en la componente EW del evento del 19 de septiembre de 1985, la cual es de 61.14 cm/s. El procedimiento de escalamiento es el siguiente:

1. Partiendo de la historia de aceleraciones del registro SCT19SEEW tenemos que:

$$\int \ddot{X} dt = \dot{X}$$

Donde, \ddot{X} , es la función que define la historia de aceleraciones con el tiempo y \dot{X} ; la de velocidades. Teniendo la historia de velocidades se obtiene la máxima velocidad del registro que para el caso de SCT19SEEW es de 61.14 cm/s. Este procedimiento se realiza también para las 28 secuencias consideradas obteniendo de cada una su velocidad máxima.

2. Teniendo las velocidades máximas de todos los registros evento principal-réplica, se realiza el cociente de la velocidad máxima del SCT19SEEW entre la velocidad máxima de cada una de las secuencias para obtener el factor de escala, F_E , diferente para cada secuencia sísmica.

$$F_E = \frac{V_{MAX, SCT}}{V_{MAX, SECUENCIA}} = \frac{61.14 \text{ cm/s}}{V_{MAX, SECUENCIA}}$$

3. Se multiplica este factor de escala por cada una de las historias de velocidades que se obtuvieron al integrar respecto del tiempo, las historias de aceleraciones. De esta manera resultan las velocidades escaladas, V_{ESC} .

$$V_{ESC} = V_{INICIAL} \cdot F_E$$

4. Finalmente, se deriva la función que define las velocidades (escaladas) en el tiempo para obtener nuevamente la historia de aceleraciones finales escaladas, $Acel_{ESC}$.

$$Acel_{ESC} = \frac{dV}{dt}$$

Con fines de ilustración, en la Figura 3.13 se muestra el primer conjunto de secuencias sísmicas artificiales generadas. El resto de las secuencias artificiales pueden verse en el Apéndice C.

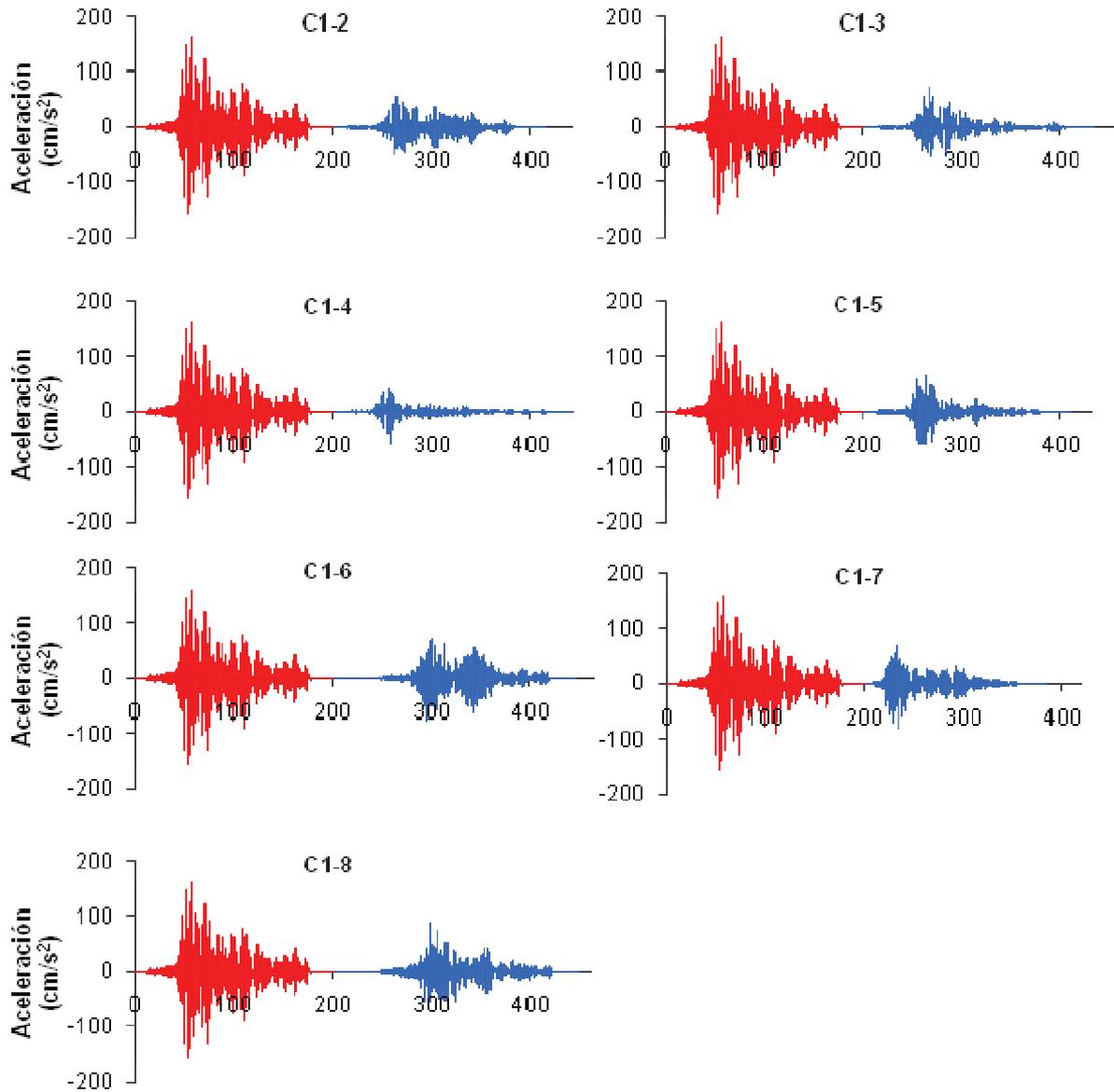


Figura 3. 13 Historias de aceleraciones de las secuencias artificiales del conjunto 1 escaladas para alcanzar la velocidad máxima del registro del 19 de septiembre de 1985.

EVALUACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS ELÁSTICOS E INELÁSTICOS

4.1 Introducción

La respuesta de los edificios ante un evento sísmico depende de las características del movimiento del terreno y de las propiedades dinámicas de la estructura. Con el diseño sísmico de las estructuras, se adoptan las características necesarias para que éstas tengan una respuesta sísmica favorable. Las principales características que influyen en la respuesta de los edificios ante los temblores son su periodo natural de vibración (T), el amortiguamiento viscoso (ξ) y su capacidad de disipación de energía mediante su incursión al comportamiento inelástico.

Un índice de la capacidad de disipación de energía se puede ver en el área incluida en los ciclos de histéresis. Los ciclos de histéresis son la representación del comportamiento de un elemento ante cargas cíclicas mediante curvas carga-deformación. Como se comentó en el capítulo 3, en esta investigación se consideraron dos tipos de comportamiento histerético, el elasto-plástico perfecto para los edificios de acero y el modelo de histéresis modificado de Takeda para los edificios de concreto. En la Figura 4.1 se pueden observar los dos modelos de histéresis adoptados en este estudio.

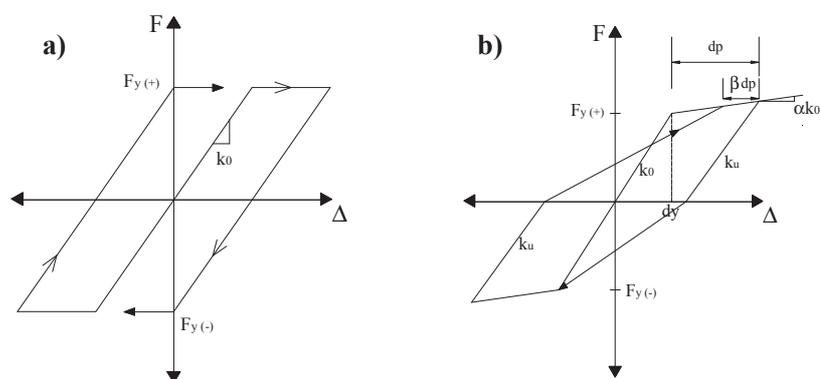


Figura 4.1 Modelos histeréticos; a) Elasto-plástico perfecto, b) Takeda modificado.

Se espera que la mayoría de los edificios se comporten inelásticamente cuando se someten a fuertes movimientos del terreno. Por esta razón, es muy importante para la ingeniería sísmica determinar la respuesta de los edificios cuando éstos entran en su intervalo no lineal.

Una manera de medir la respuesta no lineal de las estructuras es mediante el desplazamiento lateral relativo de entrepiso, es decir, la diferencia de desplazamientos laterales de pisos consecutivos. Convenientemente, para tener una medida adimensional, el desplazamiento relativo se normaliza a la altura de entrepiso, esta relación denominada distorsión de entrepiso sirve para comparar el comportamiento de diferentes sistemas y para tener una idea del grado de daño que puede presentarse.

Otra manera de medir la respuesta de la estructura ante un evento sísmico es a través del desplazamiento máximo, δ_{max} . El desplazamiento máximo es la medida más importante de la respuesta sísmica de un edificio por muchas razones, entre ellas se incluye: es la base para la estimación de la separación mínima de edificios para evitar el golpeteo entre ellos durante un sismo; verificar la capacidad de deformación de los miembros estructurales; evitar excesivas deformaciones que produzcan inseguridad o malestar en los usuarios y, de manera general, es un indicador del daño que ocurre al edificio durante un sismo.

4.2 Antecedentes

Ruiz-García y Miranda (2006) estudiaron la respuesta de desplazamientos de sistemas de un grado de libertad (SIGL) con resistencia lateral constante y, en particular, la relación del desplazamiento máximo inelástico y desplazamiento máximo elástico denominado cociente de desplazamientos, C_R , el cual se define con la Ec. 4.1. Dicho cociente se expresó en función del periodo fundamental del sistema normalizado al periodo dominante del terreno (T/T_g).

$$C_R = \frac{\Delta_i}{\Delta_e} \quad (4.1)$$

En su estudio, los autores consideraron un conjunto de 100 acelerogramas registrados en sitios de terreno blando de la ciudad de México. Asimismo, consideraron un comportamiento elasto-plástico perfecto, representativo del comportamiento de edificios de acero.

En la Figura 4.2 se ilustra el cociente de desplazamientos promedio calculado en el estudio de Ruiz-García y Miranda (2006).

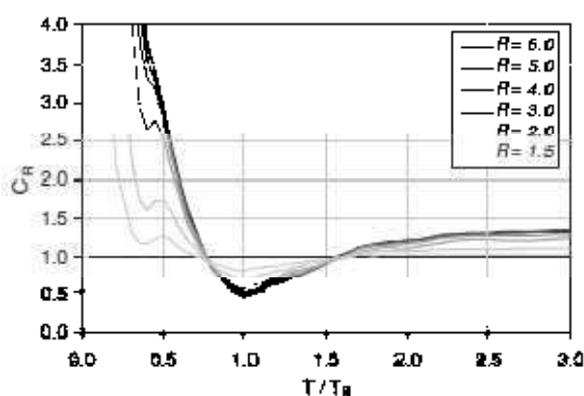


Figura 4.2 Relación del desplazamiento inelástico y elástico en SIGL calculados para un conjunto de 100 acelerogramas registrados en terreno blando de la ciudad de México. (Figura tomada de Ruiz-García y Miranda, 2006).

En la gráfica de la Figura 4.2 se pueden identificar 3 tendencias de C_R . La primera para relación de periodos menores que 0.75 donde la relación desplazamiento inelástico entre desplazamiento elástico es mayor que uno, donde C_R se incrementa cuando la resistencia relativa aumenta y la relación de periodos disminuye. En esta zona, la respuesta de desplazamientos de un sistema que se comporta inelásticamente es mayor que la respuesta obtenida si el mismo sistema tuviera comportamiento elástico.

La zona dos corresponde a sistemas con periodos de vibración relativamente cercanos al periodo dominante del terreno ($0.75 < T/T_g < 1.55$). En esta zona la relación de desplazamientos máximos es menor que uno, lo cual implica que, el desplazamiento máximo promedio de sistema inelástico es menor que el desplazamiento máximo del sistema elástico.

En la tercera zona, definida para relaciones de periodos mayores de 1.55, se puede ver que el desplazamiento máximo promedio en sistemas inelásticos es ligeramente mayor que aquellos obtenidos en sistemas elásticos.

No existe evidencia que confirme las tendencias de C_R observadas en los S1GL estudiados por Ruiz-García y Miranda (2006) por lo que es importante verificar, si dichas tendencias se presentan en sistemas de múltiples grados de libertad, lo cual se pretende llevar a cabo en esta tesis.

4.3 Evaluación de desplazamientos en los edificios considerados en este estudio

Considerando como premisa las observaciones descritas en Ruiz-García y Miranda (2006), se evaluaron las demandas de desplazamiento lateral máximo inelástico y elástico de los modelos considerados en este estudio al ser sometidos a cada uno de los 20 registros descritos en el capítulo 3 escalados para alcanzar una resistencia lateral relativa igual a dos, por lo que la historia de aceleraciones fue multiplicada por un factor mayor que uno para que las aceleraciones fueran mayores, este factor depende de la aceleración máxima del registro y la resistencia de la estructura.

El escalamiento de los acelerogramas garantizó la incursión en el intervalo inelástico de los marcos, lo cual no ocurría cuando se empleaban los registros sin escalar. La respuesta de los modelos (elástica e inelástica) se obtuvo utilizando el programa RUAUMOKO (Carr, 2009).

En las Figuras 4.3 a 4.6 se presentan ejemplos de perfiles de la demanda de desplazamiento obtenidos para los marcos de acero de 4, 6, 8 y 10 niveles, cuando se sometió a cada uno de los marcos a 3 de los 20 movimientos del terreno considerados, cada registro sísmico con diferente periodo dominante y, en consecuencia, tres diferentes relaciones T/T_g para cada modelo.

En los perfiles de desplazamientos mostrados en las Figuras 4.3 a 4.6 se observa que para todos los casos, que los desplazamientos inelásticos son mayores que los elásticos si la relación de periodos T/T_g es pequeña. Sin embargo, cuando la relación T/T_g crece, los desplazamientos inelásticos tienden a ser menores que los desplazamientos elásticos.

Se observa que la diferencia entre desplazamientos elásticos e inelásticos es grande cuando la relación T/T_g disminuye, siendo el desplazamiento inelástico mayor que el elástico. Conforme aumenta la relación T/T_g , la diferencia entre ambos desplazamientos disminuye siendo los desplazamientos inelásticos muy parecidos a los elásticos, pero si la relación de periodos de la estructura y del suelo sigue en aumento, los desplazamientos inelásticos decrecen, de tal manera que, incluso, llegan a ser menores que los elásticos.

Al igual que con los edificios de acero, se escalaron los 20 acelerogramas para que los marcos de concreto alcanzaran una resistencia relativa, R , igual a dos, con los cuales se hizo un análisis no lineal de historia en

el tiempo utilizando el programa RUAUMOKO (Carr, 2009) para extraer los desplazamientos máximos en cada nivel de los modelos.

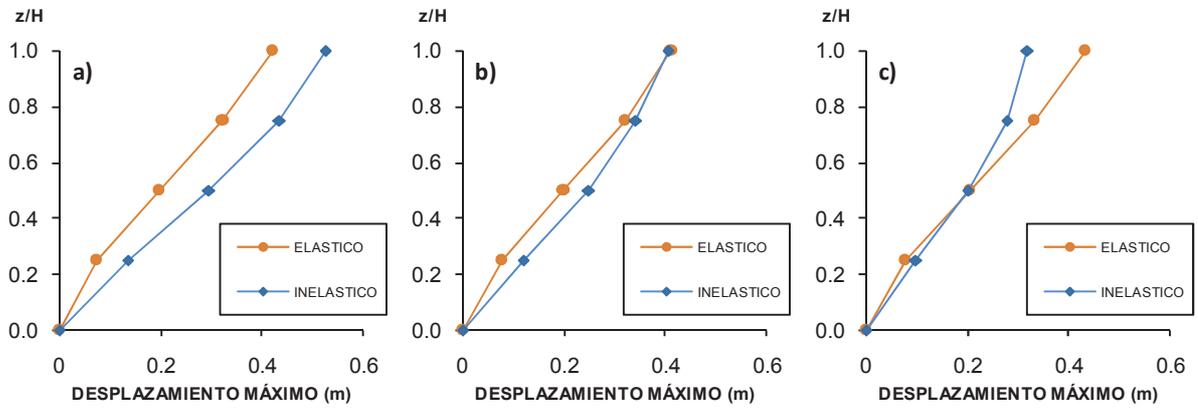


Figura 4.3 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el modelo A-4N: a) $T/T_g=0.36$, b) $T/T_g=0.55$, c) $T/T_g=0.58$.

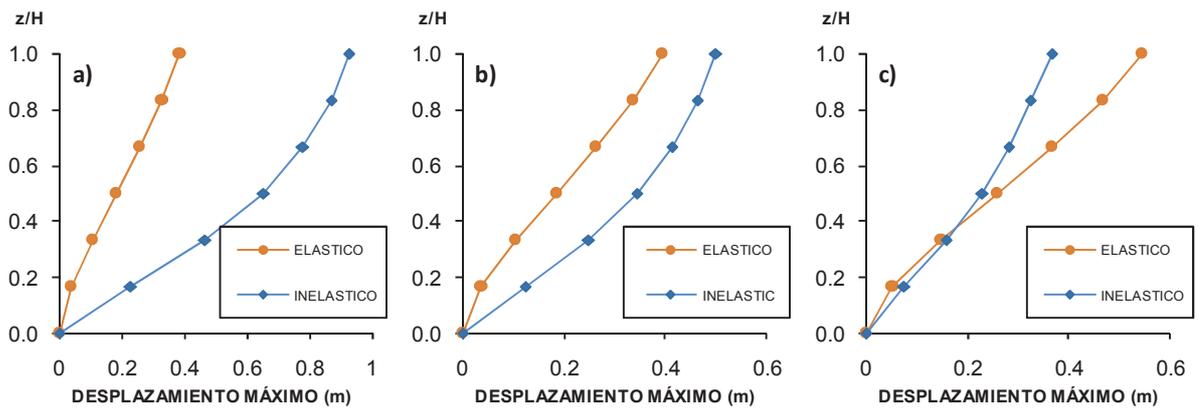


Figura 4.4 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el modelo A-6N: a) $T/T_g=0.42$, b) $T/T_g=0.58$, c) $T/T_g=0.63$.

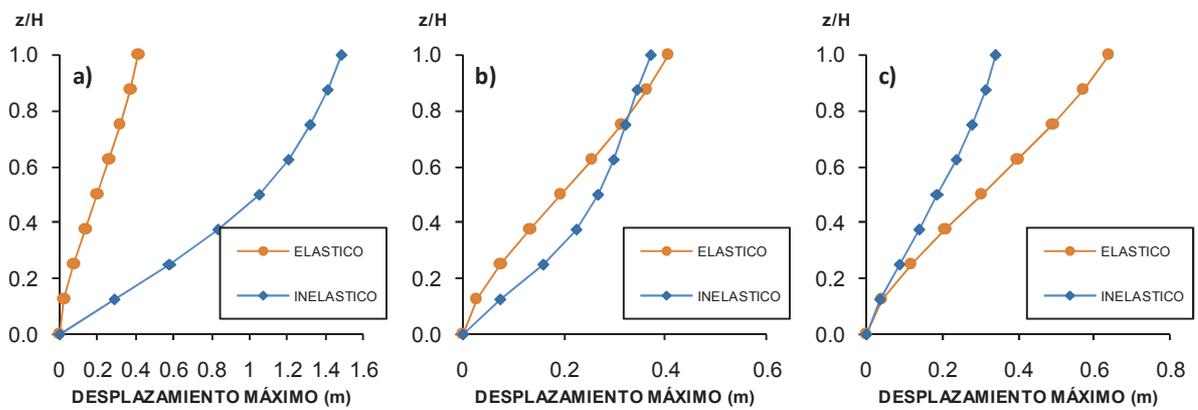


Figura 4.5 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el modelo A-8N: a) $T/T_g=0.45$, b) $T/T_g=0.61$, c) $T/T_g=0.72$.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

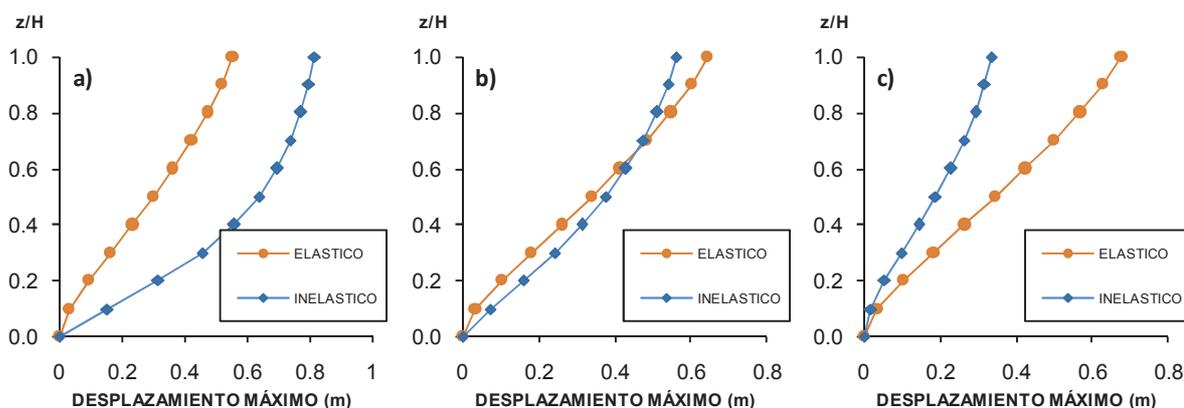


Figura 4.6 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el modelo A-10N: a) $T/T_g=0.56$, b) $T/T_g=0.76$, c) $T/T_g=0.8$.

En las Figuras 4.7 a 4.12 se presentan tres casos de perfiles de desplazamientos con diferente relación T/T_g para cada uno de los marcos de concreto de 4, 6, 8, 10, 12 y 16 niveles diseñados con el RCDF (1997) considerando $Q=4$. En ellas se observa la misma tendencia que en los edificios de acero a excepción del modelo C-4NQ4 en el cual no se presenta ningún caso en el que los desplazamientos inelásticos sean menores que los elásticos, esto puede ser debido a que el rango de la relación T/T_g contiene valores menores que 0.75, valor máximo promedio en el que sistemas de 1GL presentaron desplazamientos inelásticos mayores que los elásticos (Ruiz-García y Miranda, 2006). Sin embargo, los edificios de acero presentan desplazamiento inelásticos menores que los elásticos, incluso, para valores de T/T_g pequeños.

El hecho de que un sistema inelástico incurriere en el intervalo no lineal, bajo la acción de un evento sísmico importante implica cierto daño en sus elementos, lo que definitivamente altera su respuesta.

En la práctica de la ingeniería se esperaría que las estructuras que presentan más daño en sus elementos sean las que alcanzan desplazamientos mayores. Bajo este criterio, los desplazamientos de estructuras que incursionan en el intervalo inelástico deberían ser mayores que los desplazamientos de las estructuras que se comportan de manera elástica, suponiendo, que estas últimas no presentan daño. Esto no es necesariamente cierto, pues de acuerdo a las observaciones hechas en esta sección, los desplazamientos de sistemas inelásticos, con los daños que esto implica, pueden ser menores que los de sistemas elásticos.

En el intento de dar explicación a las observaciones anteriores, se procedió a realizar una revisión detallada de las historias de desplazamiento elástico e inelásticos, así como de la historia de aceleraciones y la respuesta histerética.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

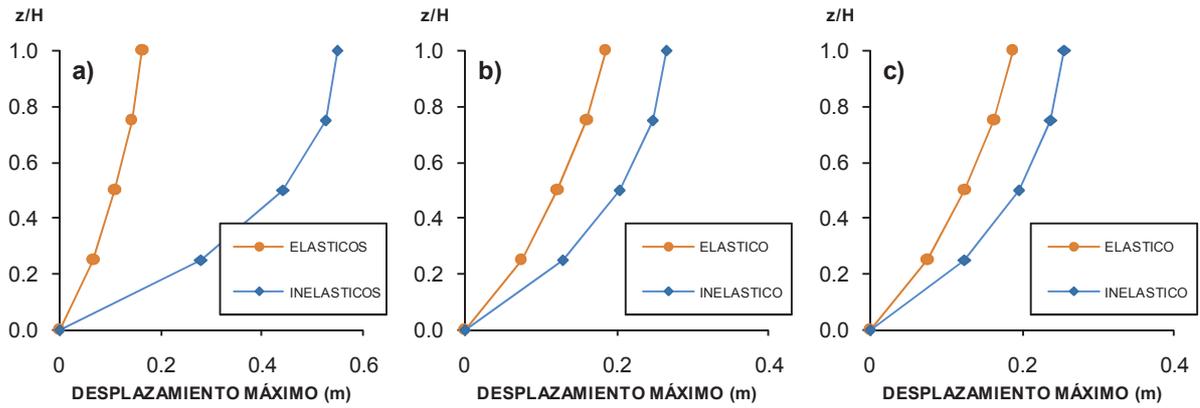


Figura 4.7 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el modelo C-4NQ4: a) $T/T_g=0.53$, b) $T/T_g=0.63$, c) $T/T_g=0.60$.

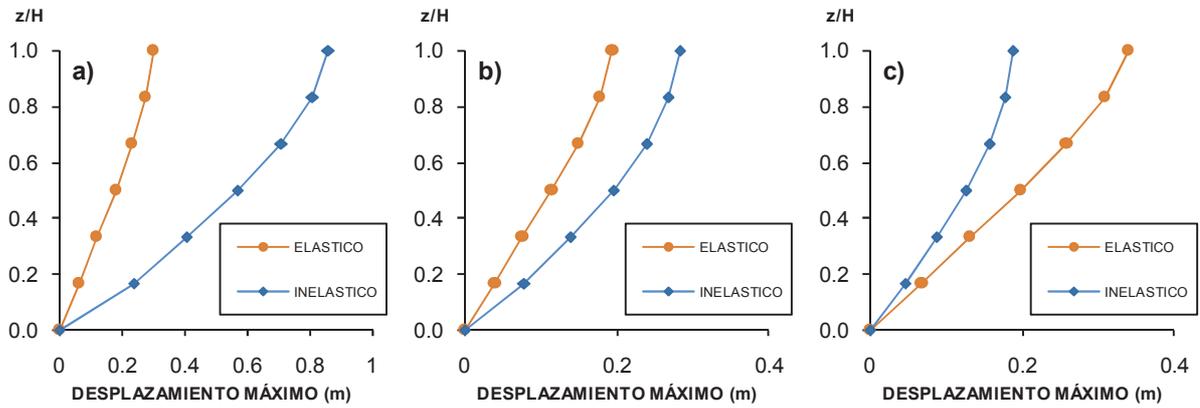


Figura 4.8 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el modelo C-6NQ4: a) $T/T_g=0.55$, b) $T/T_g=0.73$, c) $T/T_g=0.84$.

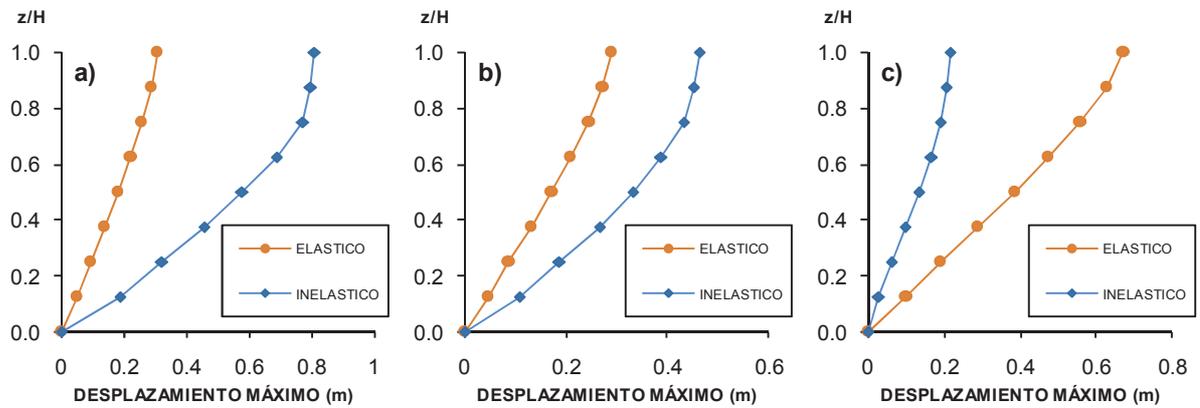


Figura 4.9 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el modelo C-8NQ4: a) $T/T_g=0.53$, b) $T/T_g=0.74$, c) $T/T_g=1.09$.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

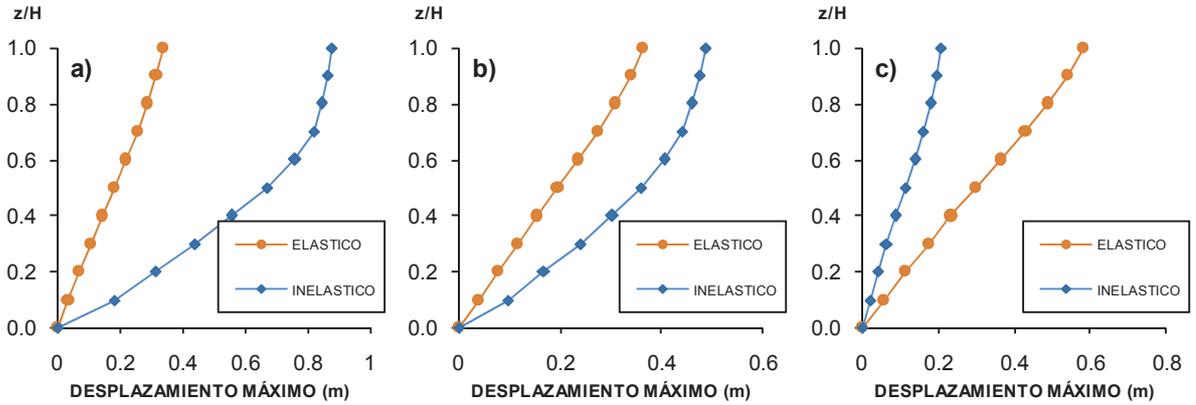


Figura 4.10 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el modelo C-10NQ4: a) $T/T_g=0.53$, b) $T/T_g=0.74$, c) $T/T_g=1.07$.

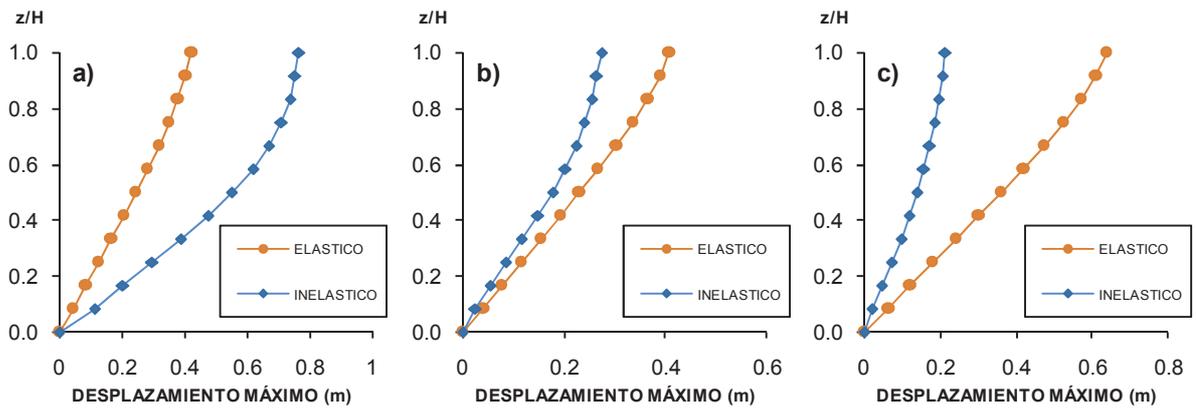


Figura 4.11 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el modelo C-12NQ4: a) $T/T_g=0.68$, b) $T/T_g=0.90$, c) $T/T_g=1.07$.

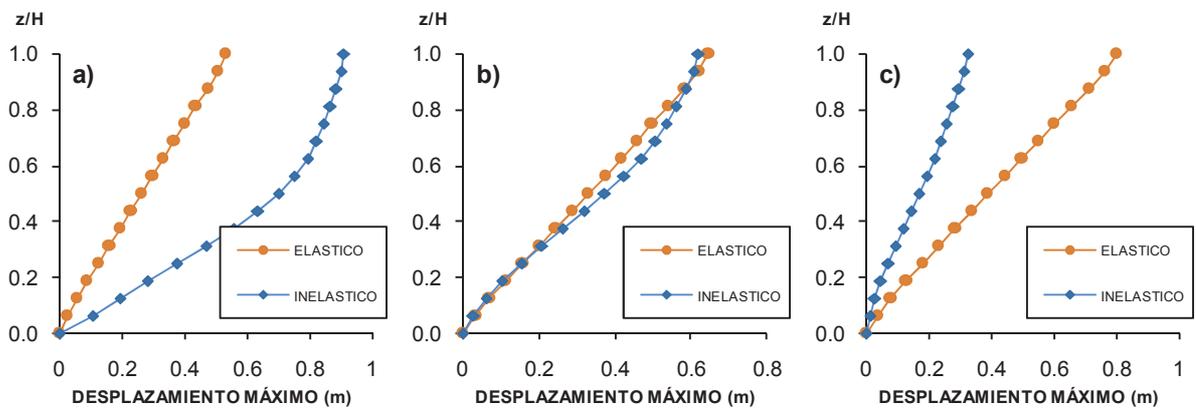


Figura 4.12 Perfiles de desplazamiento obtenidos para el modelo C-16NQ4: a) $T/T_g=0.57$, b) $T/T_g=0.84$, c) $T/T_g=1.30$.

Por ejemplo, en la Figura 4.13 se muestran los casos para relaciones de periodos $T/T_g < 0.75$ denominada como zona 1, donde los desplazamientos inelásticos son mayores que los desplazamientos elásticos. Observando la historia de desplazamientos en forma general se puede apreciar que aquellos del sistema inelásticos se separan de los del sistema elásticos después de un pico lo suficientemente intenso en la historia de aceleraciones del terreno. Las fuerzas inerciales producidas sobre la estructura, son lo suficientemente grandes para incitar a la estructura a incursionar en la zona inelástica, el tiempo de incursión en el intervalo inelástico es directamente proporcional al periodo dominante del terreno.

Relaciones de periodos (T/T_g) pequeñas, implica periodos del terreno grandes o cuando menos mayores que las del periodo fundamental de la estructura, lo que implica mayor tiempo de duración de incursión en el rango no lineal, esto a su vez, genera que la estructura siga desplazándose en la misma dirección mientras espera la fuerza opuesta que completaría el ciclo. Esta fuerza opuesta no es suficiente para regresar a la estructura a su estado original. Entonces ocurre el fenómeno de recentramiento, lo cual implica la presencia de desplazamientos permanentes que pueden aumentar aún más si se presentara otra fuerza suficiente para volver a llevar la estructura a actuar inelásticamente.

Este fenómeno de recentramiento se puede ver claramente en las curvas de histéresis de la Figura 4.13, donde la línea del tramo elástico inicialmente se encuentra en el origen de los ejes ortogonales (M, ϕ) y se va desplazando sobre el eje horizontal hasta recentrarse en un punto sobre éste eje. También se pueden ver los desplazamientos permanentes en la historia de desplazamientos, generados por un máximo en las aceleraciones.

Para el caso de la zona 2, donde los desplazamientos inelásticos son menores que los elásticos, no ocurre dicho fenómeno de recentrado. La relación de periodos (T/T_g) es mayor que 0.75 y menor que 1.55, es decir, el periodo dominante del terreno puede ser más pequeño que el periodo fundamental de la estructura. Si el tiempo en completarse un ciclo es menor, entonces las fuerzas de inercia generadas por la aceleración del terreno que actúan sobre la estructura tienen menor duración tanto en un sentido como en el otro, y por lo tanto, el tiempo de incursión en el intervalo inelástico es pequeño. Las fuerzas cíclicas no actúan el tiempo suficiente en la misma dirección para inducir a la estructura deformaciones grandes que puedan superar a las deformaciones que se generarían si el sistema se comportara elásticamente.

En la Figura 4.14 se presentan ejemplos del comportamiento de estructuras cuya relación de periodos se ubica en esta zona. Se puede ver que los ciclos histeréticos no se mueven lejos del origen, lo que implica que los desplazamientos residuales sean mínimos o nulos, lo que contribuye de alguna manera a mantener desplazamientos inelásticos menores que los elásticos.

Casos representativos de la región 1 ($T/T_g < 0.75$)

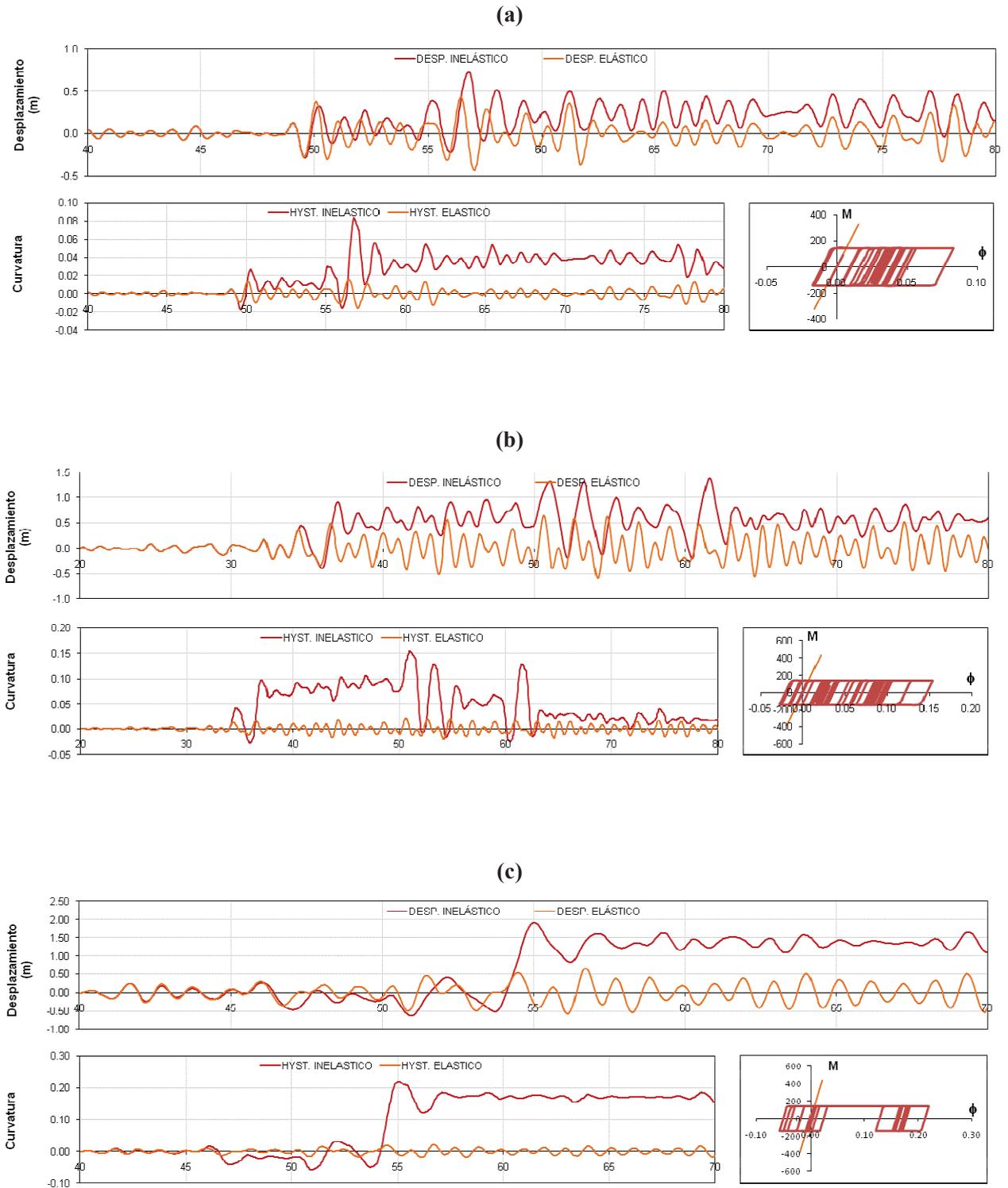


Figura 4.13 Historias de respuesta de desplazamientos (elástico e inelástico), curvatura y ciclos de histéresis:
 a) $T/T_g=0.59$, b) $T/T_g=0.51$, c) $T/T_g=0.37$.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

Casos representativos de la zona 2 ($0.75 < T/T_g < 1.55$)

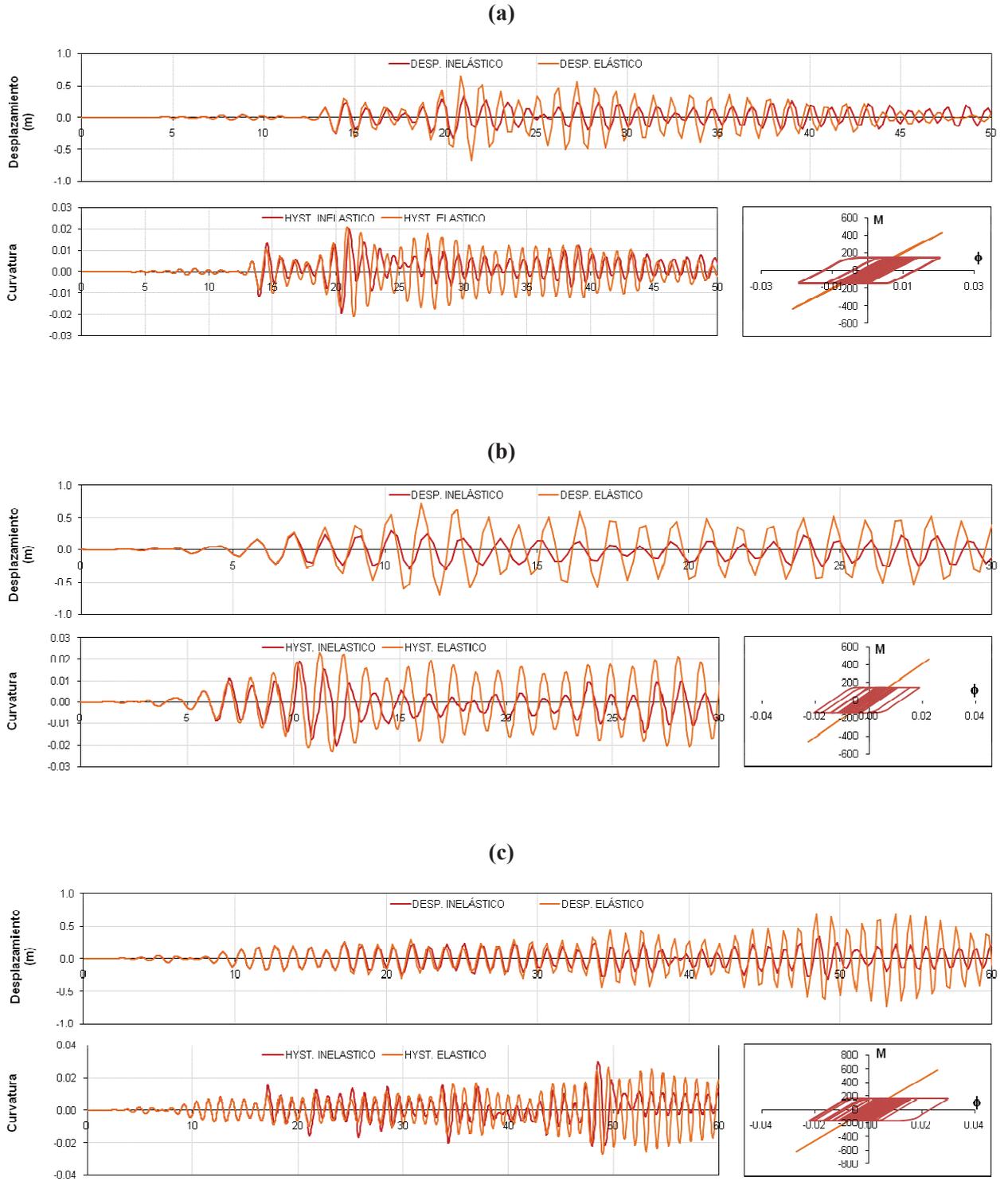


Figura 4.14 Historias de respuesta de desplazamientos (elástico e inelástico), curvatura y ciclos de histéresis:
a) $T/T_g=0.83$, b) $T/T_g=0.79$, c) $T/T_g=0.76$.

4.4 Cocientes de desplazamiento

Con la intención de verificar la tendencia observada en S1GL, en este estudio se obtuvo la relación de desplazamientos C_R como el cociente del desplazamiento máximo de azotea del SMGL inelástico y el desplazamiento máximo de azotea del SMGL elástico para cada edificio sujeto a los movimientos del terreno considerados.

En la Figura 4.15 se muestra la tendencia de los cocientes de desplazamiento tanto para los edificios de acero como para los edificios de concreto reforzado. Como referencia, en la Figura 4.15 también se incluye la tendencia analítica de C_R propuesta por Ruiz-García y Miranda (2006) para una resistencia relativa igual a dos.

En la zona 1 ($T/T_g < 0.75$), la tendencia que muestran los sistemas de múltiples grados de libertad no armonizan con la tendencia de los S1GL obtenida por Ruiz-García y Miranda (2006), pues, en esta zona se presenta alta dispersión en los datos tanto en los edificios de acero como en los de concreto. Sin embargo, se observa que el cociente de desplazamientos C_R es mayor que la unidad y se incrementa cuando la relación de periodos T/T_g disminuye al igual que ocurre en S1GL. En los sistemas estudiados, el incremento de C_R es más sensible al decremento de la relación T/T_g , pues es mayor que el cociente de desplazamientos experimentados en sistemas de un grado de libertad para una misma relación de periodos.

En lo que respecta a la zona 2, la tendencia obtenida de SMGL y S1GL son más consistentes que en la presentada en la zona 1. En esta zona el cociente de desplazamientos C_R es menor que uno en los edificios de acero así como en los de concreto reforzado. En la Figura 4.15a, se observa que los edificios de acero presentan valores de C_R , menores que uno, incluso para relaciones T/T_g menores que 0.75 (zona 1). También se observa que el rango de periodos de los edificios de acero no es suficiente para definir la tendencia de C_R en la zona 2. Los marcos de concreto reforzado presentan un rango más amplio de T/T_g para definir dicha tendencia en la zona 2, pero no así para la zona 3 encontrada en S1GL.

Se requieren registros sísmicos cuyos periodos dominantes sean muy pequeños para alcanzar relaciones de periodos altos, sin embargo, no se encontraron registros, en terreno blando con tales características.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

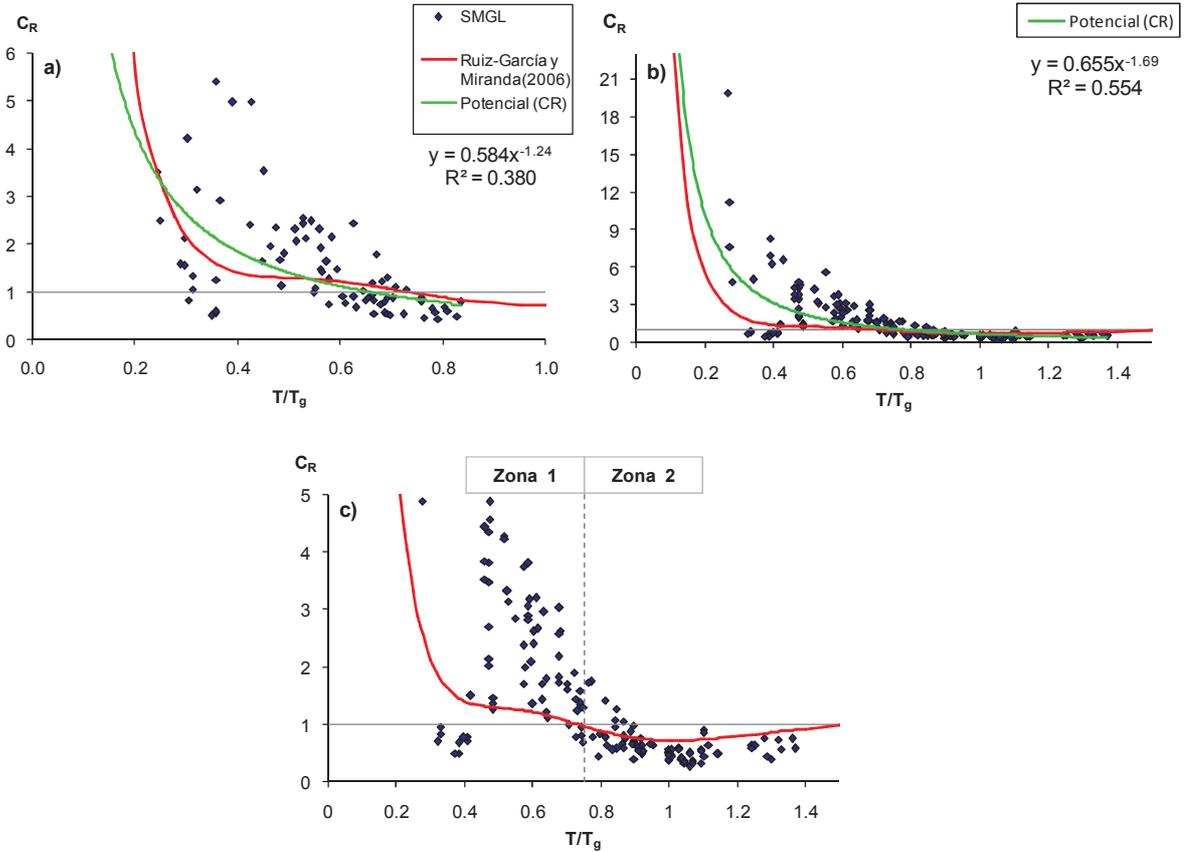


Figura 4.15 Tendencia de la relación de desplazamientos en sistemas de múltiples grados de libertad. a) Edificios de acero; b) Edificios de concreto; c) Acercamiento edificios de concreto.

La diferencia entre el factor C_R obtenido para sistemas de un grado de libertad ($C_{R, S1GL}$) y sistemas de múltiples grados de libertad ($C_{R, SMGL}$) puede apreciarse mediante un factor que relaciona ambos coeficientes al cual llamaremos C_M y se define en la Ec. 4.2.

$$C_M = \frac{C_{R, SMGL}}{C_{R, S1GL}} \quad (4.2)$$

La tendencia de dicha relación de coeficientes se puede observar en la Figura 4.16 donde la dispersión de los datos no muestran una tendencia clara lo cual se refleja en el coeficiente de determinación, R^2 , mostrado en la figura, pues un valor muy bajo indican un escaso ajuste entre los datos y la tendencia exponencial propuesta.

Un cociente que relaciona los desplazamientos inelásticos de sistemas con degradación y sin degradación de rigidez (C_D) nos puede dar una idea de la influencia que tiene el comportamiento histerético en los desplazamientos inelásticos de sistemas de múltiples grados de libertad.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

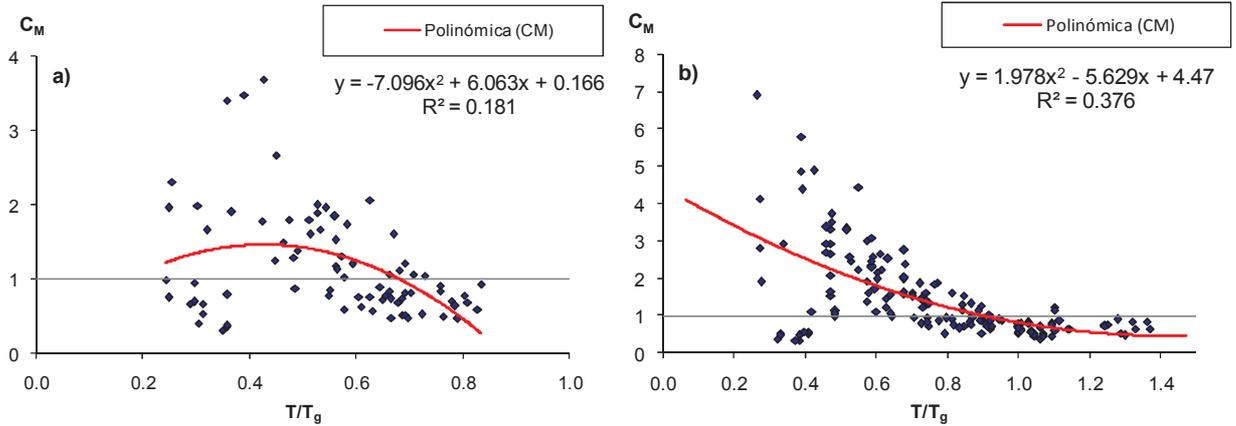


Figura 4.16 Tendencia del factor C_M : a) Edificios de acero, b) Edificios de concreto.

Debido a que solo los edificios de concreto considerados en este estudio cuyo comportamiento histerético fue representado por el modelo modificado de Takeda (ver Figura 4.1b) presentan degradación de rigidez, solo se obtuvo el factor C_D para estos modelos ya que los edificios de acero siguen un modelo elastoplástico sin degradación de rigidez ni resistencia.

El factor C_D se define con la Ec. 4.3 mostrada a continuación. La tendencia de dicho cociente de desplazamientos se muestra en la Figura 4.17. Resultados adicionales para otros tipos de comportamiento histerético se pueden consultar en Marín (2013).

$$C_D = \frac{\Delta_{i, TAKEDA}}{\Delta_{i, EPP}} \quad (4.3)$$

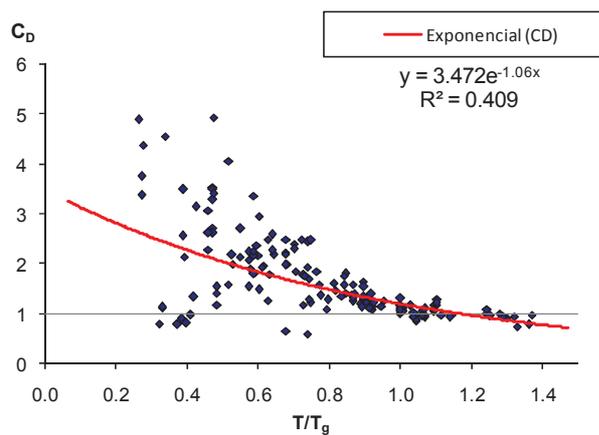


Figura 4.17 Tendencia del factor C_D .

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS

5.1 Introducción

Debido a la importancia que tiene el hacer una buena estimación de los desplazamientos que una estructura presenta al comportarse inelásticamente, en este capítulo se evalúan las propuestas hechas por la versión 2004 del reglamento de construcciones del Distrito Federal (RCDF-2004) en sus normas técnicas complementarias de diseño por sismo (NTC-S). Asimismo, se evalúa en los sistemas de múltiples grados de libertad utilizados en este estudio, una expresión para la estimación de dichos desplazamientos obtenida por Ruiz-García y Miranda (2006) quienes utilizaron sistemas de un grado de libertad.

La evaluación de los desplazamientos inelásticos con los distintos criterios, se comparan con los desplazamientos obtenidos al realizar un análisis de historia en el tiempo con el programa RUAUMOKO (Carr, 2009) al someter los modelos al conjunto de 20 acelerogramas descritos en el capítulo 3.

5.2 Desplazamientos inelásticos de acuerdo al RCDF-2004

El código de construcción mexicano (RCDF-2004) considera la inelasticidad de los sistemas reduciendo las fuerzas sísmicas de diseño por el factor de comportamiento sísmico (Q), este factor toma valores entre 1.0 y 4.0 y dependen del tipo de sistema estructural que resiste las fuerzas laterales y de los detalles de dimensionamiento que se adopten, el RCDF-2004, en el capítulo 5, dicho reglamento describe los requisitos necesarios para adoptar el valor de Q .

El RCDF-2004, admite que las deformaciones inelásticas que se presentarán en la estructura serán aproximadamente F veces las que se determinen con un análisis elástico. Donde F es un factor que es diferente en el cuerpo del reglamento y en su apéndice A.

La sección 1.8 de la revisión de desplazamientos laterales, del cuerpo del reglamento, establece lo siguiente: “*El desplazamiento será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que se fijan en el Capítulo 4, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico, Q* ”. Además estipula que cuando se aplique el método de análisis del Apéndice A, se observarán los límites que ahí se establecen para los desplazamientos.

El cuerpo del reglamento especifica entonces que:

$$\Delta_i = Q\Delta_e \quad (5.1)$$

Dónde: Δ_i son los desplazamientos inelásticos; Δ_e son los desplazamientos obtenidos con un análisis elástico bajo las fuerzas sísmicas reducidas y Q es el factor de comportamiento sísmico por el que se reducen las fuerzas.

En el caso de que se aplique el método de análisis del apéndice A, será aplicable lo que se especifica en la sección A.4 de la revisión de desplazamientos laterales, como sigue:

- a) Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, multiplicadas por el factor $Q'R/7$ no excederán 0.002 o 0.004, según sea el caso. Los valores de Q' y R se calcularán para el periodo fundamental de la estructura.
- b) Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos multiplicadas por el factor QR y divididas por las diferencias de elevaciones correspondientes, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la tabla A.1 para los distintos sistemas estructurales.

Si bien, estas especificaciones están en términos de distorsiones, implícitamente involucran los desplazamientos, ya que:

$$\delta = \frac{\Delta_r}{H} \quad (5.2)$$

Donde δ , es la distorsión de entrepiso, definida como el desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos (Δ_r) dividido entre la altura de entrepiso (H). Esto implica, por lo tanto, que los factores que se especifican en los incisos a y b, de la sección A.4 del apéndice, son aplicables a los desplazamientos. De esta manera, los desplazamientos inelásticos serán:

a) Para condiciones de servicio.

$$\Delta_i = \frac{1}{7} Q' R \Delta_e \quad (5.3)$$

b) Para seguridad contra colapso.

$$\Delta_i = Q R \Delta_e \quad (5.4)$$

Donde Q' y R son el factor de ductilidad y de sobrerresistencia respectivamente, definidos en la sección A.3 del apéndice, referente al espectro para diseño sísmico. Estos factores son función del periodo fundamental de la estructura y los periodos característicos T_a y T_b del espectro de aceleraciones que a su vez están en función del periodo dominante del sitio. Se calculan usando las siguientes expresiones:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T}{k T_a}}, & T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}, & T_a < T < T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}, & T > T_b \end{cases} \quad (5.5)$$

Donde:

Q , es el factor de comportamiento sísmico que se determina en el capítulo 5 del reglamento.

β , es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo-estructura.

k , T_a y T_b son el coeficiente y los periodos característicos del espectro de aceleraciones que se calculan con las expresiones descritas en el apartado A.3, que son función del periodo dominante del terreno.

El factor de reducción por Sobrerresistencia, R , está dado por:

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{\frac{T}{T_a}}}, & T \leq T_a \\ 2, & T > T_a \end{cases} \quad (5.6)$$

5.3 Evaluación de desplazamientos con el criterio del RCDF-2004

Para evaluar los desplazamientos inelásticos con el criterio del reglamento se realizó un análisis elástico. Las fuerzas sísmicas utilizadas para hacer dicho análisis fueron reducidas por el factor de reducción, Q' , definido en la sección 4.1 del cuerpo de las NTC-S (2004) y por el factor de ductilidad y de sobrerresistencia, R , en el caso del apéndice A del reglamento, ambos factores dependen del factor de comportamiento sísmico, Q , que se fija en el capítulo 5 de las NTC-S.

Los desplazamientos, obtenidos del análisis estático se multiplicaron por los factores correspondientes, para condiciones de servicio y colapso mencionados en el apéndice. Con el criterio del cuerpo del reglamento, dichos desplazamientos se multiplicaron directamente por Q .

En la Figura 5.1, se muestran los perfiles de desplazamiento elástico, obtenidos con un análisis estático, así como los perfiles de “*desplazamiento inelástico*” aplicando los criterios tanto del cuerpo como del apéndice A del reglamento, de algunos casos específicos de la región 1 ($T/T_g < 0.75$). En la Figura 5.2 se muestran los perfiles de casos específicos de la región 2 ($T/T_g \approx 1$).

Para darnos una idea de la precisión con la que el RCDF-2004 predice los desplazamientos elásticos, y por lo tanto los inelásticos, se compararon los desplazamientos obtenidos del análisis estático aplicando fuerzas laterales reducidas con los desplazamientos obtenidos de un análisis elástico de historia en el tiempo, utilizando el programa computacional RUAUMOKO (Carr, 2009). Tomando como referencia estos últimos se obtuvo el error relativo, e , (Ec. 5.7) de los desplazamientos que predice el reglamento.

$$e = \frac{\Delta_{calculado} - \Delta_{real}}{\Delta_{real}} \quad (5.7)$$

De la expresión anterior, se consideró como Δ_{real} , al desplazamiento máximo obtenido con un análisis de historia en el tiempo utilizando el programa computacional RUAUMOKO (Carr, 2009); el $\Delta_{calculado}$ es el desplazamiento obtenido a partir del análisis estático aplicando fuerzas laterales reducidas.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

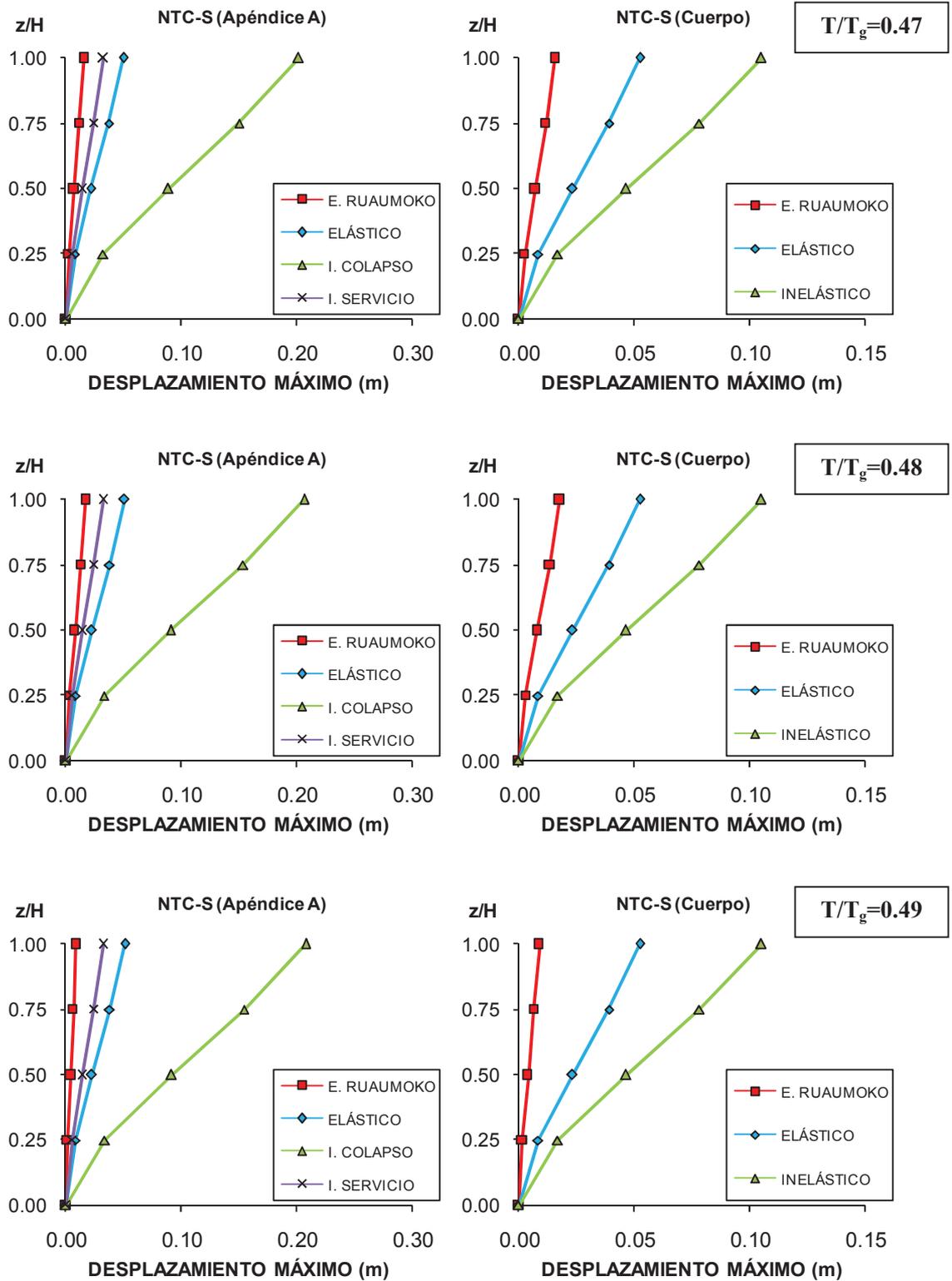


Figura 5.1 Perfiles de desplazamiento máximo elástico e inelástico obtenidos con los criterios del cuerpo y el apéndice A de las NTC-S para T/T_g pertenecientes a la región 1.

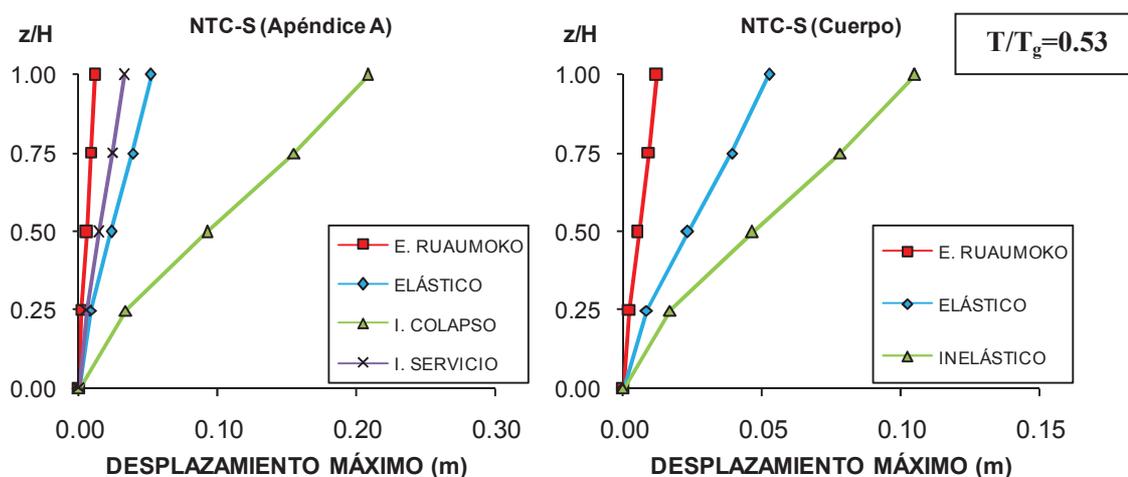


Figura 5.1 (Continuación) Perfiles de desplazamiento máximo elástico e inelástico obtenidos con los criterios del cuerpo y el apéndice A de las NTC-S para T/T_g pertenecientes a la región 1.

Para el cálculo de los llamados desplazamientos reales se sometieron los modelos a eventos sísmicos registrados en terreno blando con periodos predominantes específicos para obtener valores de T/T_g representativos de las regiones 1 y 2 comentadas en el capítulo 4.

En la Tabla 5.1 se muestra el error relativo de los desplazamientos elásticos obtenidos con los diferentes criterios, se puede notar que, aunque son valores muy altos, los desplazamientos de los casos donde la relación T/T_g es cercano a uno (región 2) son mejor predichos que los de la región 1. La misma afirmación puede hacerse de los desplazamientos predichos utilizando el criterio del apéndice A respecto a los del cuerpo del reglamento. Si bien, la evaluación de los desplazamientos elásticos no es el objetivo principal de esta tesis, sin embargo, esta información puede darnos una idea de lo que se espera al evaluar los desplazamientos inelásticos al ser comparados con los obtenidos computacionalmente.

En las Figuras 5.1 y 5.2 se puede apreciar que los desplazamientos elásticos obtenidos utilizando el reglamento, tanto en su cuerpo como en su apéndice A, a excepción de un caso, son mayores que los obtenidos computacionalmente, por lo tanto los desplazamientos inelásticos obtenidos con los criterios descritos anteriormente (Ecs. 5.1, 5.3 y 5.4) son aún mayores que los elásticos, puesto que, según el reglamento, solo tienen que ser amplificados por un factor (mayor que uno).

En la Figura 5.2 se puede confirmar que, en ambas regiones, los desplazamientos inelásticos obtenidos con los criterios del reglamento son siempre mayores que los desplazamientos elásticos lo cual contrasta con lo que se esperaría para los casos donde la relación de periodos es cercana a uno, donde, según se observó en el capítulo 4, los desplazamientos inelásticos pueden ser menores que los elásticos.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

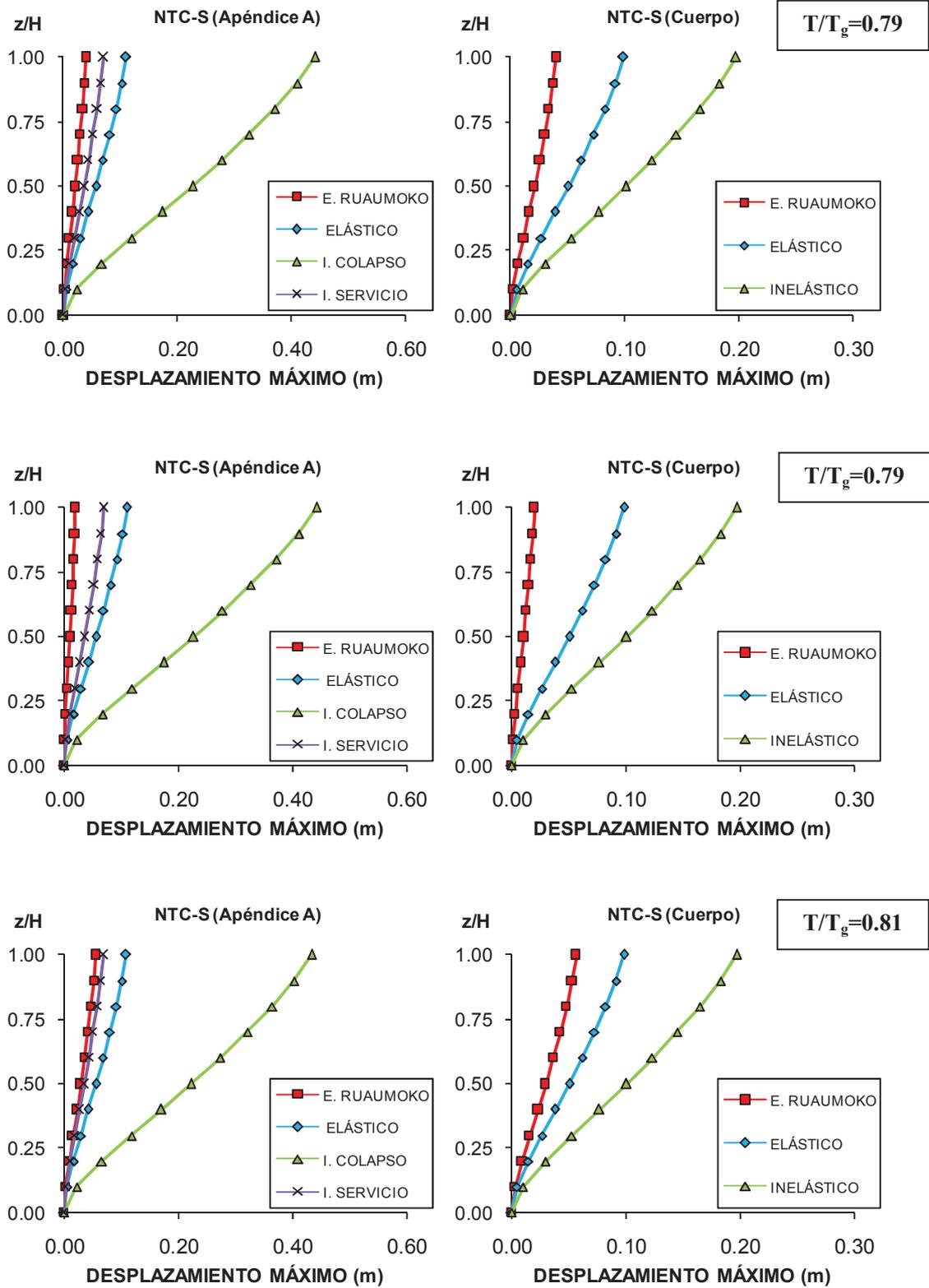


Figura 5.2 Perfiles de desplazamiento máximo elástico e inelástico obtenidos con los criterios del cuerpo y el apéndice A de las NTC-S para T/T_g pertenecientes a la región 2.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

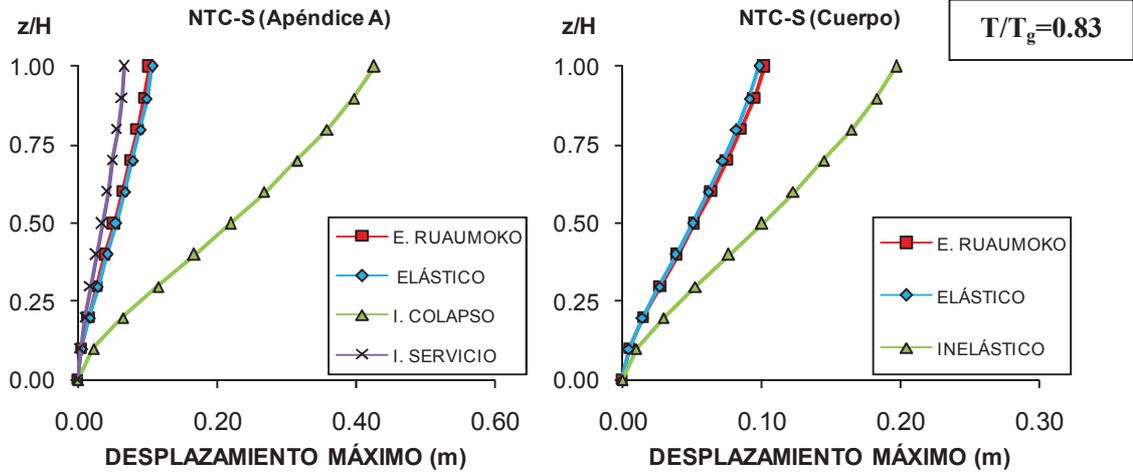


Figura 5.2 (Continuación) Perfiles de desplazamiento máximo elástico e inelástico obtenidos con los criterios del cuerpo y el apéndice A de las NTC-S para T/T_g pertenecientes a la región 2.

Tabla 5.1 Error relativo de desplazamientos elásticos obtenidos con el cuerpo y el apéndice del RCDF-2004.

#	T/T_g	ERROR RELATIVO (%)	
		NTC-S (CUERPO)	NTC-S (APÉNDICE)
REGIÓN 1			
1	0.47	235.81	216.24
2	0.48	198.41	188.13
3	0.49	490.44	474.70
4	0.53	339.87	333.33
REGIÓN 2			
6	0.79	148.71	177.89
7	0.79	390.49	450.52
8	0.81	73.67	91.22
9	0.83	3.68 *	4.40

* Subestima la respuesta real.

5.4 Evaluación de desplazamientos con la ecuación propuesta

La filosofía de las NTC-S (2004) estima los desplazamientos máximos inelásticos que puede experimentar una estructura al multiplicar los desplazamientos obtenidos con un análisis elástico por un factor. Este factor es mayor que uno sin importar que se emplee el cuerpo o el apéndice A, por lo que los desplazamientos inelásticos serán siempre mayores que los elásticos. Sin embargo en el capítulo 4 se describió cómo los desplazamientos máximos inelásticos no son necesariamente mayores que los desplazamientos máximos elásticos como considera el reglamento mexicano.

Ante esta evidencia, es deseable contar con otra metodología que prediga de manera más acertada los desplazamientos inelásticos. A continuación se propone una metodología basada en el método de los coeficientes (Seneriratna y Krawinkler, 1996).

5.4.1 Formulación

La formulación descrita a continuación está desarrollada para obtener los desplazamientos inelásticos en la azotea ($\Delta_{i,azotea}$), bajo una excitación del terreno dada. Para sistemas de múltiples grados de libertad dominados por la primera forma modal (estructuras de pequeña y mediana altura), la demanda de desplazamiento lateral de azotea, δ_{azotea} , se relaciona con la demanda de desplazamiento de un sistema de un grado de libertad, correspondiente al periodo fundamental de la estructura de múltiples grados de libertad, $S_d(T_1)$, de la siguiente manera:

$$\delta_{azotea} = S_d(T_1) \cdot \Gamma_1 \phi_{1,azotea} \quad (5.8)$$

Donde $\Gamma_1 \phi_{1,azotea}$ es el factor de participación modal normalizado respecto a la altura de azotea. Recordando que la relación entre la demanda de desplazamiento máximo inelástico y la demanda de desplazamiento máximo elástico, se denota como sigue:

$$C_R(T_1, R) = \frac{\Delta_i(T_1, R)}{S_d(T_1)} \quad (5.9)$$

Donde Δ_i es el desplazamiento inelástico calculado para sistemas con resistencia lateral relativa constante, R . La resistencia lateral relativa de la estructura se define como la relación de la resistencia que requiere la estructura para mantener su comportamiento elástico entre la resistencia de fluencia de la estructura (Ruiz-García y Negrete, 2009) y se calcula con la siguiente expresión:

$$R = \frac{S_a \cdot m}{V_y} = \frac{S_a(T_1)/g}{\left(\frac{V_y}{W}\right)} = \frac{S_a(T_1)/g}{C_y} \quad (5.10)$$

Donde $S_d(T_1)$ es la aceleración espectral para el periodo fundamental de la estructura; m es la masa total del sistema, g es la aceleración de la gravedad, V_y es la fuerza cortante a la fluencia del edificio y W es el peso total de la estructura. La Ec. 5.9 también se puede expresar en función de C_y , el cual es una medida de la capacidad de resistencia lateral de la estructura.

Despejando Δ_i de la Ec. 5.9 se obtiene:

$$\Delta_i(T_1, R) = C_R(T_1, R) \cdot S_d(T_1) \quad (5.11)$$

Por lo tanto, el desplazamiento inelástico en la azotea de sistemas dominados por la primera forma modal se puede estimar como:

$$\delta_{i,azotea} = C_R \cdot S_d(T_1) \cdot \Gamma_1 \phi_1 \quad (5.12)$$

De manera similar, la distorsión de azotea se puede expresar como:

$$\frac{\delta_{i, azotea}}{H} = \frac{C_R \cdot S_d(T_1) \cdot \Gamma_1 \phi_{1,azotea}}{H} \quad (5.13)$$

Como puede apreciarse, un aspecto importante en la formulación anterior consiste en la estimación de la relación de desplazamientos, C_R .

5.4.1.1 Ecuación para estimar C_R

Para el cálculo del cociente de desplazamientos C_R , es deseable tener una ecuación simplificada que facilite la estimación de los desplazamientos máximos en sistemas con comportamiento inelástico a partir de los desplazamientos de sistemas con comportamiento elástico. Se han propuesto expresiones prácticas para el cálculo de C_R (Ruiz-García J, Miranda E, 2003; Chopra AK, Chintanapakdee C., 2004; ATC., 2005) pero están limitadas para estimar demandas de desplazamientos inelásticos en estructuras construidas sobre terreno firme.

Una forma funcional para estimar la relación de desplazamientos, C_R , en función de la relación T/T_g , la relación de resistencias laterales, R , y otras constantes es propuesta por (Ruiz-Garcia & Miranda, 2006) como sigue:

$$C_R = \frac{\Delta_i}{S_d(T_1)} = f\left(\frac{T}{T_g}, R, \theta\right) \quad (5.14)$$

La propuesta generalizada para calcular la tendencia central de la relación de desplazamientos para sitios con suelo blando se expresa a continuación:

$$C_R = \theta_1 + (R - 1) \left[\frac{1}{\theta_2 \cdot \left(\frac{T}{T_g}\right)^2} \right] + \theta_3 \cdot (T_g/T) \cdot e^{\left[-4.5 \cdot \left\{ \ln\left(\frac{T}{T_g} - 0.05\right) \right\}^2\right]} + \theta_4 \cdot (T_g/T) \cdot e^{\left[\theta_5 \cdot \left\{ \ln\left(\frac{T}{T_g} + 0.67\right) \right\}^2\right]} \quad (5.15)$$

En la Ec. 5.15, T es el periodo natural de vibración de la estructura; T_g es el periodo predominante del terreno y $\theta_1, \theta_2, \theta_3, \theta_4, \theta_5$, son parámetros que dependen del tipo del suelo y se obtuvieron a través de técnicas de regresión no lineal.

Los primeros dos términos de la Ec. 5.15 mantienen la misma forma funcional de la ecuación propuesta por Ruiz-García y Miranda(2003), la cual funciona para estimar la relación de desplazamientos en estructuras ubicadas en suelo firme. El tercero y el cuarto término toman en cuenta la reducción de C_R , para la zona donde las relaciones de periodos son cercanos a 1 ($T/T_g \approx 1$) y para periodos cercanos al segundo modo de vibración del suelo ($T/T_g \approx 1/3$).

El valor de los parámetros θ_i , obtenidos por (Ruiz-García & Miranda, 2006) para el terreno blando de la ciudad de Mexico, se resume en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2 Parámetros estimados para la obtención de C_R , para relaciones de resistencia lateral constantes.

PARÁMETRO	R=2	R=3	R=4	R=5	R=6
θ_1	1.096	1.104	1.119	1.148	1.149
θ_2	3.685	4.489	5.674	7.083	8.608
θ_3	-0.64	-1.023	-1.197	-1.307	-1.341
θ_4	-0.589	0.578	0.562	0.537	0.522
θ_5	-14.914	-52.803	-132.146	-177.709	-211.622

Como se puede ver en la Ec. 5.10, el valor de R , es inversamente proporcional a la resistencia lateral de la estructura, es decir, mayor será la resistencia de la estructura mientras el valor de R es menor. En términos de daño, se espera que para valores de R mayores, el daño ocasionado por el sismo sea también mayor. Valores de R menores o iguales que 1, indican que la demanda de resistencia para que el sistema se mantenga elástico es menor que la resistencia lateral de la estructura, y dado que el sistema se mantiene dentro de su intervalo elástico, no se presenta daño en sus elementos.

Valores de R mayores que 3 son solo para fines de estudio, pues no son casos que se presenten frecuentemente en la práctica ya que indican que un edificio es muy débil o que se somete a un

movimiento extremo del terreno que daña severamente la estructura. En este estudio se estudiaron los casos con relación de resistencia lateral igual a 2. Para lograr tal valor de R , se requiere que la demanda de resistencia lateral sea 2 veces mayor que la resistencia lateral de la estructura, es decir, se requieren de aceleraciones muy altas que le demanden el doble de su resistencia a la estructura. Por este motivo se tuvieron que escalar los acelerogramas como se explica en el capítulo 3.

5.5 Estimación de desplazamientos inelásticos

Para obtener la respuesta inelástica de desplazamiento se realizó un análisis dinámico de historia en el tiempo no lineal utilizando el programa RUAUMOKO (Carr, 2009), sometiendo a los edificios al conjunto de acelerogramas escalados para que la relación de resistencia relativa, R , fuera igual a dos como ya se describió en el capítulo 3.

Tomando como referencia los desplazamientos inelásticos, calculados con dicho programa, se procedió a evaluar la expresión propuesta obteniendo el error relativo con respecto a los desplazamientos de referencia.

La Ec. 5.12 es derivada del método de coeficientes de desplazamiento (Ec. 5.16). De acuerdo con dicho método, el desplazamiento máximo, en la azotea de un sistema de múltiples grados de libertad se puede estimar como sigue.

$$\delta_{AZOTEA} = C_0 C_1 C_2 C_3 \cdot S_d(T_1) \quad (5.16)$$

Donde cada uno de los coeficientes C_i son estimados empíricamente para tomar en cuenta las acciones que pueden tener efecto sobre el desplazamiento de los sistemas de múltiples grados de libertad. En FEMA-356 se proponen expresiones para calcular cada uno de los coeficientes. Más recientemente, en FEMA-440 se proponen algunas mejoras para la estimación de dichos coeficientes (Erduran & Kunnath, 2010).

Haciendo una analogía entre la Ec.5.12 y la 5.16, C_R es un coeficiente empírico que relaciona el desplazamiento elástico y el desplazamiento inelástico en la azotea del sistema. Este coeficiente toma en cuenta las características del terreno, el cual fue definido en la sección 5.4.1.1.

La Ec. 5.15 propuesta por Ruiz-García y Miranda (2004) para la obtención del coeficiente C_R , fue utilizada en este estudio para evaluar los desplazamientos en sistemas inelásticos de múltiples grados de libertad. La tendencia de C_R se muestra en la Figura 4.15 del capítulo 4.

De la Ec. 5.12 se observa que además del factor C_R , la ecuación que se propone para la evaluación de los desplazamientos inelásticos es también afectada por el desplazamiento espectral correspondiente al periodo de la estructura $S_d(T_1)$, para lo cual se obtuvieron los espectros de respuesta de desplazamiento de los 20 registros sísmicos escalados, los cuales se muestran en el Apéndice A de este documento.

Se obtuvieron las ordenadas espectrales de desplazamientos correspondientes al periodo dominante de la estructura como se muestra en la Figura 5.3, las cuales se resumen en la Tabla 5.3 para los edificios acero y en la Tabla 5.4 para los edificios de concreto.

En la Figura 5.3 se muestra el espectro de desplazamiento elástico obtenido con uno de los acelerogramas utilizados y la ordenada de desplazamiento espectral para el edificio A-6N. En el Apéndice D se encuentran los espectros de desplazamiento para el conjunto de los 20 acelerogramas utilizados, sin escalar y escalados para que R alcance un valor igual a dos.

Cabe señalar que en la práctica de la ingeniería, el espectro de desplazamiento propuesto por el cuerpo del RCDF-2004, tiene una forma diferente a la forma típica de un espectro de este tipo, esto perjudica directamente la estimación del desplazamiento al utilizar la fórmula que se propone en este estudio. Esto ocurre para periodos mayores que el periodo característico, T_b , que se define en el capítulo 3 del cuerpo del reglamento.

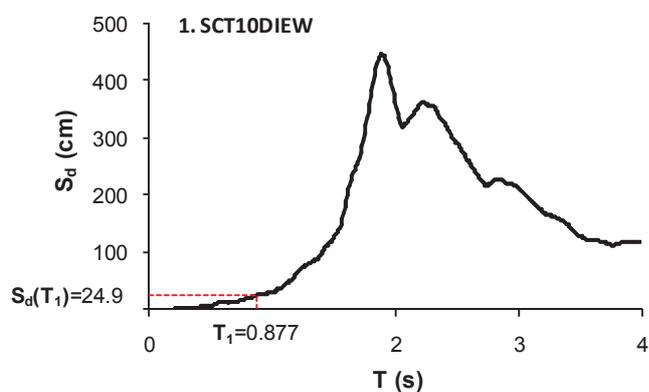


Figura 5.3 Espectro de respuesta de desplazamiento elástico obtenido con uno de los registros utilizados.

El RCDF-2004, en su cuerpo, propone la forma espectral mostrada en la Figura 5.4 (línea negra), los parámetros que definen la forma del espectro dependen de la zona en que se ubica la estructura. También podemos ver la forma espectral que se obtiene utilizando el apéndice A del reglamento (línea anaranjada), cuyos parámetros que definen su forma, dependen del periodo dominante del terreno.

Tabla 5.3 Desplazamientos espectrales escalados correspondientes al periodo fundamental de los edificios de acero.

Modelo	$S_d(T_1)$ (cm)
A-4N	19.50
A-6N	24.80
A-8N	27.40
A-10N	32.80

Tabla 5.4 Desplazamientos espectrales escalados correspondientes al periodo fundamental de los edificios de concreto.

Modelo	$S_d(T_1)$ (cm)
C-4NQ4	10.31
C-6NQ4	14.13
C-8NQ4	18.92
C-8Q3	13.88
C-10NQ4	18.97
C-12NQ4	20.91
C-16NQ4	29.98
C-16JQ3	18.25

En la Figura 5.4 se puede ver que la forma del espectro de desplazamiento propuesta por el Apéndice A de las NTC-S representa de mejor manera la forma típica de un espectro de desplazamiento como el mostrado en la Figura 5.3. Esto sugiere su posible utilización para la aplicación práctica de la Ec. 5.12 que se propone en este estudio para la estimación de los desplazamientos inelásticos. Para lo cual se deben hacer una evaluación de la propuesta utilizando dicho espectro y confirmar su utilización en base a la observación de los resultados obtenidos o, en su caso, proponer un nuevo espectro de desplazamientos que complemente la metodología evaluada en esta tesis. Cabe mencionar que no está dentro del alcance de esta investigación la evaluación utilizando el espectro de desplazamientos propuesto en el RCDF-S (2004).

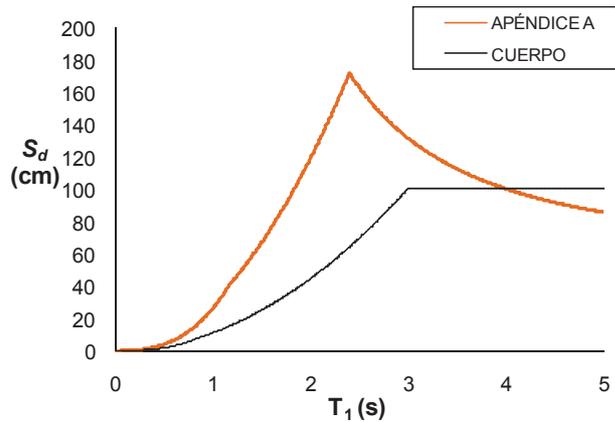


Figura 5.4 Forma espectral propuesta por el apéndice A y el cuerpo del reglamento.

Al igual que los espectros de respuesta de aceleración, los espectros de desplazamiento adquieren un valor escalado específico para cada periodo fundamental de la estructura. Si la demanda de aceleraciones es distinta para que cada modelo alcance el valor de $R = 2$, también el valor espectral de desplazamiento será distinta para cada sistema. Los espectros mostrados en la Figura 5.4 se calcularon aplicando la relación indicada en la Ec. 5.17.

$$S_d = S_a \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} \quad (5.17)$$

Los valores de desplazamiento espectral de la Figura 5.4 correspondientes al espectro de diseño elástico propuesto por el cuerpo de las NTC-S se obtuvieron a partir de los parámetros especificados por el mismo reglamento para las estructuras ubicadas en terreno blando (zona IIIb), los cuales son: $c=0.45$, $a_0=0.11$, $T_a=0.85$, $T_b=3.0$ y $r=2.0$. Los parámetros usados para la obtención del espectro de diseño utilizando el apéndice A de las NTC-S: el coeficiente de aceleración del terreno a_0 , el coeficiente sísmico c , el coeficiente k y los periodos característicos T_a y T_b , están en función del periodo dominante del sitio T_s , y se determinan a partir de las expresiones A.2 a A.6 del apéndice A de dichas normas. Para el caso particular de la Figura 5.4 se tomó un periodo dominante del terreno, T_s , igual a 2 segundos, característico del terreno blando.

5.5.1 Edificios de Acero

En base a la Ec. 5.16 del método de coeficientes, la ecuación para estimar los desplazamientos inelásticos de azotea en los edificios de acero queda como se indica en la Ec. 5.18. Tomando como coeficientes, los cocientes de desplazamientos descritos en el capítulo 4.

$$\Delta_{i,azotea} = C_M \cdot C_R \cdot S_d(T_1) \cdot \Gamma_1 \phi_1 \quad (5.18)$$

En la Ec. 5.18, C_R se obtiene a partir del cociente del desplazamiento inelástico y elástico definido en la Ec. 4.1 del capítulo anterior, como se muestra a continuación:

$$C_R = \frac{\Delta_i}{\Delta_e} \quad (5.19)$$

De igual manera, el coeficiente C_M se define como la relación de los cocientes C_R del sistema de múltiples grados de libertad y el C_R del sistema de un grado de libertad como se denota en la Ec. 5.20.

$$C_M = \frac{C_{R, SMGL}}{C_{R, S1GL}} \quad (5.20)$$

Donde, $C_{R, SMGL}$ es el cociente del desplazamiento elásticos entre el desplazamiento inelásticos ambos obtenidos computacionalmente con el programa RUAUMOKO (Carr, 2009) por otro lado $C_{R, S1GL}$, se calculó con la Ec. 5.15 propuesta para sistemas de 1 grado de libertad.

Los factores C_R y C_M se muestran en la Figura 5.5a y 5.5b, respectivamente. Se observa que la tendencia no está bien definida debido a que no se cuenta con el rango suficiente de relaciones de periodos T/T_g que marquen dicha tendencia. Adicionalmente, para el pequeño rango de periodos mostrado, la dispersión es amplia para relaciones pequeñas de periodos. Para ambos factores, los datos convergen a un valor cercano a uno conforme aumenta la relación T/T_g . Esto indica, según la definición de C_R , que los desplazamientos inelásticos tienden a ser iguales e incluso menores que los elásticos cuando el periodo dominante del terreno es similar al periodo fundamental de la estructura.

En lo que respecta al factor C_M se puede notar que, la relación de desplazamientos C_R , generalmente, es mayor para sistemas de múltiples grados de libertad (SMGL) que para sistemas de un grado de libertad (S1GL) para relación de periodos pequeños. Conforme crece la relación de periodos, la relación de desplazamientos para S1GL son similares que para SMGL.

Al someter los modelos de acero, a los histogramas de aceleraciones seleccionados para este estudio y escalados con el criterio descrito antes, se obtuvieron los desplazamientos inelásticos con ayuda del programa RUAUMOKO (Carr, 2009), los cuales se tomaron como base para fines de comparación de los desplazamientos calculados con la Ec. 5.18.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

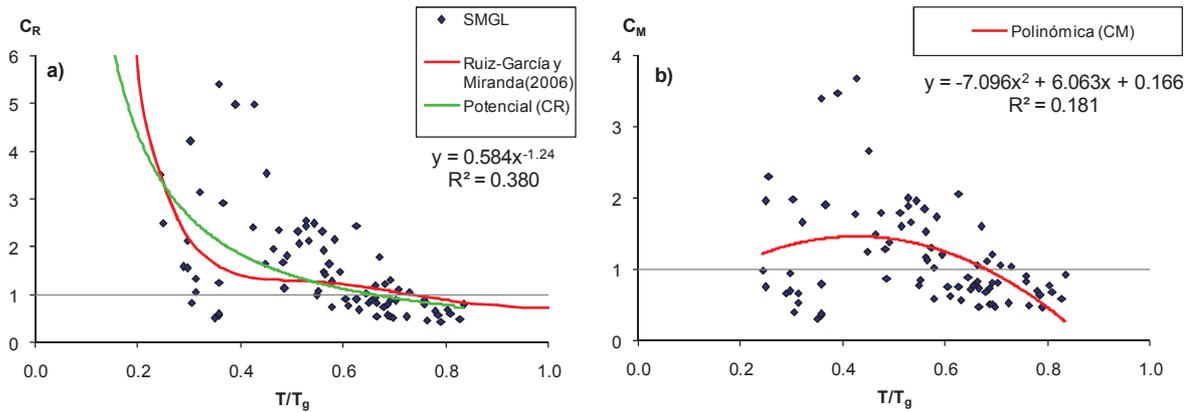


Figura 5.5 Tendencia de los cocientes de desplazamientos: a) C_R y b) C_M .

Los resultados de las predicciones se muestran gráficamente en la Figura 5.6 a 5.9, para algunos de los casos, donde la línea punteada representa el desplazamiento máximo inelástico de azotea del edificio, estimado con la Ec.5.18 y la línea continua es el perfil de desplazamientos inelásticos calculado en el capítulo 4 utilizando el programa RUAUMOCKO (Carr, 2009).

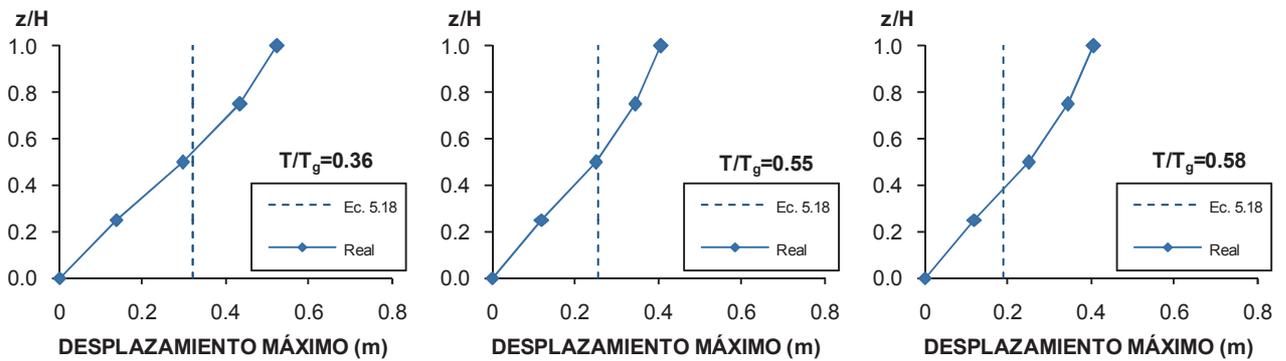


Figura 5.6 Comparación de los desplazamientos inelásticos del edificio A-4N para diferentes relaciones de periodos.

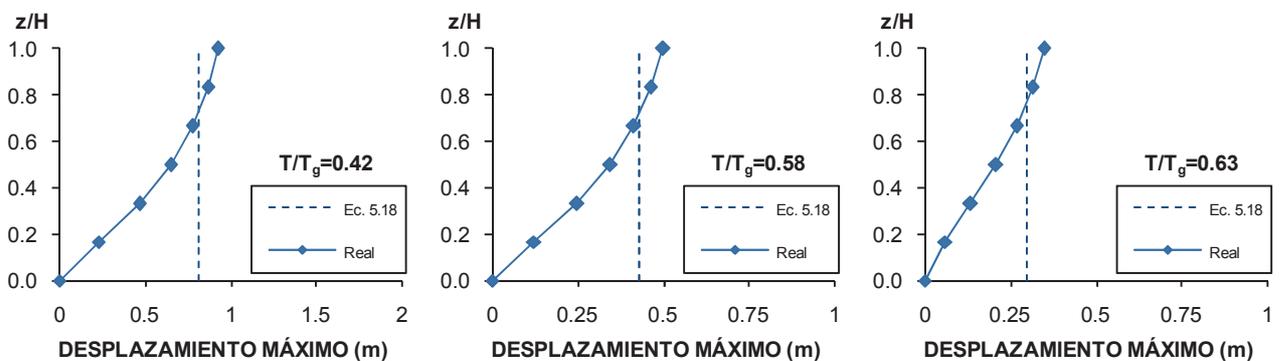


Figura 5.7 Comparación de los desplazamientos inelásticos del edificio A-6N para diferentes relaciones de periodos.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

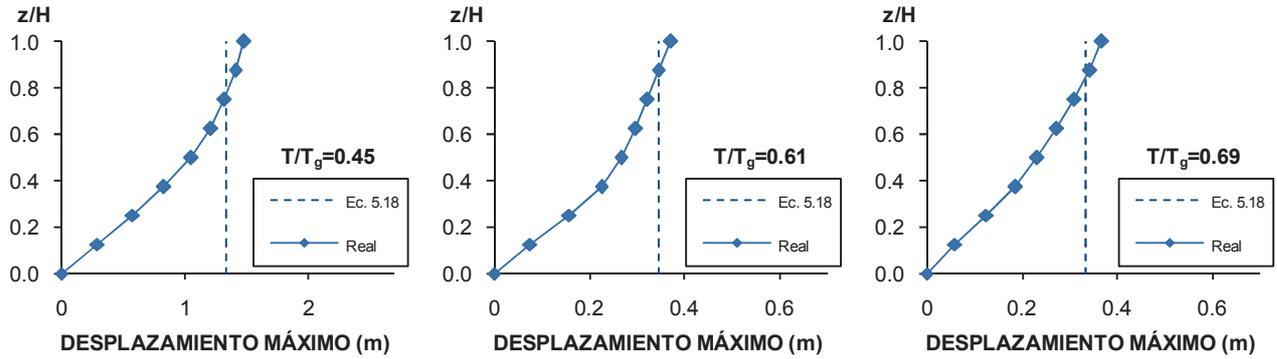


Figura 5.8 Comparación de los desplazamientos inelásticos del edificio A-8N para diferentes relaciones de periodos.

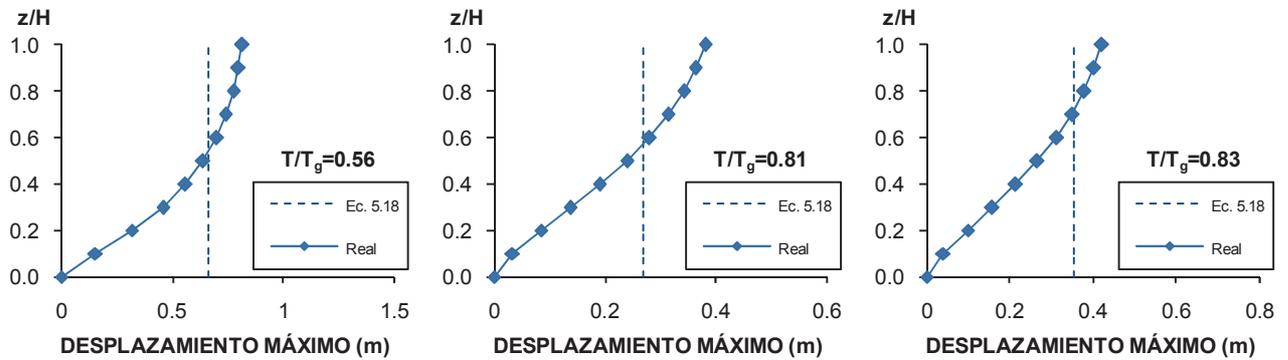


Figura 5.9 Comparación de los desplazamientos inelásticos del edificio A-10N para diferentes relaciones de periodos.

En las Figuras 5.6 a 5.9 se observa, en general buena predicción de los desplazamientos inelásticos, debido al factor de corrección C_M . La inclusión del factor C_M es equivalente a incluir C_R basada en sistemas de múltiples grados de libertad en lugar del C_R basado en sistemas de un grado de libertad (Ec. 5.15). Ya que la Ec. 5.18, según la definición de los factores C_M y $C_{R, S1GL}$ se reduce a:

$$C_M \cdot C_{R, S1GL} = \left(\frac{C_{R, SMGL}}{C_{R, S1GL}} \right) \cdot (C_{R, S1GL}) = C_{R, SMGL} = \frac{\Delta_{i, SMGL}}{\Delta_{e, SMGL}}$$

En el estudio se observó que al incluir C_R basado en sistemas de múltiples grados de libertad mejoró la predicción, ya que el error disminuyó aproximadamente un 20%. En todos los casos mostrados, los desplazamientos inelásticos obtenidos con la Ec. 5.18 subestiman la respuesta real de desplazamientos.

Para hacer una medición numérica de la exactitud con la que la ecuación propuesta estima los desplazamientos en sistemas de múltiples grados de libertad con comportamiento inelástico, se utilizó la Ec. 5.7, con la cual se obtuvo el error relativo respecto al desplazamiento inelástico de azotea obtenido de un análisis dinámico de historia en el tiempo.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

El promedio del error relativo obtenido para cada modelo se resume en la Tabla 5.5. El promedio del error nos dice de manera general la precisión de la estima de los desplazamientos al utilizar la expresión propuesta en esta tesis.

Para hacer una comparación directa entre la predicción del método propuesto y los criterios del RCDF-2004, respecto a los desplazamientos inelásticos reales, se consideró que los desplazamientos elásticos que predice el reglamento fueron iguales a los elásticos obtenidos por el programa computacional RUAUMOKO (Carr, 2009), lo cual es irreal porque, de acuerdo a las observaciones hechas anteriormente, el reglamento sobrestima los desplazamientos elásticos con altos porcentajes de error. De esta manera, los desplazamientos elásticos obtenidos computacionalmente fueron afectados por los factores que propone el reglamento, descritos anteriormente en las Ecs. 5.1, 5.3 y 5.4. En la Tabla 5.6 se resumen los errores obtenidos con los diferentes criterios del reglamento y la Ec. 5.18.

Tabla 5.5 Error relativo de la estimación de desplazamientos inelásticos con la Ec. 5.18.

#	ACELEROGRAMA	ERROR RELATIVO (%)			
		A-4N	A-6N	A-8N	A-10N
1	SCT10DIEW	14.07	19.29	19.14	18.91
2	SCT19SEEW	38.83	10.55	9.84	30.07
3	SCT19SENS	35.67	12.18	27.64	29.08
4	4424OCEW	25.80	14.44	9.23	37.77
5	4424OCNS	46.96	14.18	19.58	35.74
6	5524OCNS	37.51	20.32	42.56	36.92
7	RO14SEEW	40.18	18.83	25.38	29.66
8	RO14SENS	26.16	26.29	26.82	30.35
9	RO25ABEW	11.92	12.39 *	10.32	16.22
10	RO25ABNS	18.23	22.24	6.62	39.04
11	RO10DIEW	6.35	37.91	47.00	39.19
12	RO10DINS	12.80	12.90	27.50	34.54
13	4425ABEW	40.66	31.25	40.73	33.71
14	5325ABEW	26.22	18.54	12.66	31.00
15	4425ABNS	2.58	17.22	7.46	22.94
16	5325ABNS	7.12	23.00	7.72	20.50
17	2925ABEW	20.72	16.10	31.37	38.11
18	2925ABNS	23.41	20.56	28.58	41.84
19	4325ABNS	26.61	17.02	26.14	39.33
20	4825ABEW	4.01	31.44	27.37	31.37

* Casos en los que la Ec. 5.18 sobrestima los desplazamientos calculados con el análisis dinámico.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

En la Tabla 5.5 se observa que la Ec. 5.18 subestima los desplazamientos inelásticos reales en porcentajes aceptables. Solo un caso de este conjunto de edificios sobrestima el error en un 12.39%. En la Tabla 5.6 se muestra el promedio obtenido para cada modelo observándose también buena aproximación utilizando la Ec. 5.18.

Como en el caso nueve del edificio de 6 niveles, la estimación del desplazamiento inelástico en la azotea con la Ec.5.18 sobrestima (signo positivo) el calculado computacionalmente, por lo que es necesario separar ambos errores, positivo y negativo, y definir de acuerdo al número de muestras de uno y otro cual es el error representativo y asimismo conocer si la ecuación que se propone subestima o sobrestima la respuesta de desplazamientos.

En la Tabla 5.6 se comparan los errores obtenidos con los distintos criterios. Para cada modelo se muestra el promedio del error identificándolos con (+) para los casos que sobrestimaron la respuesta y con (-) para los casos que subestiman dicha respuesta. Asimismo, se resaltó con negritas el error que rige, es decir, el que tiene mayor número de casos ya sea subestimando o sobrestimando la respuesta de desplazamientos inelásticos.

El error global de la estimación de desplazamientos inelásticos con los diferentes criterios se obtuvo promediando todos los casos que subestiman y todos los que sobrestiman sin importar el número de niveles de los edificios. De esta manera 71.3% de los casos sobrestima la respuesta de desplazamientos en un 135% utilizando el cuerpo del reglamento, 92.5% de los casos sobrestiman la respuesta con un error del 308.22% al utilizar el criterio del apéndice para condiciones de colapso y 81.3% de los casos la subestiman en un 51.37% para las condiciones de servicio. En el caso de la Ec. 5.18, se subestima la respuesta de desplazamientos con un 24.56% de error en el 98.8% de los datos. El error se puede observar de manera gráfica en la Figura 5.10 en función de la relación T/T_g . En ella se observa una tendencia uniforme del error subestimando de manera aceptable los desplazamientos reales.

Tabla 5.6 Error relativo de la estimación de desplazamientos inelásticos con los diferentes criterios.

Modelo	+/-	Error							
		Cuerpo		Ap. Colapso		Ap. Servicio		Ec. 5.18	
A-4N	(+)	7	79.58%	16	160.04%	0	0%	0	0%
	(-)	13	32.87%	4	29.30%	20	67.26%	20	23.29%
A-6N	(+)	15	78.80%	18	235.97%	0	0%	1	12.39%
	(-)	5	30.59%	2	9.91%	20	49.70%	19	20.22%
A-8N	(+)	18	116.55%	20	311.03%	3	25.33%	0	0%
	(-)	2	39.95%	0	0%	17	41.56%	20	22.68%
A-10N	(+)	17	228.16%	20	488.99%	12	34.82%	0	0%
	(-)	3	15.96%	0	0%	8	36.56%	20	31.82%

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

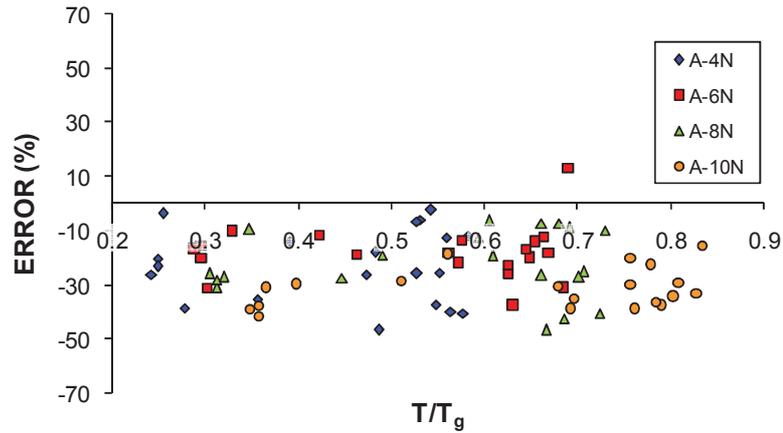


Figura 5.10 Error relativo de la estimación de desplazamientos inelásticos con la Ec. 5.18 para los edificios de acero.

5.5.2 Edificios de Concreto

Para evaluar los desplazamientos inelásticos en los edificios de concreto, se adoptó el mismo procedimiento utilizado para evaluar los modelos de acero. El resumen de los valores espectrales de desplazamiento utilizados para evaluar la Ec. 5.18 se muestra en la Tabla 5.4.

Obtenidos los desplazamientos inelásticos sometiendo cada uno de los modelos de concreto al conjunto de acelerogramas descritos antes, se estimaron los desplazamientos inelásticos con la expresión 5.17, misma que se utilizó en los edificios acero.

En las Figuras 5.11 a 5.16 se muestran las gráficas de los perfiles de desplazamiento obtenidos de manera computacional, representados con una línea continua y con una línea punteada se representa el valor del desplazamiento inelásticos en la azotea obtenido con la expresión propuesta. Se puede observar que, en general la Ec. 5.18 subestima la respuesta de desplazamientos aunque no se distingue alguna tendencia bien definida del error.

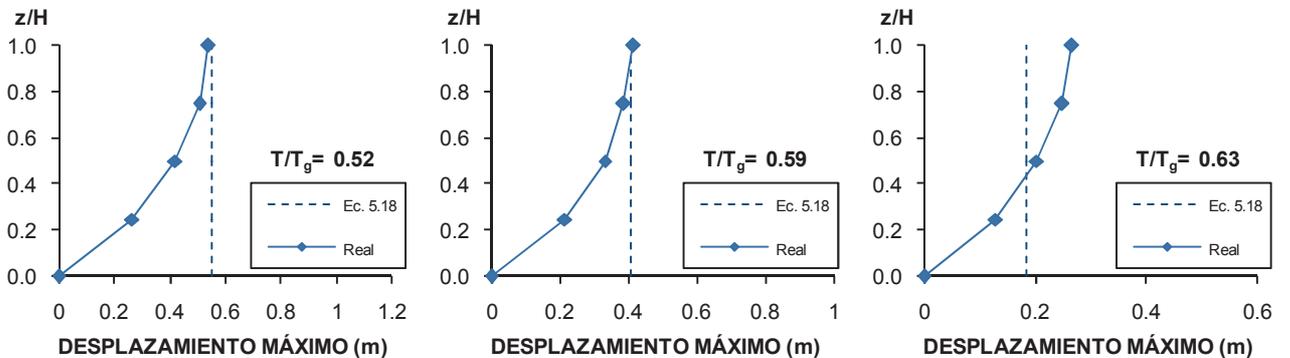


Figura 5.11 Comparación de los desplazamientos inelásticos del edificio C-4NQ4 para diferentes relaciones de periodos.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

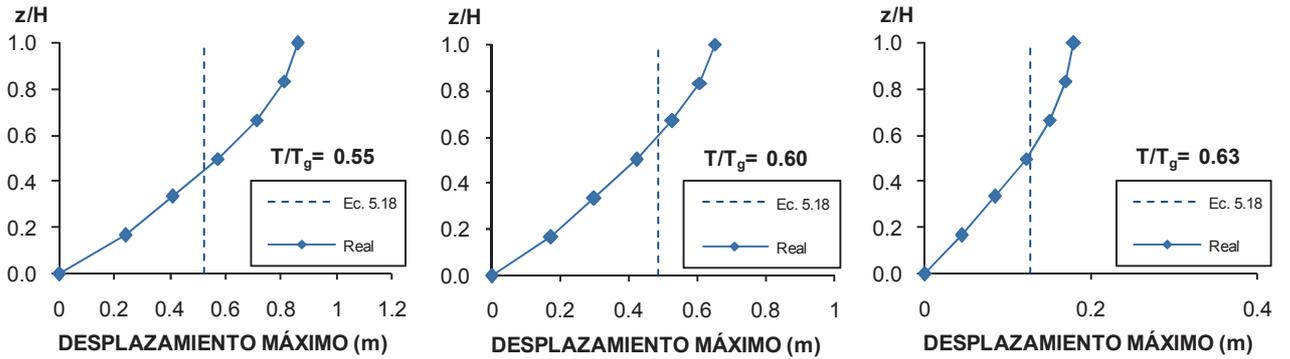


Figura 5.12 Comparación de los desplazamientos inelásticos del edificio C-6NQ4 para diferentes relaciones de periodos.

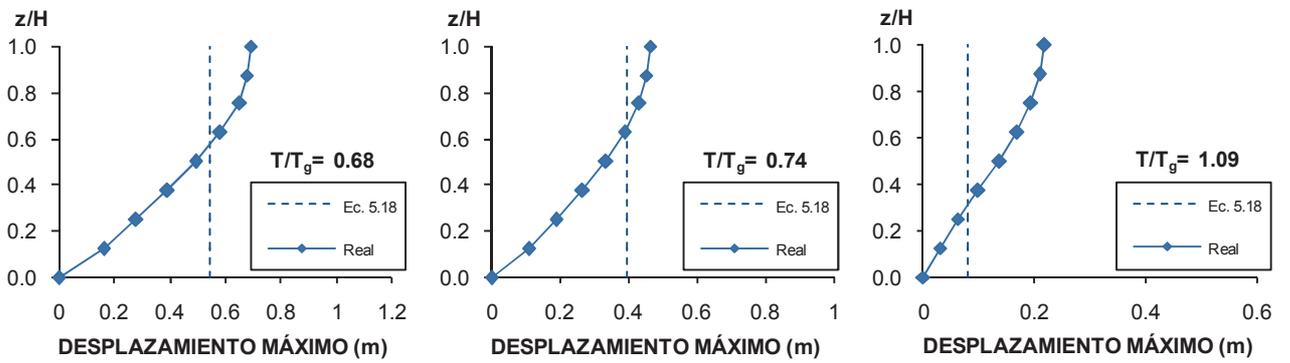


Figura 5.13 Comparación de los desplazamientos inelásticos del edificio C-8NQ4 para diferentes relaciones de periodos.

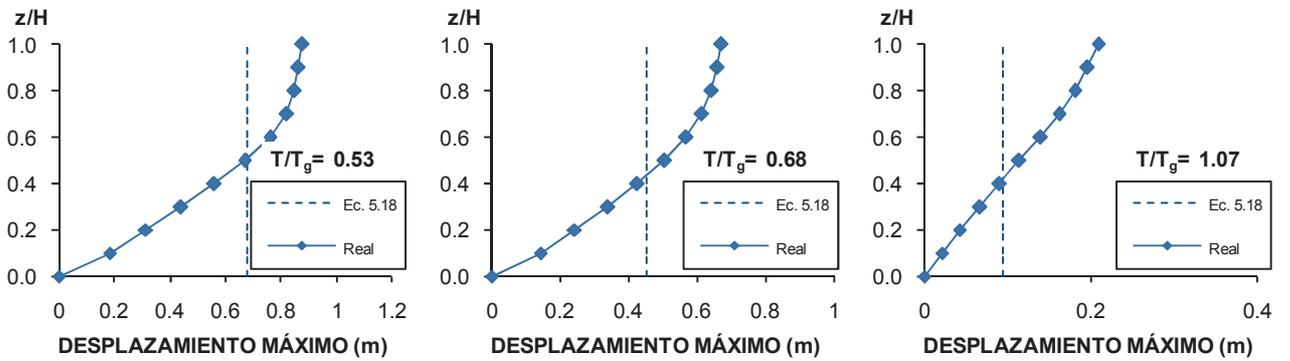


Figura 5.14 Comparación de los desplazamientos inelásticos del edificio C-10NQ4 para diferentes relaciones de periodos.

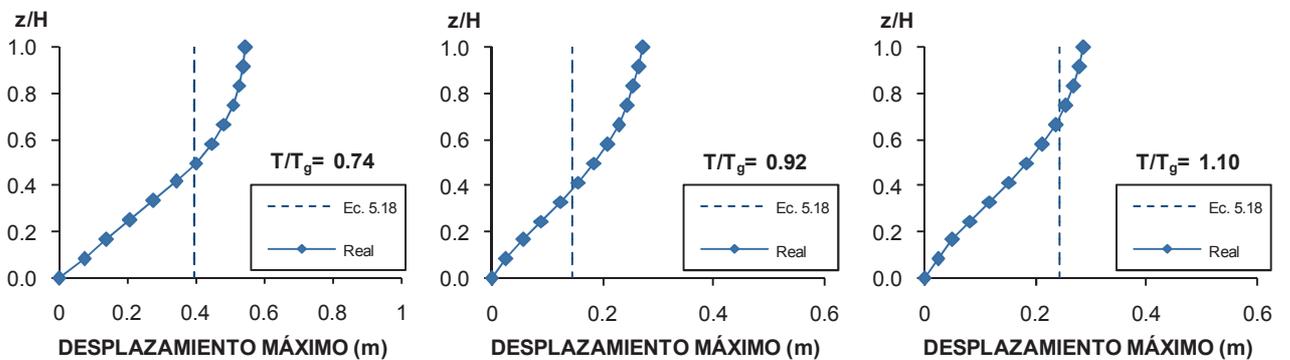


Figura 5.15 Comparación de los desplazamientos inelásticos del edificio C-12NQ4 para diferentes relaciones de periodos.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

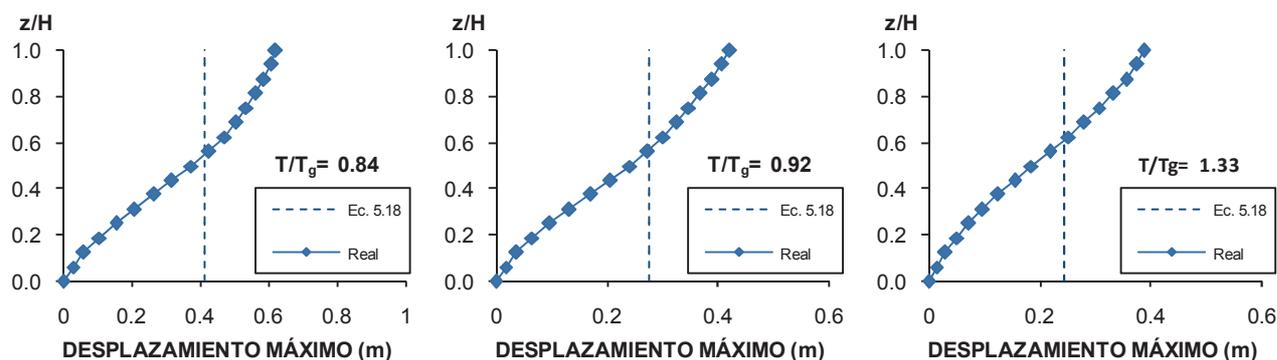


Figura 5.16 Comparación de los desplazamientos inelásticos del edificio C-16NQ4 para diferentes relaciones de periodos.

Tabla 5.7 Error relativo de la estimación de desplazamientos con la Ec. 5.18 en edificios concreto.

#	ACELEROGRAMA	ERROR RELATIVO (%)							
		C-4NQ4	C-6NQ4	C-8NQ4	C-10NQ4	C-12NQ4	C-16NQ4	C-8NQ3	C-16NQ3
1	SCT10DIEW	14.74	25.55	14.31	27.75	27.94	34.35	23.98	39.94
2	SCT19SEEW	16.51	15.41	19.11	22.23	22.48	12.71	37.47	21.92
3	SCT19SENS	27.83	38.91	21.17	32.26	32.73	33.77	28.25	22.20
4	4424OCEW	31.84	41.07	54.80	48.82	49.51	46.52	26.62	52.21
5	4424OCNS	20.82	28.40	52.95	46.88	47.05	44.77	45.80	38.47
6	5524OCNS	33.36	18.18	49.68	44.28	45.00	49.90	34.58	51.81
7	RO14SEEW	16.57	34.85	53.36	54.68	55.46	37.09	47.06	57.11
8	RO14SENS	30.70	49.57	27.66	51.23	51.77	27.52	31.99	55.69
9	RO25ABEW	3.65	25.61	54.63	15.01	15.10	34.90	4.47 *	51.22
10	RO25ABNS	22.11	27.04	31.30	45.06	45.77	48.89	44.26	60.45
11	RO10DIEW	26.35	47.23	34.68	44.26	44.35	32.83	46.36	49.58
12	RO10DINS	13.13	47.34	62.79	31.13	31.52	18.61	39.76	43.18
13	4425ABEW	30.44	9.63	62.91	36.58	37.45	24.09	6.97 *	47.09
14	5325ABEW	2.73 *	5.14	94.08	29.32	30.26	19.06	29.68	44.49
15	4425ABNS	1.21	45.49	34.23	35.35	35.32	28.28	17.32	43.88
16	5325ABNS	15.58	7.88	39.47	40.27	40.51	32.11	35.31	33.58
17	2925ABEW	21.55	21.71	19.24	32.40	33.11	9.60	43.66	36.97
18	2925ABNS	33.01	33.92	9.20	20.42	21.19	21.32	37.35	22.03
19	4325ABNS	15.42	33.89	18.84	32.61	32.89	19.29	41.01	30.67
20	4825ABEW	31.40	18.97	19.55	22.68	22.78	8.62	21.53	26.60

* Casos en los que la Ec. 5.18 sobrestima los desplazamientos calculados con el análisis dinámico

En la Tabla 5.7 se muestra el error relativo obtenido al comparar los desplazamientos estimados con la Ec. 5.18 y los obtenidos con un análisis dinámico no lineal con RUAUMOKO (Carr, 2009). Se identifican con un asterisco los casos que sobrestiman la respuesta. Se puede observar que, a excepción de tres casos,

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

todos los casos subestiman la respuesta de desplazamientos con errores en la mayoría de los casos menores que el 30%, sin embargo se observa que son ligeramente mayores que en los edificios de acero para algunos modelos.

En la Tabla 5.8 se muestra una comparación de la estimación de los desplazamientos inelásticos utilizando tanto los criterios del reglamento como la Ec. 5.18. Se muestra nuevamente que el reglamento sobrestima los desplazamientos con errores mayores del 100% e inclusive mayores que 600% en algunos casos mientras que la Ec. 5.18 los subestima con errores que van desde 21.33% hasta 41.45%. En este último criterio el 98% de los casos subestima los desplazamientos reales en promedio 33.35%.

Tabla 5.8 Error relativo de la estimación de desplazamientos inelásticos con los diferentes criterios.

Modelo	+/-	Error							
		Cuerpo		Ap. Colapso		Ap. Servicio		Ec. 5.18	
C-4NQ4	(+)	7	52.17%	14	144.38%	0	0%	1	2.73%
	(-)	13	39.09%	6	28.95%	20	69.67%	19	21.33%
C-6NA4	(+)	18	272.37%	19	613.31%	14	77.05%	0	0%
	(-)	2	49.25%	1	3.50%	6	49.48%	20	28.79%
C-8NQ4	(+)	18	450.84%	20	905.19%	13	193.92%	0	0%
	(-)	2	31.62%	0	0%	7	46.76%	20	38.70%
C-10NQ4	(+)	18	384.85%	20	789.89%	13	151.15%	0	0%
	(-)	2	14.27%	0	0%	7	36.04%	20	35.66%
C-12NQ4	(+)	17	422.50%	20	813.85%	13	161.24%	0	0%
	(-)	3	14.66%	0	0%	7	40.50%	20	36.11%
C-16NQ4	(+)	20	316.09%	20	732.19%	15	110.69%	0	0%
	(-)	0	0%	0	0%	5	37.70%	20	29.21%
C-8NQ3	(+)	16	160.83%	20	350.91%	6	32.36%	2	5.72%
	(-)	4	35.51%	0	0%	14	39.48%	18	35.11%
C-16NQ3	(+)	18	309.36%	20	654.57%	16	64.31%	0	0%
	(-)	2	11.34%	0	0%	4	48.91%	20	41.45%

Para tomar en cuenta la degradación de rigidez de los edificios de concreto se agregó un coeficiente, C_D , definido en el capítulo 4 (Ec. 4.3), el cual relaciona el desplazamiento inelástico del sistema con comportamiento elastoplástico y el desplazamiento inelástico del mismo cuando se adopta el modelo de Takeda modificado el cual fue utilizado para definir el comportamiento de estos edificios. Este factor no se utilizó en los edificios de acero ya que no presentan degradación de rigidez ni resistencia.

Al incluir el coeficiente C_D en la Ec. 5.18 se obtiene que:

$$\Delta_{i, \text{ azotea}} = C_D C_M C_R S_d \Gamma_1 \Phi_1 \quad (5.21)$$

La tendencia del factor C_D , en función de T/T_g se muestra en la Figura 4.17, en la cual se puede ver que dicho factor disminuye conforme aumenta la relación de periodos, es decir, el comportamiento histerético tiene más influencia para relaciones de periodo pequeñas, pues según la Figura 4.17, para relaciones de periodo mayores que uno, los desplazamientos inelásticos de sistemas con distinto comportamiento histerético tienden a ser parecidos.

Para el caso de la evaluación de desplazamientos inelásticos aplicando la Ec. 5.21, que toma en cuenta el comportamiento histerético del sistema, los resultados no son favorables, pues el error global es 17 veces mayor que el obtenido sin tomar en cuenta el efecto del comportamiento histerético, para aquellos casos que sobrestiman la respuesta. Sin embargo, el error se mantiene casi igual para los casos que la subestiman, incrementándose solamente en un 5.4% del 33.35% del error obtenido para el caso de los desplazamientos evaluados con la Ec. 5.18.

Evaluando los desplazamientos con la Ec. 5.21, la mayoría de los casos subestima los desplazamientos obtenidos con el análisis dinámico no lineal, sin embargo, el número de casos que sobrestiman la respuesta es casi del 50% del total.

En la Figura 5.17, se puede ver gráficamente la tendencia global del error considerando el efecto del comportamiento histerético. En ella se observa que el error disminuye cuando la relación T/T_g crece, prediciendo mejor el desplazamiento en la región 2, donde la relación de periodos es cercana a uno.

En la Tabla 5.9 se observan casos en los que el error es muy alto, esto puede deberse a que en esos casos el edificio alcanza grandes desplazamientos cuando es sometido a algunos sismos siendo severamente dañado debido a las altas aceleraciones obtenidas por el escalamiento de los acelerogramas provocando incluso daños permanentes en la estructura (desplazamientos residuales) sin llegar al colapso. Cabe mencionar que las aceleraciones alcanzadas por los registros debido al criterio de escalamiento adoptado para fines de este estudio son muy poco probables de alcanzar durante un evento sísmico real.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

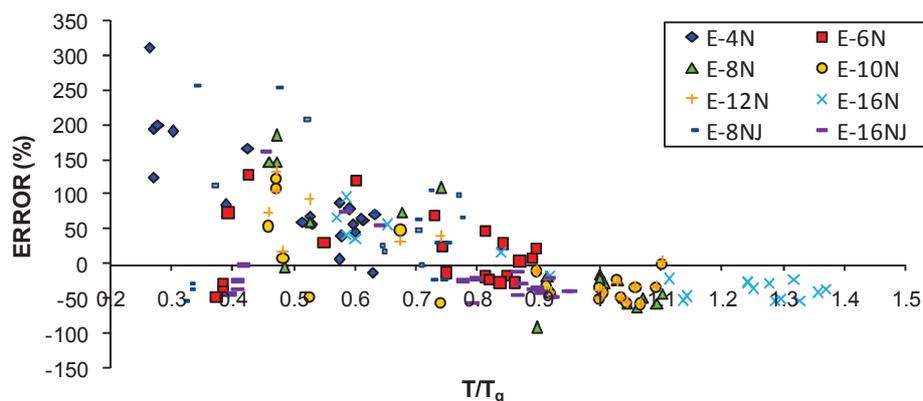


Figura 5.17 Tendencia del error relativo al evaluar la Ec. 5.21.

Tabla 5.9 Error relativo de la estimación de desplazamientos con la Ec. 5.21 para los edificios de concreto.

#	ACELEROGRAMA	ERROR RELATIVO (%)							
		C-4NQ4	C-6NQ4	C-8NQ4	C-10NQ4	C-12NQ4	C-16NQ4	C-8NQ3	C-16NQ3
1	SCT10DIEW	167.34 *	119.25 *	109.67 *	56.98	39.73 *	16.90	207.71 *	55.53 *
2	SCT19SEEW	190.87 *	128.52 *	61.21 *	48.65	92.84 *	57.34 *	112.47 *	161.46 *
3	SCT19SENS	84.75 *	30.88 *	75.06 *	48.51 *	33.03 *	16.00 *	253.09 *	75.00 *
4	4424OCEW	47.47 *	16.75	56.23	56.09	55.17	50.57	29.46 *	40.93
5	4424OCNS	58.51 *	12.52	40.35	42.99	39.20	46.01	18.09 *	21.24
6	5524OCNS	58.32 *	28.79 *	47.49	47.61	47.91	53.49	22.54	35.50
7	RO14SEEW	63.68 *	3.51 *	48.22	57.76	56.57	53.37	31.09 *	47.36
8	RO14SENS	6.82 *	18.81	14.84	50.70	49.49	27.05	63.32 *	44.62
9	RO25ABEW	72.15 *	21.89 *	41.51	0.36 *	3.48 *	37.08	66.18 *	38.52
10	RO25ABNS	70.06 *	24.47 *	17.29	32.64	39.27	52.31	26.45 *	56.54
11	RO10DIEW	39.96 *	21.98	26.53	40.49	40.76	35.62	1.32	29.11
12	RO10DINS	67.49 *	26.80	61.03	34.08	32.60	22.25	22.31	20.64
13	4425ABEW	11.35	7.85 *	56.31	33.26	31.66	40.44	98.49 *	39.04
14	5325ABEW	62.00 *	68.78 *	90.88	9.79	9.73	20.95	74.64 *	23.85
15	4425ABNS	79.52 *	26.66	22.42	23.57	24.83	28.58	106.05 *	36.00
16	5325ABNS	88.80 *	48.05 *	20.91	33.99	36.15	25.49	48.67 *	12.20
17	2925ABEW	194.18 *	28.65	185.09 *	122.11 *	134.44 *	95.92 *	37.10	36.82
18	2925ABNS	126.11 *	40.15	147.19 *	108.37 *	106.09 *	41.97 *	28.56	24.45
19	4325ABNS	312.72 *	47.77	148.27 *	54.24 *	75.72 *	67.23 *	53.19	43.54
20	4825ABEW	199.83 *	73.85 *	4.79	8.85 *	19.26 *	36.02 *	257.03 *	1.82

*Casos en los que la Ec. 5.21 sobrestima los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico.

EFFECTO DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA Y DE LAS SECUENCIAS SÍSMICAS EN LA RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTO

6.1 Introducción

En este capítulo se analiza la respuesta no lineal de desplazamientos en edificios de baja y mediana altura, cuando estos son sometidos a secuencias sísmicas, es decir, eventos sísmicos consecutivos en una zona específica en un lapso determinado de tiempo. Asimismo, se estudia la influencia de la interacción del suelo con la estructura.

Es importante recalcar que este análisis se hace considerando una flexibilidad del suelo típica de la zona del antiguo lago de la ciudad de México, ya que durante el terremoto del 19 de septiembre fue en este tipo de suelo donde se presentaron la mayor parte de daños o colapsos en edificaciones.

Para llevar a cabo este estudio, se utilizaron los modelos analíticos de los edificios a base de marcos estructurales de acero de 4, 6, 8 y 10 niveles, descritos en el capítulo 2. Para hacer un análisis no lineal de historia en el tiempo, los modelos mencionados se sometieron a los 20 registros sísmicos y 28 secuencias descritas en el capítulo 3.

El presente estudio se dividió en dos temas principales:

- a) En la primera parte se pretende investigar la influencia que tiene la interacción suelo-estructura en los desplazamientos inelásticos de los modelos, para ello se comparan los desplazamientos

obtenidos en el capítulo 5 donde se consideraron los modelos con base rígida con los desplazamientos obtenidos de los modelos a los que se les incluyó una base flexible.

- b) En segundo lugar, se estudia el efecto que las secuencias sísmicas tienen sobre los desplazamientos alcanzados por los edificios considerados, tanto con base rígida como con base flexible.

6.2 Interacción suelo-estructura

El análisis de la respuesta sísmica de edificios, generalmente, se lleva a cabo suponiendo que la estructura está fija al suelo, esta suposición sería verdadera si la estructura estuviera desplantada sobre suelo firme, es decir, un suelo con una rigidez que restrinja los desplazamientos laterales y el vertical de tal forma que la base del edificio se mueva de igual manera que el suelo. Al adoptar las suposiciones anteriores estamos aceptando que el movimiento en la base del edificio es independiente de las características de la cimentación.

Existen casos en el que el movimiento en cualquier punto de la frontera entre el suelo y la estructura es diferente al que tendría el mismo punto si la estructura no estuviera, es decir, la presencia de la estructura modifica el movimiento del terreno inmediatamente adyacente, siendo este movimiento distinto al movimiento de campo libre; conocido como movimiento de campo libre al movimiento del suelo sin estructuras presentes.

El mecanismo por el cual la presencia de la estructura influye en el movimiento del terreno se conoce como el nombre de interacción suelo-estructura. La interacción suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos producidos por la geometría y rigidez de la estructura (interacción cinemática); las fuerzas de inercia que se generan por la vibración de las masas de la cimentación y la estructura (interacción inercial) y por la flexibilidad del suelo de desplante, que define el grado de deformación que este puede presentar por acción de la interacción.

Se habla de *interacción cinemática* cuando el movimiento de campo libre cambia en la zona correspondiente a la cimentación debido a su rigidez. Si la cimentación es pequeña comparada con la longitud de las ondas sísmicas producidas la interacción cinemática no influye en la respuesta del sistema (Clough & Penzien, 2003).

Para tomar en cuenta la interacción cinemática se utiliza un movimiento del terreno modificado, el cual se aplica en la cimentación de la estructura en lugar del movimiento del campo libre. La transformación matemática del movimiento de campo libre a un movimiento de entrada modificado puede hacerse por

medio de una frecuencia que depende de una función de transferencia, la cual es una curva específica del sitio. En (Johnson, 2003), se muestra que la interacción cinemática es importante solo para estructuras apoyadas sobre cimentaciones grandes y muy rígidas.

Otro efecto que se pueden considerar en la interacción suelo-estructura es el debido a la flexibilidad del suelo bajo la cimentación, el cual es deformado debido a las fuerzas de inercia inducidas por la cimentación durante el sismo, este efecto es denotado como *interacción inercial*. Los efectos generados por este tipo de interacción son las traslaciones horizontales, vertical y de rotación. Estos efectos, usualmente acompañados de un crecimiento del periodo fundamental, reducen la respuesta dinámica de la superestructura debido a la disipación de energía del sistema conocida en la literatura como amortiguamiento por radiación.

El comportamiento tanto estático como dinámico del terreno blando es complejo, pues no se ajusta a los patrones de comportamiento de la mayoría de los suelos. Debido a la complejidad del comportamiento del suelo, este puede ser modelado por medio de resortes (springs) con un valor de rigidez equivalente al del suelo acompañado de amortiguadores (dashpots) que toman en cuenta el amortiguamiento por radiación.

En este estudio se tomó en cuenta solamente la interacción inercial, por las razones expuestas anteriormente. Los modelos utilizados son una modificación de los descritos en el capítulo 2, los cuales se detallan en el apartado siguiente.

6.2.1 Modelos con base flexible

Con la finalidad de tocar el tema de la interacción suelo-estructura de manera superficial, en este apartado se elaboran modelos simples los cuales se explican detalladamente más adelante, sin embargo, el problema al respecto es mucho más complicado por lo que es necesaria una modelación más compleja.

La simplicidad con la que se trata el problema de la interacción suelo-estructura en esta tesis, arroja resultados conservadores en la respuesta de la estructura. En este estudio, el suelo se modela para fines de esta investigación con resortes que representan su flexibilidad considerando la no linealidad del suelo, adoptando un modelo histerético que defina su comportamiento, la cimentación se considera como una barra rígida en la base, por lo que, los efectos debidos a su geometría (interacción cinemática) no se reflejarán en la respuesta del edificio.

Se hicieron las modificaciones necesarias en los modelos para simular de manera simplificada la interacción del suelo con la superestructura. En la Figura 6.1 se muestra el modelo tipo empleado considerando la rigidez del suelo de manera simplista por medio de resortes.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

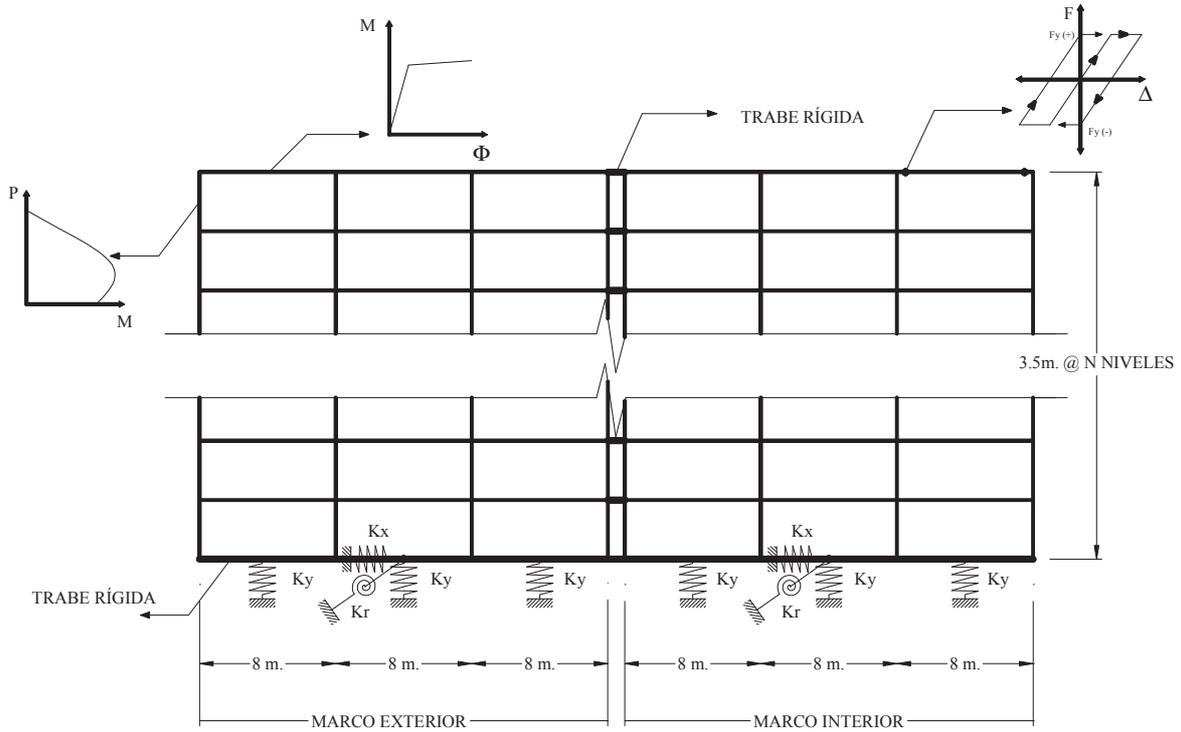


Figura 6.1 Modelo tipo con base flexible con rigideces K_x , K_y y K_r .

La flexibilidad del suelo está definida por las rigideces K_x , K_y y K_r , que dependen de las características del terreno y la cimentación.

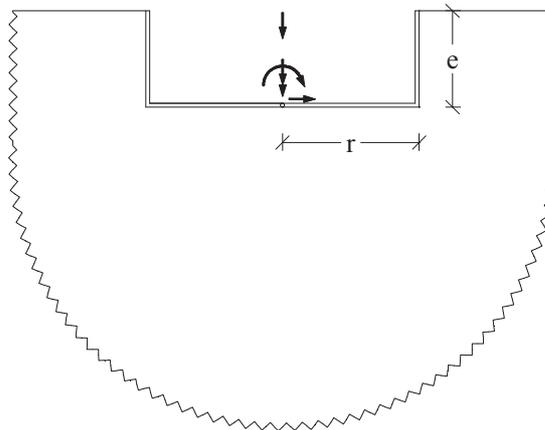


Figura 6.2 Cimentación cilíndrica embebida en un medio homogéneo.

Wolf (Wolf, 2004), propone expresiones empíricas para la estimación de la rigidez del suelo de los diferentes grados de libertad, traslaciones, rotación y torsión. Dichas expresiones son obtenidas con un modelo simple de cimentación cilíndrica embebida en un medio homogéneo, como puede verse en la Figura 6.2.

Las formulas empíricas propuestas por Wolf (Wolf, 2004), utilizadas en este estudio, son aplicables para $e/r \leq 2$ y son las siguientes:

$$\text{horizontal} \quad K_x = \frac{8Gr}{2-\nu} \left(1 + \frac{e}{r}\right) \quad (6.1a)$$

$$\text{vertical} \quad K_y = \frac{4Gr}{1-\nu} \left(1 + 0.54 \frac{e}{r}\right) \quad (6.1b)$$

$$\text{balanceo} \quad K_r = \frac{8Gr^3}{3(1-\nu)} \left(1 + 2.3 \frac{e}{r} + 0.58 \left(\frac{e}{r}\right)^3\right) \quad (6.1c)$$

$$\text{torsional} \quad K_t = \frac{16Gr^3}{3} \left(1 + 2.67 \frac{e}{r}\right) \quad (6.1d)$$

Donde “K” es la rigidez del terreno, “G” es el modulo de rigidez al corte, “r” es el radio de la cimentación cilíndrica, “e” es la profundidad de la cimentación y “ν” es el módulo de Poisson del suelo.

Cabe mencionar que en este estudio no se consideró la torsión que pudiera tener el edificio por efecto de la interacción suelo-estructura, por tal motivo la Ec. 6.1d, que define la rigidez torsional, no fue utilizada.

6.2.2 Evaluación de la rigidez de los resortes

Para simular la flexibilidad del suelo blando se evaluaron las Ecs. 6.1, obtenidas empíricamente por Wolf (2004), con la cual obtenemos la rigidez equivalente del terreno. Estas ecuaciones dependen de las propiedades del terreno y de la geometría de la cimentación.

Para fines de evaluación de las expresiones 6.1 se optó por adicionar un cajón de cimentación a nuestro modelo inicial con una profundidad de 4m (ver Figura 6.3), en la cual “r” es equivalente a $L/2$ o $\frac{3}{2}L$ según se evalúe la rigidez vertical o la horizontal y rotacional respectivamente.

Los valores de los parámetros necesarios para el cálculo de la rigidez traslacional y rotacional o de balanceo para terreno blando se obtuvieron como a continuación se explica.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

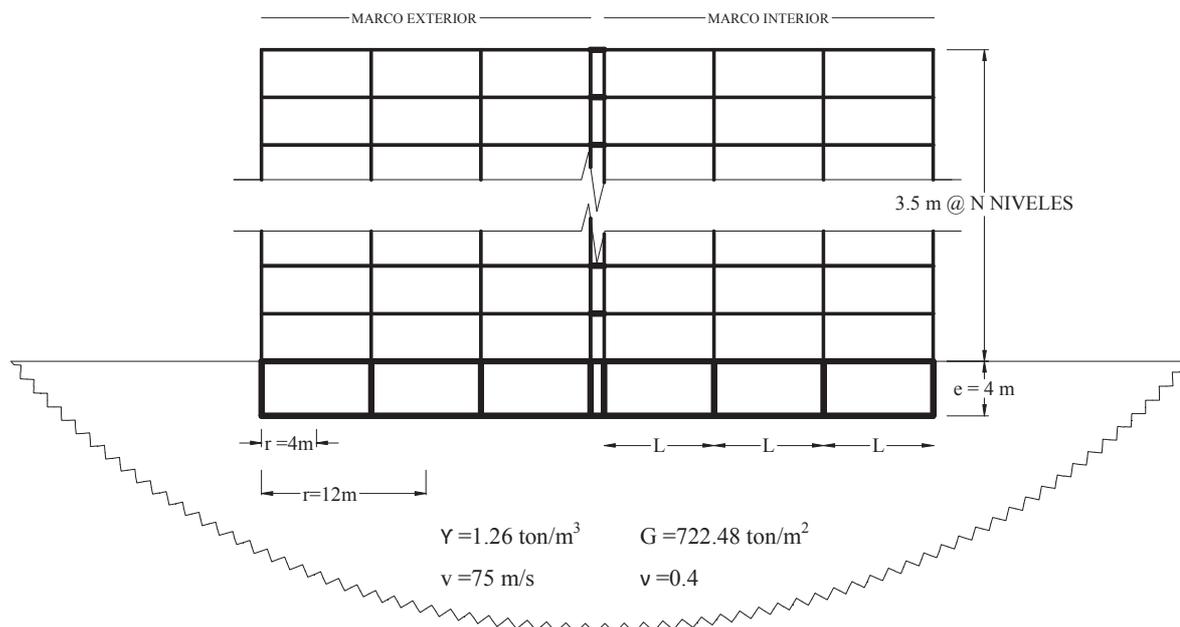


Figura 6.3 Geometría considerada para la evaluación de las expresiones 6.1.

El Modulo dinámico de rigidez al corte (G) es la relación entre la velocidad de ondas de cortante (Ondas S) y la densidad del suelo. Este parámetro describe la deformación del suelo ante acciones dinámicas.

$$G = \frac{v^2 \gamma}{g} = \rho v^2 \quad (6.2)$$

Donde:

v , es la velocidad de onda de corte del suelo

γ , es el peso específico del suelo

g , es la aceleración de la gravedad

ρ , es la densidad del suelo

La velocidad de onda de cortante en los primeros 40 metros de profundidad en los depósitos de arcilla en la zona del lago del Valle de México es de 40 a 90 m/s (Seed et al. 1988). Filiatrault et al. (1990) en su estudio sobre la influencia del suelo blando de la ciudad de México en el comportamiento de estructuras amortiguadas por fricción y base aislada utilizó una velocidad de onda de cortante de 75 m/s para el terreno blando de la ciudad de México. Así mismo el autor propone valores prácticos de la densidad (ρ) y

módulo de Poisson (ν) específicos de este tipo de suelo, los cuales son de $1.26 \text{ kN}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4$ y 0.4 respectivamente. Estos mismos valores se adoptaron para fines de este estudio.

Evaluando la Ec. 6.2 se obtiene el valor de G :

$$G = \frac{75^2 \cdot 1.26}{9.81} = (0.1284) \cdot (5625) = 722.477 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

De acuerdo con el modelo utilizado y la ubicación de los resortes mostrados en la Figura 6.1, la rigidez de los resortes del grado de libertad horizontal y rotacional se calcularon considerando que el diámetro de la cimentación circular sería igual al ancho de cada marco (interior y exterior) y por lo tanto con un radio equivalente, r , de la mitad de la longitud total de cada uno de los marcos, es decir $\frac{3}{2} \cdot L$, según se ilustra en la Figura 6.3. L es la longitud de la crujía igual a 8 m , por lo tanto el radio equivalente, r , para K_x y K_r es de 12 m .

Por otro lado, la rigidez del grado de libertad vertical, K_y , se discretizó en 3 resortes ubicados en el centro de cada crujía (ver Figura 6.1) a la cual le corresponde un radio equivalente, r , igual a $\frac{L}{2} = 4 \text{ m}$, como se muestra en la Figura 6.3.

En la Tabla 6.1 se muestran los valores obtenidos de las rigideces del terreno blando con las expresiones 6.1.

Tabla 6.1 Resumen de los parámetros utilizados y rigideces obtenidas.

Grado de libertad	Parámetros	Expresión	Rigidez (ton/m)
Horizontal (K_x)	$G = 722.477 \text{ ton/m}^2$ $e = 4\text{m}$ $\nu = 0.4$	$K_x = \frac{8Gr}{2-\nu} \left(1 + \frac{e}{r}\right)$	57798.17
Rotación (K_r)			$K_r = \frac{8Gr^3}{3(1-\nu)} \left(1 + 2.3 \frac{e}{r} + 0.58 \left(\frac{e}{r}\right)^3\right)$
Vertical (K_y)		$r = 4 \text{ m}$	$K_y = \frac{4Gr}{1-\nu} \left(1 + 0.54 \frac{e}{r}\right)$

6.2.3 No linealidad del suelo

Para mejorar el modelado del suelo se incluyó la no linealidad en los resortes que definen la rigidez del terreno para lo cual se adoptó el modelo histerético de Ramberg-Osgood (ver Figura 6.4), utilizando el programa Ruaumoko (Carr, 2009).

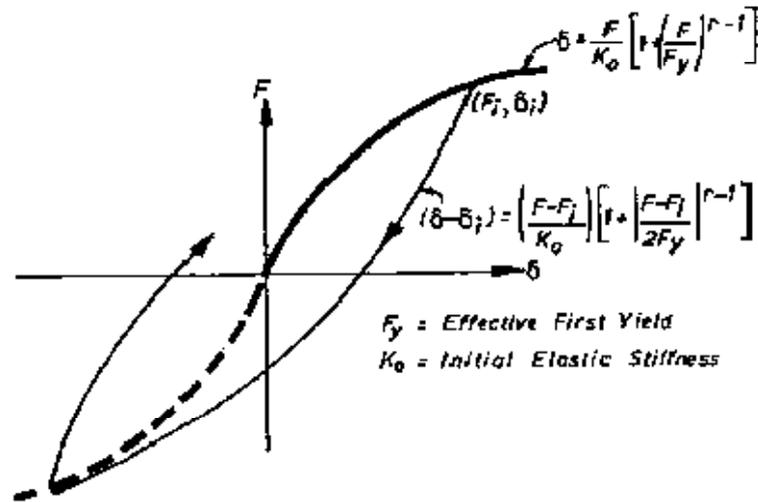


Figura 6.4 Modelo histérico de Ramberg-Osgood.

Para que coincida la curva histérica de Ramberg-Osgood del resorte con la flexibilidad del suelo y cimentación solo es necesarios definir dos parámetros, la fuerza de fluencia, F_r y el factor bilineal del modelo de Ramberg-Osgood, β , el cual está en función de la relación de amortiguamiento, λ . Dichos parámetros controlan la no linealidad en el modelo, y pueden ser calculados con la Ec. 6.3 y 6.5 respectivamente.

$$F_r = \tau_f \cdot A \tag{6.3}$$

Donde τ_f es el esfuerzo cortante de fluencia del suelo el cual puede ser calculado con la Ec. 6.4 y A es el área efectiva de la cimentación.

$$\tau_f = G_{max} \gamma_r \tag{6.4}$$

En la expresión anterior, γ_r es una deformación de referencia correspondiente al 50% de degradación del G al incrementarse la deformación angular del suelo, ver Figura 6.5. (González & Romo, 2011).

En la Figura 6.5, G_{max} y λ_{min} corresponden a los valores de G y de λ para el rango de deformaciones en el que el suelo se comporta elásticamente (deformaciones pequeñas), y G_{min} y λ_{max} los valores de G y de λ que el suelo adopta antes de llegar a la falla.

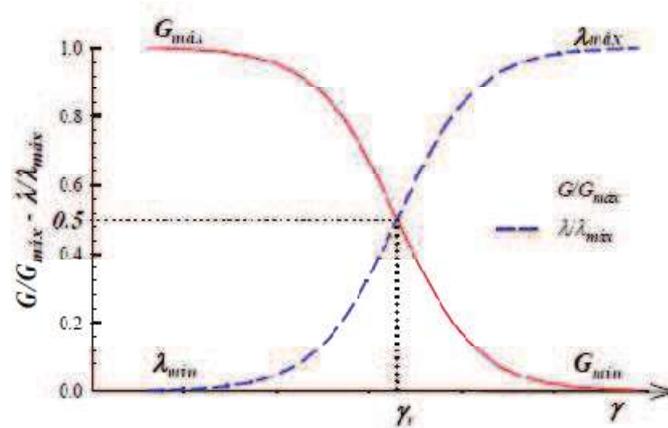


Figura 6.5 Parámetros necesarios para definir el modelo hiperbólico de Ramberg-Osgood.

Por otro lado, la expresión para calcular el valor del factor β es la siguiente (González & Romo, 2011):

$$\beta = \frac{2 + \pi \lambda_{max}}{2 - \pi \lambda_{max}} \quad (6.5)$$

Los valores de F_r y β se obtuvieron utilizando los parámetros necesarios característicos del suelo blando. Asumiendo un valor de la deformación angular de referencia (γ_r) de 0.04% (González & Romo, 2011) y como se evaluó en la sección 6.2.2 el valor de G_{max} es de $722.477 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ con lo cual podemos estimar el esfuerzo cortante de referencia con la Ec. 6.4.

$$\tau_f = G_{max} \gamma_r$$

$$G_{max} = 722.477 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \quad \gamma_r = 0.0004$$

$$\tau_f = (722.477) \cdot (0.0004) = 0.288 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Se considera el área efectiva de la cimentación como el área tributaria correspondiente a cada marco. Si el marco tiene 24 m de frente y los marcos paralelos a él están a 5m de distancia (ver geometría en el apartado 6.1) entonces a cada marco exterior le corresponde un área tributaria de $(24)(2.5)=60 \text{ m}^2$ y a los interiores de $(24)(5)=120 \text{ m}^2$. Por lo tanto la fuerza de fluencia de referencia es:

$$F_r = \tau_f \cdot A$$

$$\text{Marco interior} \quad F_r = 0.288 \cdot 120 = 34.54 \text{ ton}$$

$$\text{Marco exterior} \quad F_r = 0.288 \cdot 60 = 17.28 \text{ ton}$$

La relación de amortiguamiento (λ_{max}) para las arcillas lacustres de la ciudad de México es de 14% según (González & Romo, 2011) por lo que el factor bilineal del modelo de Ramberg-Osgood adquiere el siguiente valor:

$$\beta = \frac{2+\pi\lambda_{max}}{2-\pi\lambda_{max}}$$

$$\beta = \frac{2+\pi\cdot(0.14)}{2-\pi\cdot(0.14)} = 1.564$$

6.3 Influencia de la interacción suelo-estructura en los desplazamientos inelásticos

Haciendo uso de los modelos con base flexible comportándose no linealmente siguiendo el modelo histérico de Ramberg-Osgood y utilizando el programa Ruaumoko (Carr, 2009) se realizó un análisis no lineal de historia en el tiempo a partir del cual se obtuvo la respuesta de desplazamientos de los edificios.

Los acelerogramas utilizados son los mismos a los que se sometieron los edificios con base rígida en el capítulo anterior, es decir, el conjunto de 20 registros sísmicos escalados para que los edificios alcanzaran un factor de resistencia relativa de 2.

Posteriormente se graficaron los perfiles de desplazamiento de cada modelo para hacer comparaciones entre aquellos obtenidos con base rígida en el capítulo 5 y los que se obtuvieron considerando base flexible.

En la Figura 6.6 y 6.7 se muestran los perfiles de desplazamiento de los modelos con base rígida y base flexible de los edificios de 4 y 10 niveles respectivamente. En ellas se observa que el efecto de la interacción suelo-estructura es más pronunciado cuando la relación T/T_g se incrementa. Por lo tanto, para el edificio de 4 niveles el efecto es menor en comparación con el de 10 niveles que presenta relaciones de periodos (T/T_g) mayores.

En la Figura 6.8 se muestra el perfil de desplazamientos promedio en la cual se puede verificar que el efecto de la interacción suelo-estructura es mayor para edificios con periodos fundamentales mayores. Chambers (1998), Chu (2002) y Arefi (2008) han reportado, como se muestra en la Figura 6.8, que el desplazamiento máximo de los pisos en presencia de base flexible puede ser mayor que los de las estructura con base fija.

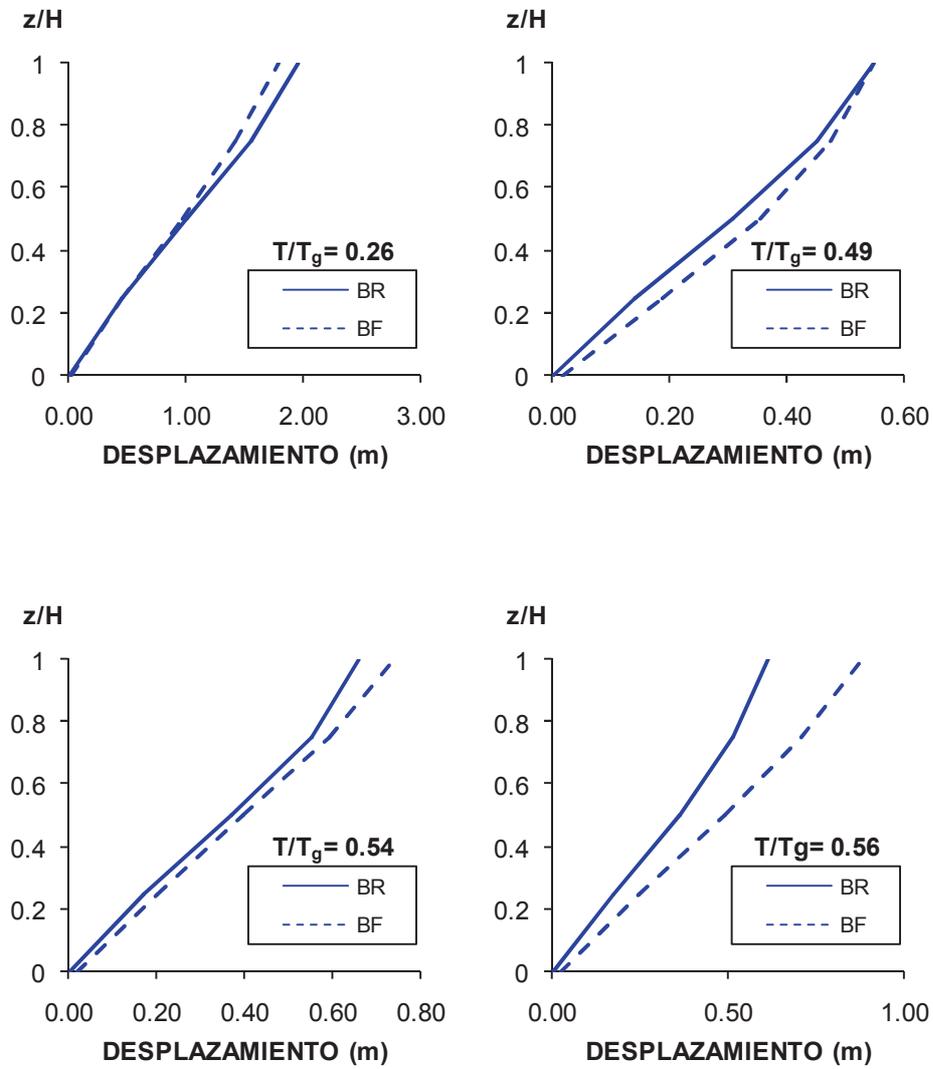


Figura 6.6 Perfiles de desplazamientos para distintos T/T_g , con base rígida (línea continua) y con base flexible (línea discontinua) para el edificio A-4N.

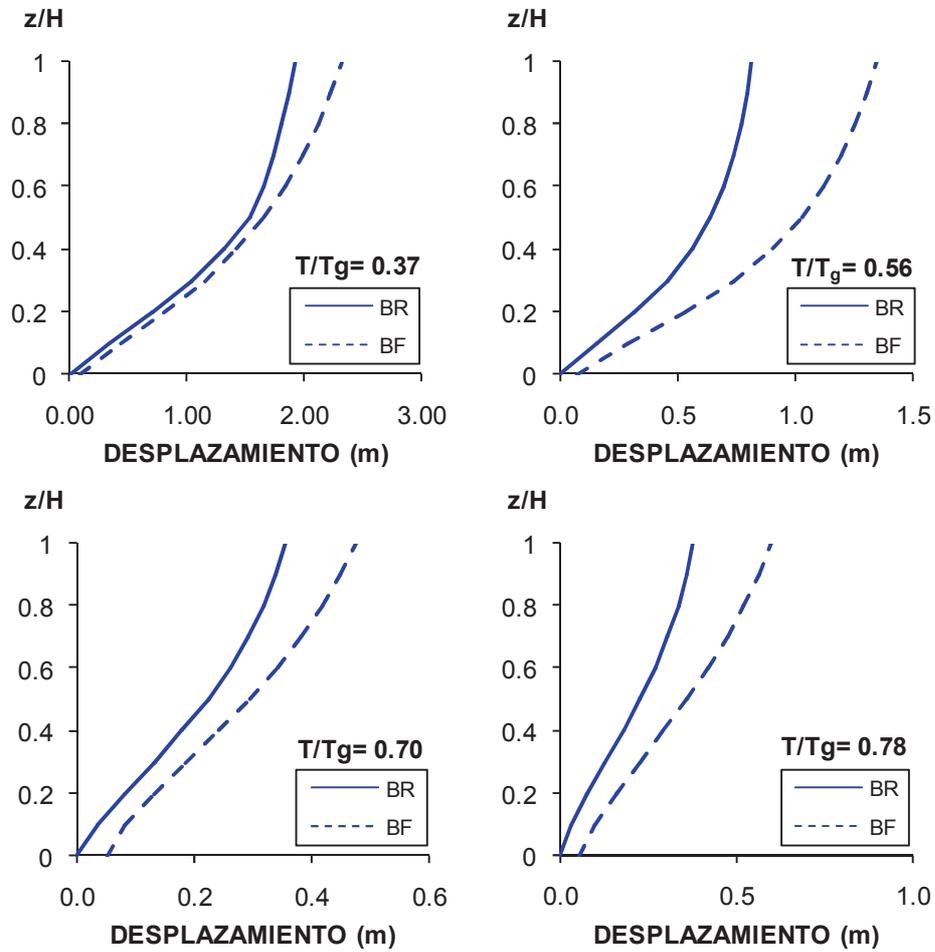


Figura 6.7 Perfiles de desplazamiento con base rígida (línea continua) y base flexible (línea discontinua) del edificio de 10 niveles.

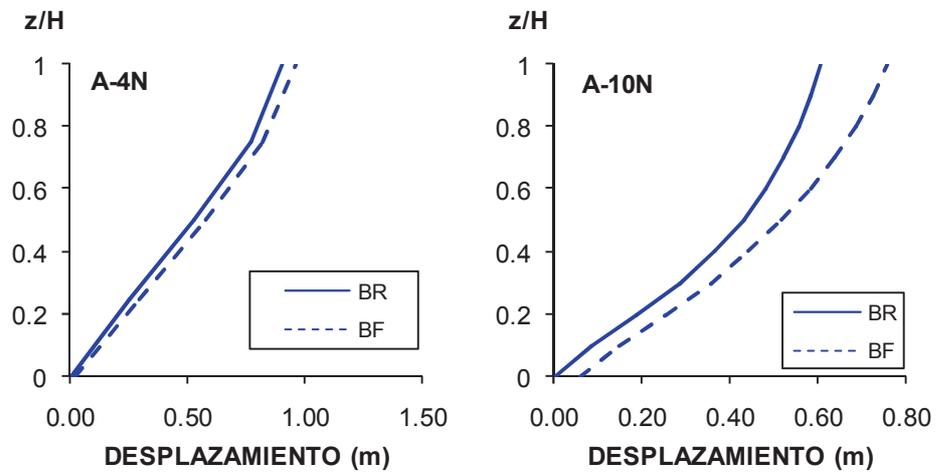


Figura 6.8 Perfil de desplazamientos promedio con base rígida y flexible para el edificio de 4 y 10 niveles.

6.4 Influencia de las secuencias sísmicas en los desplazamientos inelásticos

En esta sección se estudia la influencia que tienen los eventos sísmicos compuestos por el evento principal y una posible réplica en edificios con base flexible así como también con los correspondientes con base rígida.

El conjunto de edificios de acero considerados en este capítulo, mismos que se describen en el capítulo 2, se sometieron al conjunto de registros sísmicos descritos anteriormente. El cual consiste en 28 secuencias sísmicas artificiales escaladas para adquirir las características de una secuencia real las cuales se organizaron en 4 subconjuntos C1, C2, C3, y C4 como se describe en el capítulo 3.

Para ver el efecto que las secuencias sísmicas tienen sobre los modelos, primeramente fueron sometidos a los 4 eventos principales cuyas características se describen en el capítulo 3 y posteriormente se sometieron a los diferentes subconjuntos de secuencias creados para comparar la respuesta obtenida con ambos tipos de excitación.

Se observó que bajo las secuencias sísmicas los desplazamientos máximos de piso de los edificios fueron mayores cuando estos estaban sobre base rígida que los desplazamientos alcanzados cuando la base de los modelos era flexible.

En la Figura 6.9 y 6.10 se muestra el promedio de la respuesta de desplazamientos de los edificios de acero de 4 y 10 niveles cuando fueron sometidos a cada conjunto de secuencias sísmicas.

En ambos edificios observados es evidente que los desplazamientos con base rígida son superiores que los obtenidos con base flexible en la mayoría de los casos, sin embargo, en el edificio de 10 niveles (Figura 6.10) la diferencia entre los desplazamientos con base rígida y con base flexible es superior a la que se presenta en el edificio de 4 niveles, en el cual, los desplazamientos con base flexible son ligeramente menores que los de base rígida.

Caso contrario sucede cuando el edificio es sometido al conjunto C4 de secuencias, pues como se indica en la Figura 6.9 y 6.10, los desplazamientos del edificio con base flexible son mayores que los desplazamientos del edificio correspondiente con base fija. Este efecto se presenta tanto para el edificio de 4 niveles como para el de 10. Se puede apreciar que para el edificio de 10 niveles la diferencia entre los desplazamientos con ambos tipos de base es ligeramente mayor que la que se presenta en el edificio de 4 pisos.

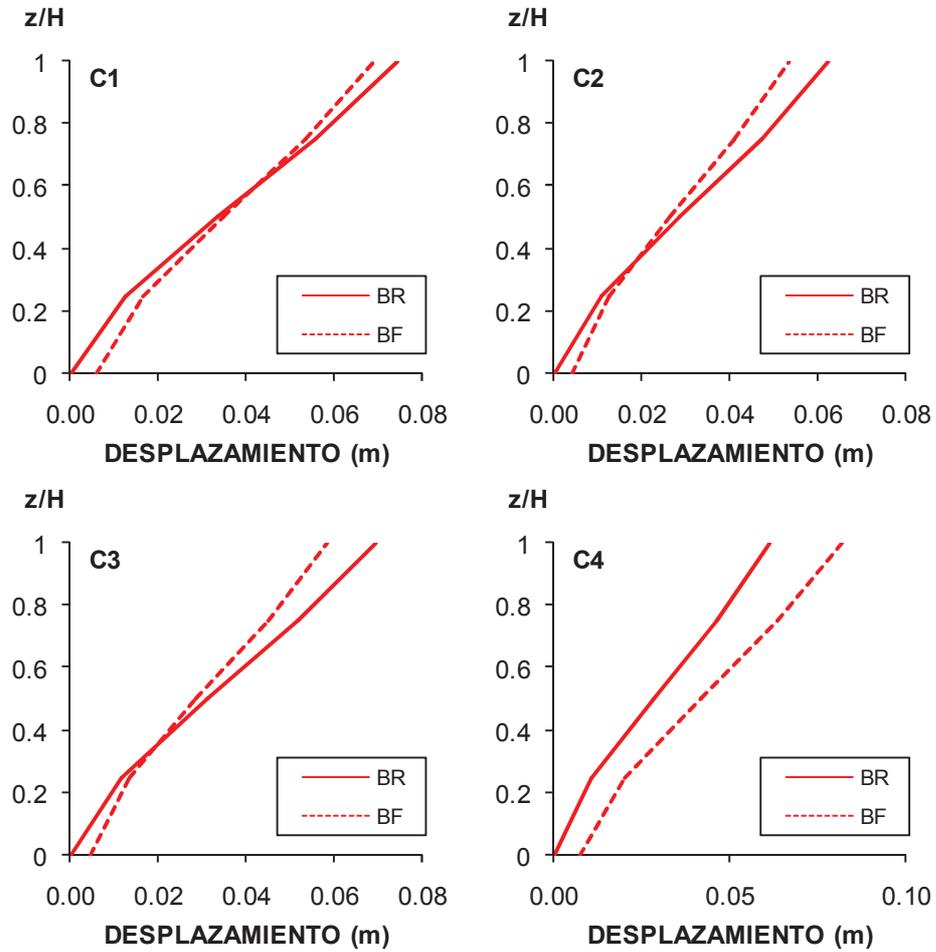


Figura 6.9 Perfiles de desplazamiento bajo los 4 conjuntos de secuencias para el edificio de 4 niveles con base rígida y base flexible.

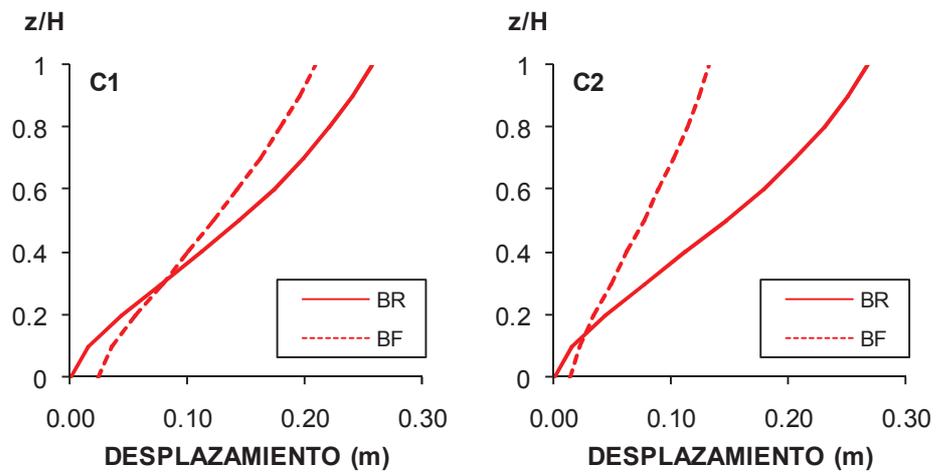


Figura 6.10 Desplazamientos máximos del edificio de 10 niveles bajo los 4 conjuntos de secuencias sísmicas con base rígida y flexible.

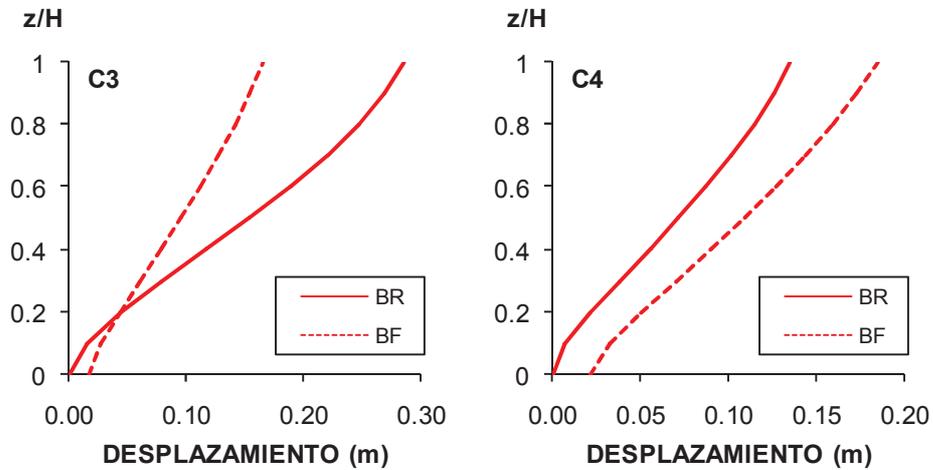


Figura 6.10 (Continuación) Desplazamientos máximos del edificio de 10 niveles bajo los 4 conjuntos de secuencias sísmicas con base rígida y flexible.

Para analizar de manera separada la influencia de las secuencias sísmicas con ambos tipos de consideraciones en la base de los modelos se colocaron en gráficas diferentes los perfiles de desplazamiento máximo de los edificios considerando base rígida y los perfiles considerando la flexibilidad del terreno como se muestra en la Figura 6.11 a 6.13.

En cada gráfica se colocaron dos perfiles de desplazamiento, uno obtenido del promedio de la respuesta de desplazamientos cuando el edificio fue sometido a un grupo de secuencias sísmicas (EP+R) y otro obtenido cuando se sometió al evento principal sin réplica (EP).

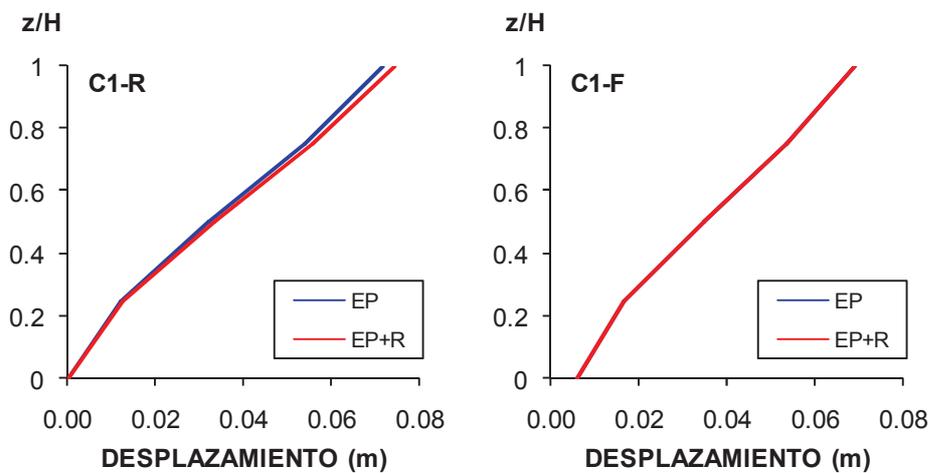


Figura 6.11 Desplazamientos máximos del edificio A-4N para los 4 conjuntos de secuencias sísmicas y sus respectivos eventos principales. Considerando base rígida (izquierda) y base flexible (derecha).

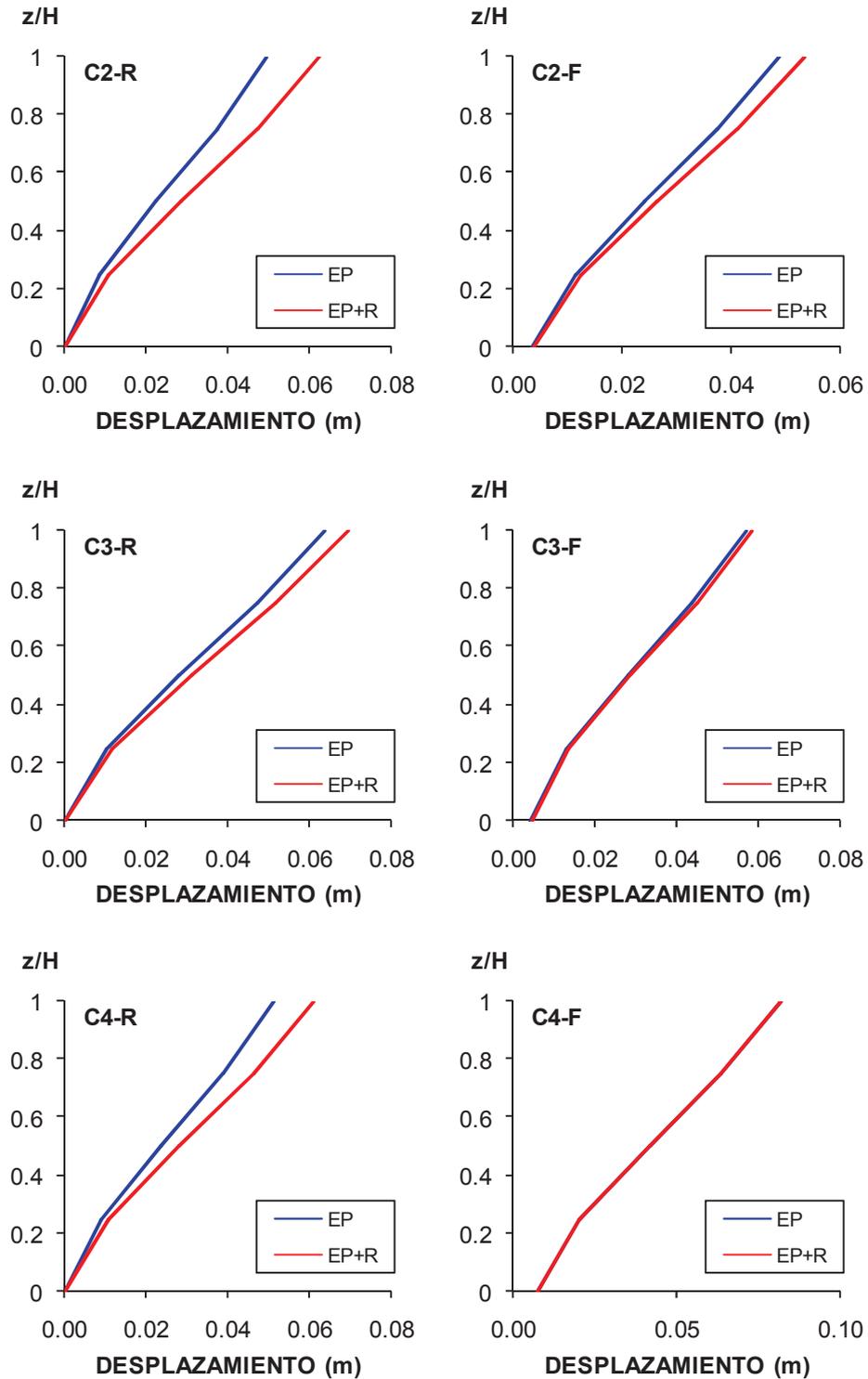


Figura 6.11 (Continuación) Desplazamientos máximos del edificio A-4N para los 4 conjuntos de secuencias sísmicas y sus respectivos eventos principales. Considerando base rígida (izquierda) y base flexible (derecha).

En la Figura 6.11 se muestran el perfil de desplazamiento con base rígida y flexible, experimentados por el modelo A-4N comportándose inelásticamente bajo la acción del evento principal (línea azul) y los 4 conjuntos de secuencias sísmicas (línea roja). Se puede observar que la influencia de las secuencias sísmicas es mayor en los modelos con base rígida que en los modelos con base flexible.

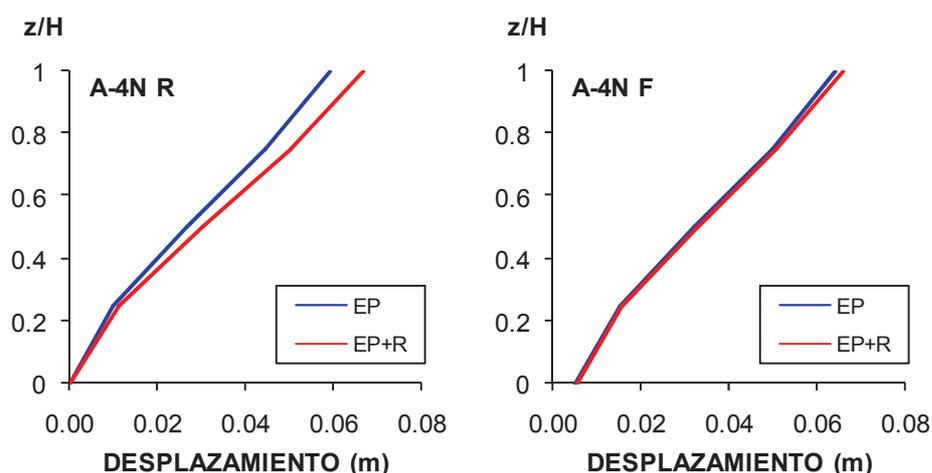


Figura 6.12 Desplazamientos máximos promedio del edificio de 4 niveles bajo secuencias sísmicas y sus respectivos eventos principales con base rígida (izquierda) y base flexible (derecha).

Cuando se considera base rígida se presenta una ligera separación cada vez mayor con la altura, entre ambos perfiles de desplazamiento siendo el de mayor magnitud el obtenido bajo sismos con réplica. Por otro lado, al considerar base flexible hay poca o nula diferencia entre el perfil obtenido bajo secuencias y el obtenido con el evento principal sin réplica.

La Figura 6.12 se muestra la respuesta máxima de desplazamientos promedio bajo los 4 eventos principales y bajo las 28 secuencias sísmicas artificiales generadas tanto para base fija como para base flexible. En ella se puede corroborar lo observado individualmente para cada conjunto de secuencias.

A diferencia del edificio de 4 niveles, el efecto de las secuencias sísmicas en el edificio de 10 niveles es nulo pues coinciden perfectamente el perfil obtenido con los eventos principales con el obtenido con las secuencias tanto para el modelo con base rígida como el de base flexible como puede observarse en la Figura 6.13.

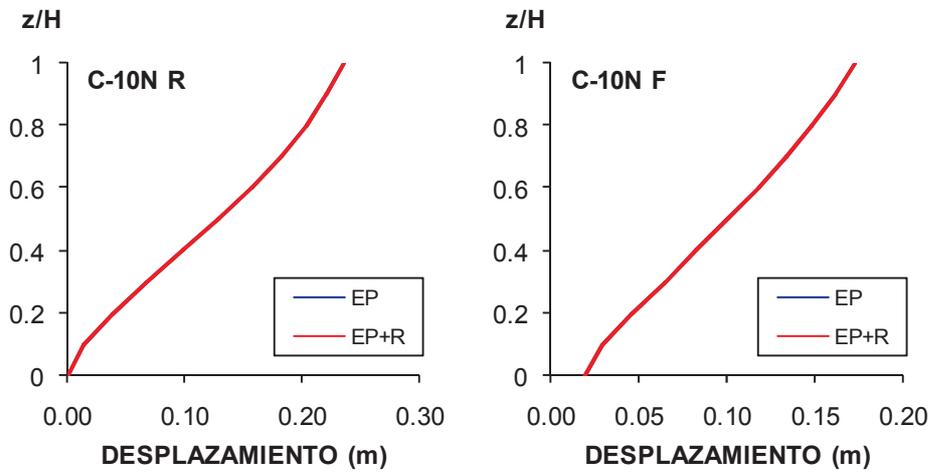


Figura 6.13 Desplazamientos máximos promedio del edificio de 10 niveles bajo secuencias sísmicas y sus respectivos eventos principales con base rígida (izquierda) y base flexible (derecha).

CONCLUSIONES

7.1 Resumen

El presente estudio surge a partir de la importancia que tiene la respuesta de desplazamiento de los edificios y de la necesidad de hacer predicciones precisas de dicha respuesta durante la evaluación y diseño de estructuras al observar que el RCDF-2004 en sus NTC-S propone expresiones simples para el cálculo de los desplazamientos y no hay evidencia de que dichas expresiones sean certeras a la hora de predecir los desplazamientos.

Para identificar la eficacia del RCDF en la predicción de desplazamientos, se evaluaron las expresiones descritas en él y se compararon con los desplazamientos obtenidos de un análisis no lineal utilizando el programa RUAMOKO (Carr, 2009). Asimismo, al observar los resultados de estudios previos referentes a los desplazamientos inelásticos en S1GL ubicados en terreno blando se identificó que para cierto rango de relaciones de periodos, T/T_g , (cercanos a uno) los desplazamientos inelásticos pueden ser menores que los elásticos, por lo que se analizaron sistemas de múltiples grados de libertad y se ratificó una tendencia similar a la de S1GL, de esta manera, se corroboró que dichas consideraciones no son tomadas en cuenta por el RCDF a la hora de calcular los desplazamientos inelásticos.

Para llevar a cabo el estudio se utilizaron 4 modelos de edificios de acero y 8 modelos de edificios de concreto reforzado a base de marcos resistentes a momento. Los modelos fueron sujetos a un conjunto de

20 acelerogramas registrados en zonas ubicadas en terreno blando de la ciudad de México los cuales fueron escalados para garantizar que los modelos incursionaran en el intervalo inelástico.

Debido a la deficiencia de las expresiones del reglamento para calcular desplazamientos inelásticos, se propuso una metodología desarrollada por Ruiz-García y Miranda (2006) a partir de S1GL, la cual fue objeto de evaluación utilizando sistemas de múltiples grados de libertad y obteniendo resultados que mejoraron la predicción de los desplazamientos inelásticos obtenidos con los criterios del RCDF (2004). La expresión propuesta para la obtención de desplazamientos inelásticos máximos de azotea a partir del desplazamiento elástico, a diferencia de los criterios del reglamento, toma en cuenta las observaciones hechas en S1GL, en la región donde la relación de periodos es cercana a uno.

En una segunda etapa de investigación se abordó el tema de la interacción suelo-estructura y de las secuencias sísmicas para estudiar la influencia que estas consideraciones tienen sobre los desplazamientos inelásticos. Para llevar a cabo este estudio se utilizaron únicamente los modelos representativos de edificios de acero. Las secuencias sísmicas fueron generadas artificialmente a partir de la combinación de eventos sísmicos individuales registrados sobre terreno blando cuidando que se cubrieran las características de la única secuencia sísmica registrada en terreno blando en la estación central de abastos (CDAF). Las secuencias sísmicas resultantes fueron escaladas a la velocidad máxima del terreno registrada en México, durante el evento sísmico del 19 de septiembre de 1985.

7.2 Conclusiones

De las observaciones hechas en este estudio se derivan las siguientes conclusiones:

1. Los desplazamientos inelásticos de sistemas de múltiples grados de libertad pueden ser menores que los desplazamientos elásticos, lo cual es consistente con lo observado en S1GL para relaciones de periodos cercanos a uno.
2. En SMGL los desplazamientos inelásticos son similares a los elásticos, es decir, la relación de desplazamientos, C_R , es cercana a la unidad, cuando la relación de periodos, T/T_g , es aproximadamente igual a 0.8.
3. El cociente de desplazamientos, C_R , presenta mayor dispersión en su tendencia conforme disminuye la relación de periodos. La tendencia de dicho cociente está mejor definida para relaciones de periodos cercanas a uno o mayores.
4. El RCDF-2004 propone expresiones simples para la estimación de desplazamientos inelásticos a partir de los desplazamientos elásticos y no reflejan la influencia de la relación T/T_g por lo que los desplazamientos inelásticos estimados con los criterios que se proponen en las NTC-S siempre

resultan mayores que los desplazamientos elásticos ya que, según el criterio adoptado, estos últimos son multiplicados por Q en el caso del cuerpo del reglamento y por Q' y R en el caso de su Apéndice A, estos factores resultan ser siempre mayores que uno, amplificando siempre los desplazamientos elásticos.

5. Los errores obtenidos al comparar los desplazamientos obtenidos de un análisis estático con los obtenidos de un análisis dinámico no lineal utilizando RUAUMOKO (Carr, 2009) son altos pero se predicen de mejor manera para relaciones de periodos cercanos a uno correspondientes a la región 2 donde, teóricamente, los desplazamientos elásticos son mayores que los inelásticos. El error en esta región es en promedio de 154% aplicando el criterio del cuerpo del reglamento y 181% aplicando el criterio del apéndice A y se incrementa en la región donde las relaciones de periodos son pequeñas en la que se supone que los desplazamientos inelásticos son mayores que los elásticos, siendo en promedio de 340% utilizando el cuerpo del reglamento y 330% al utilizar el apéndice A. Esta comparación de los desplazamientos elásticos puede darnos una noción de la predicción de los desplazamientos inelásticos ya que, según los criterios del reglamento, estos solo son amplificados por un factor.
6. La ecuación propuesta en este estudio basada en el método de coeficientes de desplazamiento mejora la predicción de desplazamientos hecha por el reglamento. Sin embargo subestima la respuesta en los edificios de acero los cuales adoptan un comportamiento elastoplástico perfecto. El error obtenido para estos edificios es menor del 30% respecto de los desplazamientos reales, lo cual es razonablemente aceptable. El RCDF-2004 sobrestima la respuesta inelástica de desplazamientos en un 135% y en un 308% utilizando el cuerpo y el apéndice A del reglamento respectivamente. El error adopta una tendencia uniforme para el rango de T/T_g alcanzado con estos edificios.
7. En los edificios de concreto, los cuales se comportaron siguiendo el modelo modificado de Takeda, la ecuación propuesta predice los desplazamientos inelásticos con menor precisión que los que se comportaron elastoplásticamente esto se debe a que la ecuación que define el factor C_R , utilizado en la ecuación 5.18, se obtuvo a partir de SIGL con comportamiento elastoplástico al igual que los edificios de acero. Sin embargo la predicción de los desplazamientos inelásticos sigue siendo más acertada que la hecha por el reglamento. La Ec. 5.18 subestima la respuesta en promedio 33% respecto a los desplazamientos inelásticos reales mientras que el RCDF-2004 sobrestima la respuesta inelástica de desplazamientos en la mayoría de los casos con errores que van del 64 al 900%.
8. Al incluir el coeficiente C_D que toma en cuenta el comportamiento histerético, en la ecuación 5.18, el error se incrementó para los casos que sobreestiman la respuesta, siendo 17 veces mayor

que el obtenido sin tomar en cuenta el efecto del comportamiento histerético y 5.4 % para los casos que subestimaron la respuesta. El error, al incluir el factor C_D , disminuye para relaciones de periodos cercanos a uno o mayores y se incrementa para relaciones de periodos pequeñas. Los errores altos pueden deberse a que estos edificios alcanzan grandes deformaciones cuando son sometidos a algunos sismos siendo severamente dañados debido a las altas aceleraciones alcanzadas como resultado del escalamiento. Dichas aceleraciones son poco probables de alcanzar durante un evento sísmico real.

9. Los desplazamientos inelásticos, para algunos casos, son menores cuando se toma en cuenta la interacción suelo-estructura como reportan Rodríguez y Montes (1998), es decir, considerar base rígida, como comúnmente se hace en la práctica es conservador. Por otro lado, existen casos en los que los desplazamientos inelásticos se incrementan ligeramente en presencia de base flexible como reportan Chambers (1998), Chu (2002) y Arefi (2008). El efecto de la interacción suelo-estructura es más pronunciado cuando la relación T/T_g se incrementa, sin embargo, la diferencia entre los desplazamientos inelásticos empleando ambos sistemas en la base no es significativa.
10. Bajo la acción de las secuencias sísmicas los desplazamientos inelásticos son menores cuando se consideró base flexible que cuando se usó base rígida en la mayoría de los casos.
11. Los efectos de las secuencias en los desplazamientos inelásticos son más visibles en sistemas con base rígida que los correspondientes con base flexible ya que al considerar solo el evento principal los desplazamientos inelásticos son menores en comparación con los obtenidos considerando replicas y base rígida. Por otro lado en sistemas con base flexible los desplazamientos inelásticos no varían significativamente al considerar solo eventos principales o secuencias sísmicas. El edificio de 10 niveles no registró cambios en su respuesta al usar solo eventos principales o secuencias sísmicas tanto en base rígida como flexible.

7.3 Estudios sugeridos

A raíz del alcance de esta tesis se sugieren los estudios que pueden desarrollarse posteriormente para ampliar el campo de conocimiento acerca de los desplazamientos inelásticos de edificios ubicados en terreno blando:

- Realizar un estudio ampliando el rango de relaciones de periodos, T/T_g , considerando edificios altos (mayores de 20 niveles) con periodos fundamentales mayores que puedan arrojar información en la región donde dichas relaciones son mayores que 1.5.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

- Introducir el efecto de la irregularidad vertical de los edificios sobre los desplazamientos inelásticos, así como el efecto que tendría la interacción suelo-estructura y las secuencias sísmicas en un edificio irregular al compararlo con el edificio regular correspondiente.
- Realizar estudios empleando secuencias reales registradas en terreno blando.
- Ampliar el estudio para valores de R ligeramente mayores que 2 y ligeramente menores que dicho valor, ya que difícilmente se podrían alcanzar valores de resistencia lateral relativa mayores que 3.
- Hacer una evaluación utilizando los espectros de diseño utilizados por el reglamento en el apéndice A o en su caso proponer un espectro de desplazamientos para que la metodología propuesta pueda ser utilizada en la práctica profesional de la ingeniería.
- Generar valores de los parámetros utilizados para el cálculo de C_R para cualquier factor de resistencia lateral relativa R .
- Estudiar más a fondo la influencia del comportamiento histerético incluyendo, entre otros, la degradación de resistencia como parámetro de estudio.
- Ampliar el número de acelerogramas para definir la media de las tendencias de las relaciones de desplazamiento más representativa y poder utilizar dichas tendencias en evaluaciones posteriores del método.
- Se sugiere hacer un estudio más detallado acerca de la interacción suelo-estructura considerando un rango amplio de relaciones de periodos para conocer con certeza la tendencia de los desplazamientos inelásticos en las regiones identificadas y descubrir porqué algunas veces los desplazamientos inelásticos pueden ser menores cuando se considera base rígida que aquellos obtenidos cuando la base se flexible y otras veces ocurre de manera contraria, lo cual no se identificó de manera contundente en este estudio.



**FACTORES DE ESCALA, ESPECTROS DE RESPUESTA ESCALADOS Y SIN ESCALAR
CORRESPONDIENTES A CADA UNO DE LOS MODELOS UTILIZADOS**

A.1 Factores de escala utilizados para el escalamiento de los acelerogramas considerados

Tabla A.1 Factores de escala requeridos para alcanzar R=2 en los edificios de acero.

Modelo:	A-4N	A-6N	A-8N	A-10N
$T_1(s)$:	0.739	0.877	0.926	1.06
$S_{a, necesaria}(T_1)$:	1412.64	1275.3	1255.68	1157.58

#	ACEL.	FACTORES DE ESCALA			
1	SCT10DIEW	74.69	56.56	59.71	50.97
2	SCT19SEEW	3.93	5.44	5.69	4.39
3	SCT19SENS	10.79	7.28	7.28	7.41
4	4424OCEW	52.32	39.10	38.92	18.78
5	4424OCNS	52.21	45.61	41.36	24.44
6	5524OCNS	75.65	42.80	37.11	35.27
7	RO14SEEW	21.52	19.14	18.66	11.84
8	RO14SENS	31.53	27.27	21.42	14.64
9	RO25ABEW	13.68	10.56	9.79	7.09
10	RO25ABNS	18.17	17.63	13.65	8.32
11	RO10DIEW	65.70	45.43	50.33	25.47
12	RO10DINS	58.05	37.77	37.26	27.10
13	4425ABEW	13.82	11.43	9.74	6.72
14	5325ABEW	26.58	22.12	19.14	10.79
15	4425ABNS	15.89	10.59	10.69	6.44
16	5325ABNS	21.72	14.36	14.62	10.96
17	2925ABEW	18.64	14.03	13.38	7.83
18	2925ABNS	20.24	16.30	11.31	8.33
19	4325ABNS	22.52	19.54	19.53	17.65
20	4825ABEW	20.72	15.10	14.26	9.47

Tabla A.2 Factores de escala requeridos para alcanzar R=2 en los edificios de concreto.

Modelo:	C-4NQ4	C-6NQ4	C-8NQ4	C-10NQ4	C-12NQ4	C-16NQ4	C-8NQ3	C-16NQ3
$T_1(s)$:	0.805	1.137	1.401	1.399	1.399	1.741	0.981	1.212
$S_{a,necesaria}(T_1)$:	627.84	431.64	380.628	382.59	421.83	390.438	568.98	490.5

#	ACEL.	FACTORES DE ESCALA							
1	SCT10DIEW	29.63	16.31	10.58	11.06	12.20	5.56	27.05	15.39
2	SCT19SEEW	2.19	1.64	1.22	1.26	1.39	0.64	2.30	1.77
3	SCT19SENS	4.19	2.47	1.97	1.98	2.18	1.10	3.43	2.51
4	4424OCEW	17.92	6.63	8.06	7.32	8.07	13.61	12.20	8.28
5	4424OCNS	25.46	8.40	9.61	9.62	10.60	14.17	16.98	10.71
6	5524OCNS	31.18	14.10	10.52	9.68	10.68	17.29	16.41	15.42
7	RO14SEEW	9.54	3.31	2.57	2.43	2.68	5.89	6.79	2.67
8	RO14SENS	11.30	4.18	2.30	2.26	2.49	6.06	7.79	3.55
9	RO25ABEW	5.87	2.23	2.38	2.28	2.51	4.68	4.17	1.88
10	RO25ABNS	7.95	2.33	2.15	2.23	2.46	3.80	5.30	2.31
11	RO10DIEW	26.86	9.97	7.57	7.48	8.25	15.73	18.09	12.48
12	RO10DINS	24.46	9.66	6.17	5.92	6.53	14.45	14.01	8.65
13	4425ABEW	7.39	2.90	3.69	3.52	3.88	6.84	3.98	2.93
14	5325ABEW	11.19	4.08	2.74	2.74	3.02	5.24	7.34	3.53
15	4425ABNS	6.16	1.81	1.83	1.77	1.95	4.36	4.43	2.10
16	5325ABNS	8.51	3.53	1.79	1.77	1.95	3.61	5.94	3.47
17	2925ABEW	8.19	3.34	5.41	5.25	5.79	6.66	6.56	4.39
18	2925ABNS	8.54	3.22	4.68	4.54	5.01	4.71	5.61	5.37
19	4325ABNS	10.72	3.86	6.08	6.46	7.12	4.33	4.65	6.94
20	4825ABEW	7.42	6.40	3.88	3.74	4.13	4.62	8.21	5.44

A.2 Espectros de respuesta de aceleración

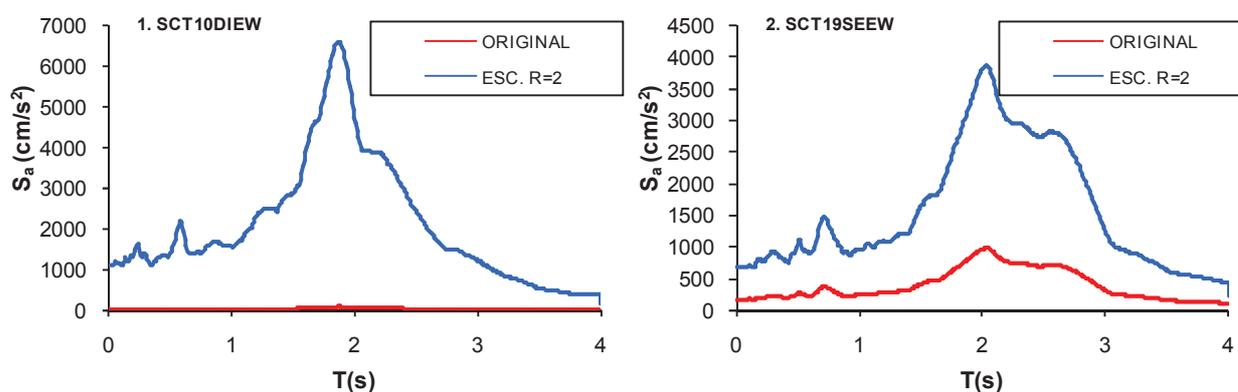


Figura A.1 Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo A-4N).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

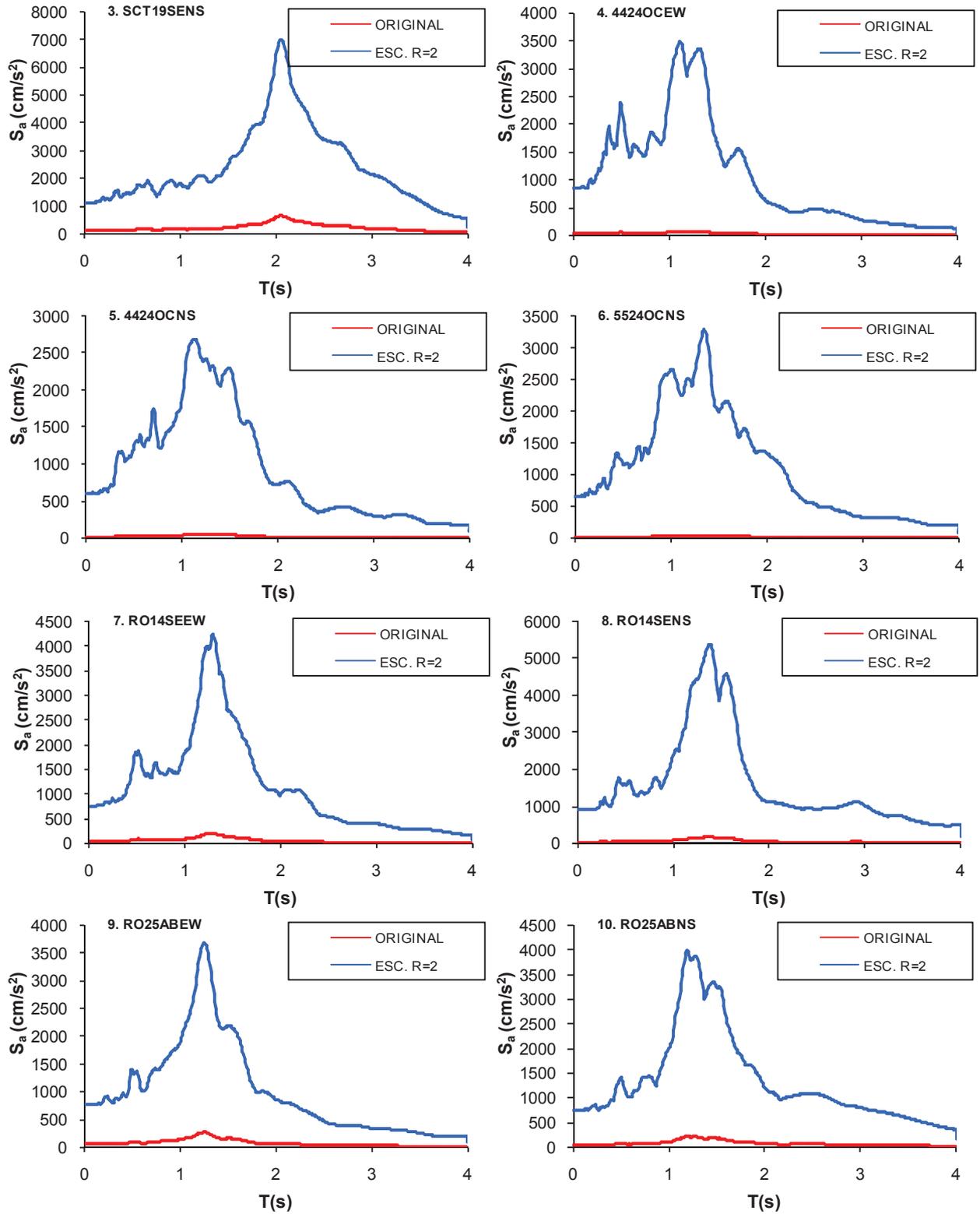


Figura A.1 (Continuación) Espectro de respuesta de aceleración escalado para alcanzar R=2 (Modelo A-4N).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

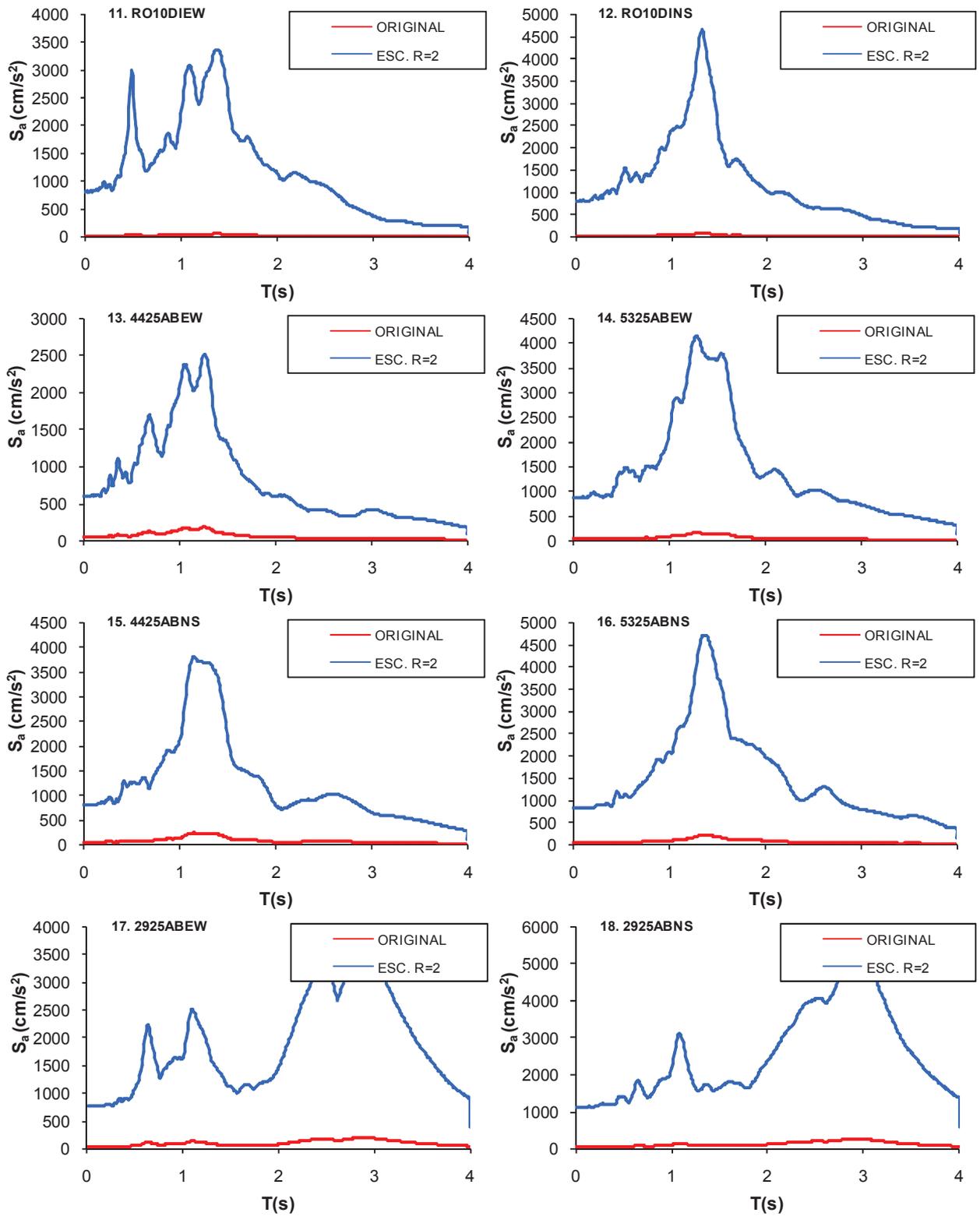


Figura A.1 (Continuación) Espectro de respuesta de aceleración escalado para alcanzar R=2 (Modelo A-4N).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

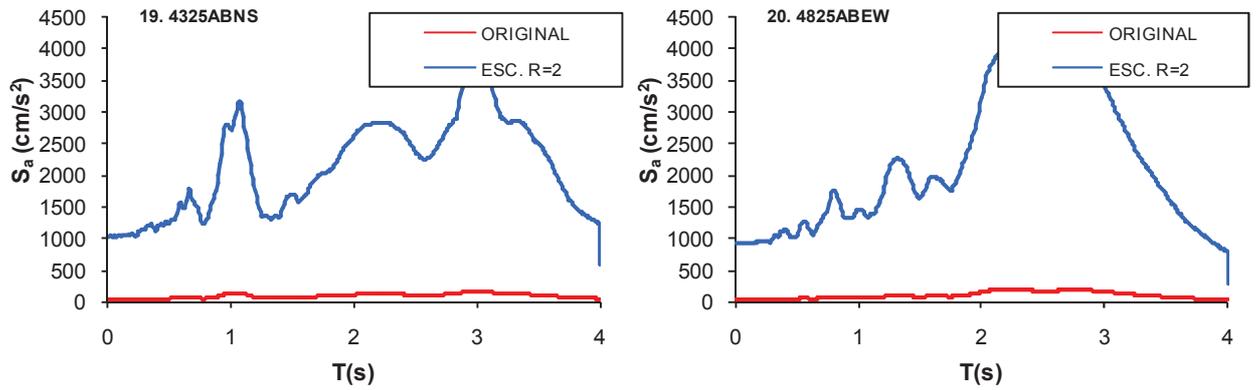


Figura A.1 (Continuación) Espectro de respuesta de aceleración escalado para alcanzar R=2 (Modelo A-4N).

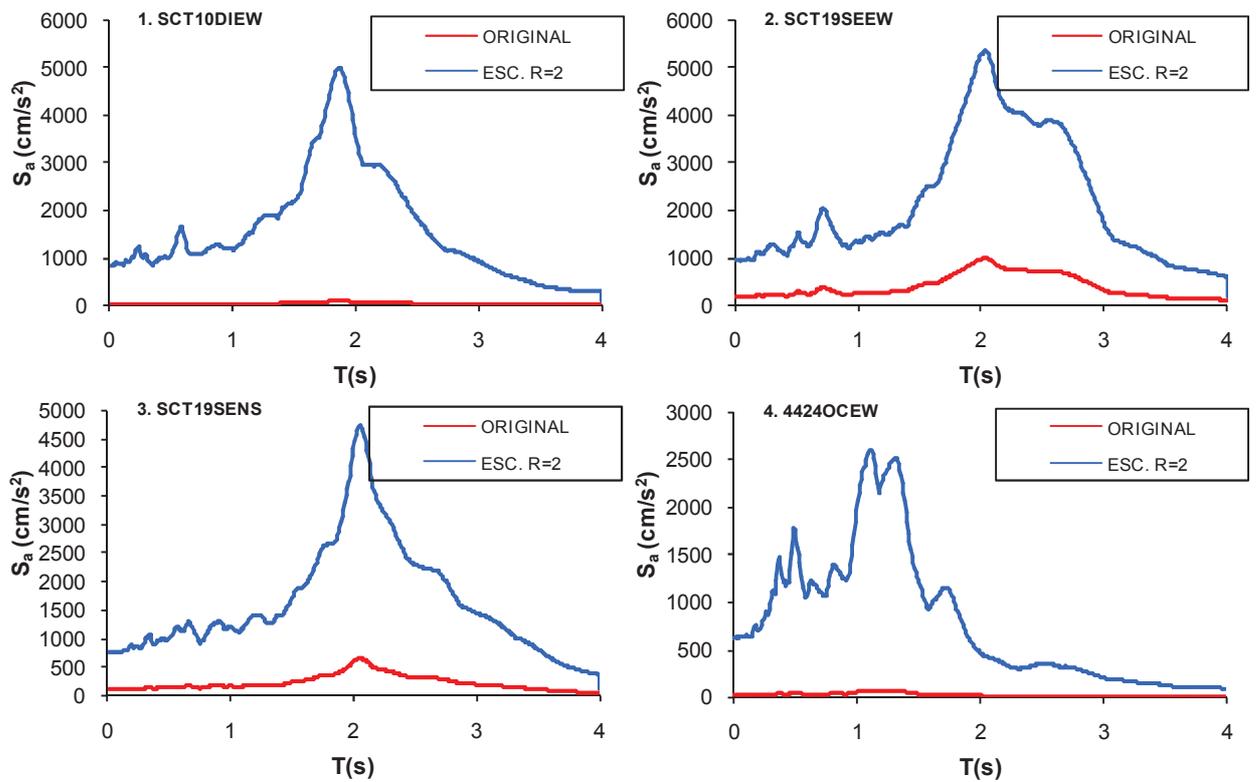


Figura A.2 Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo A-6N).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

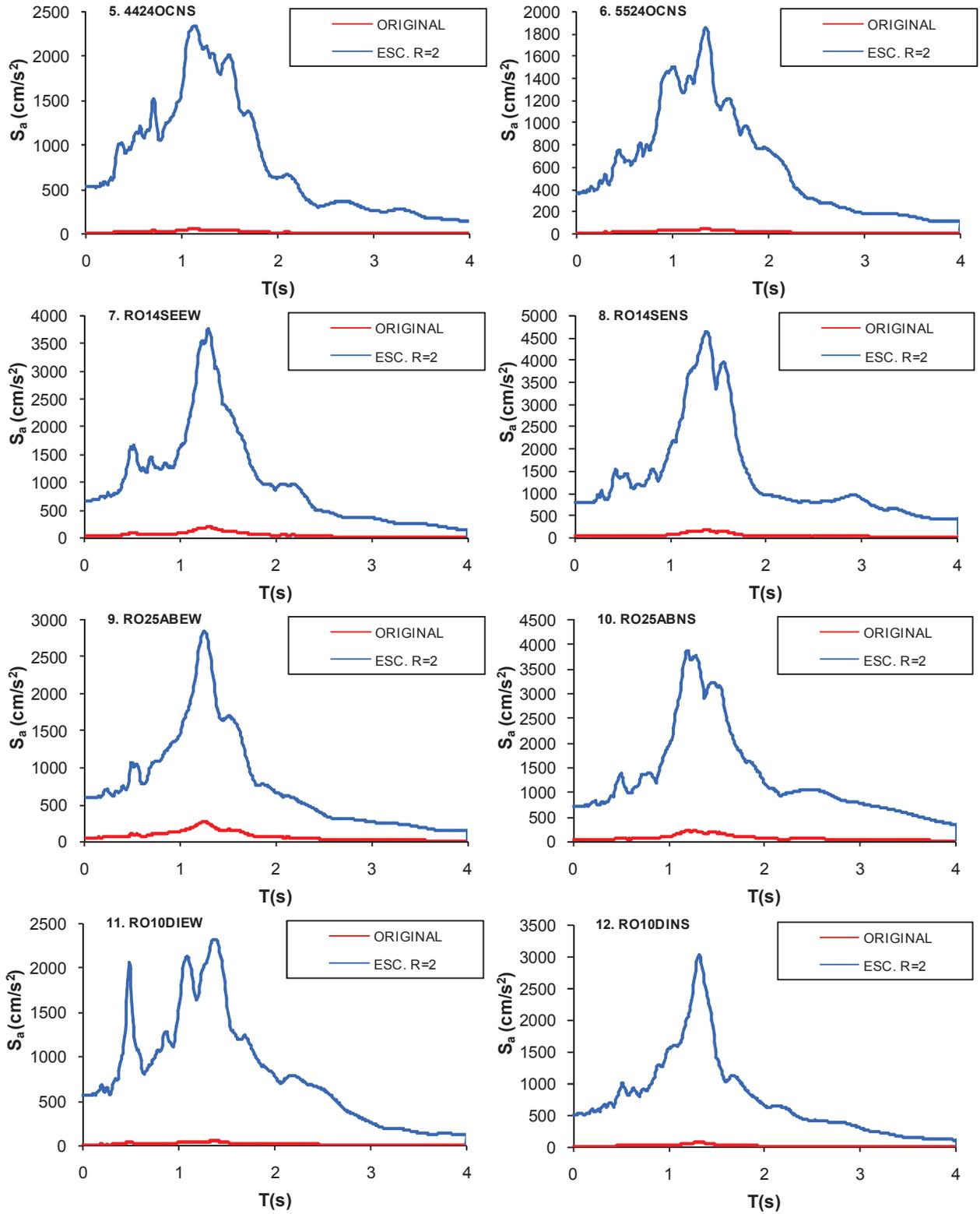


Figura A.2 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar $R=2$ (Modelo A-6N).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

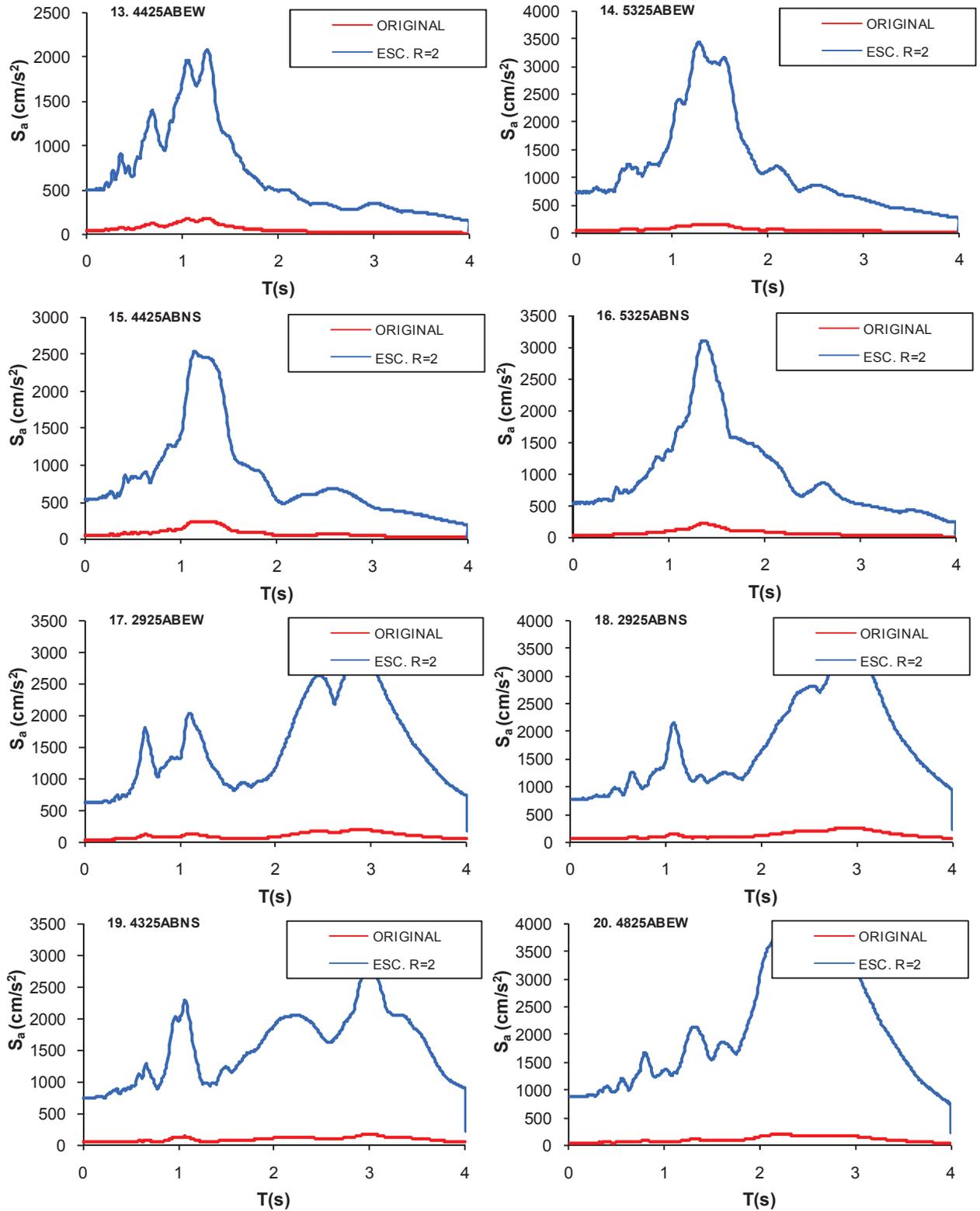


Figura A.2 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar $R=2$ (Modelo A-6N).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

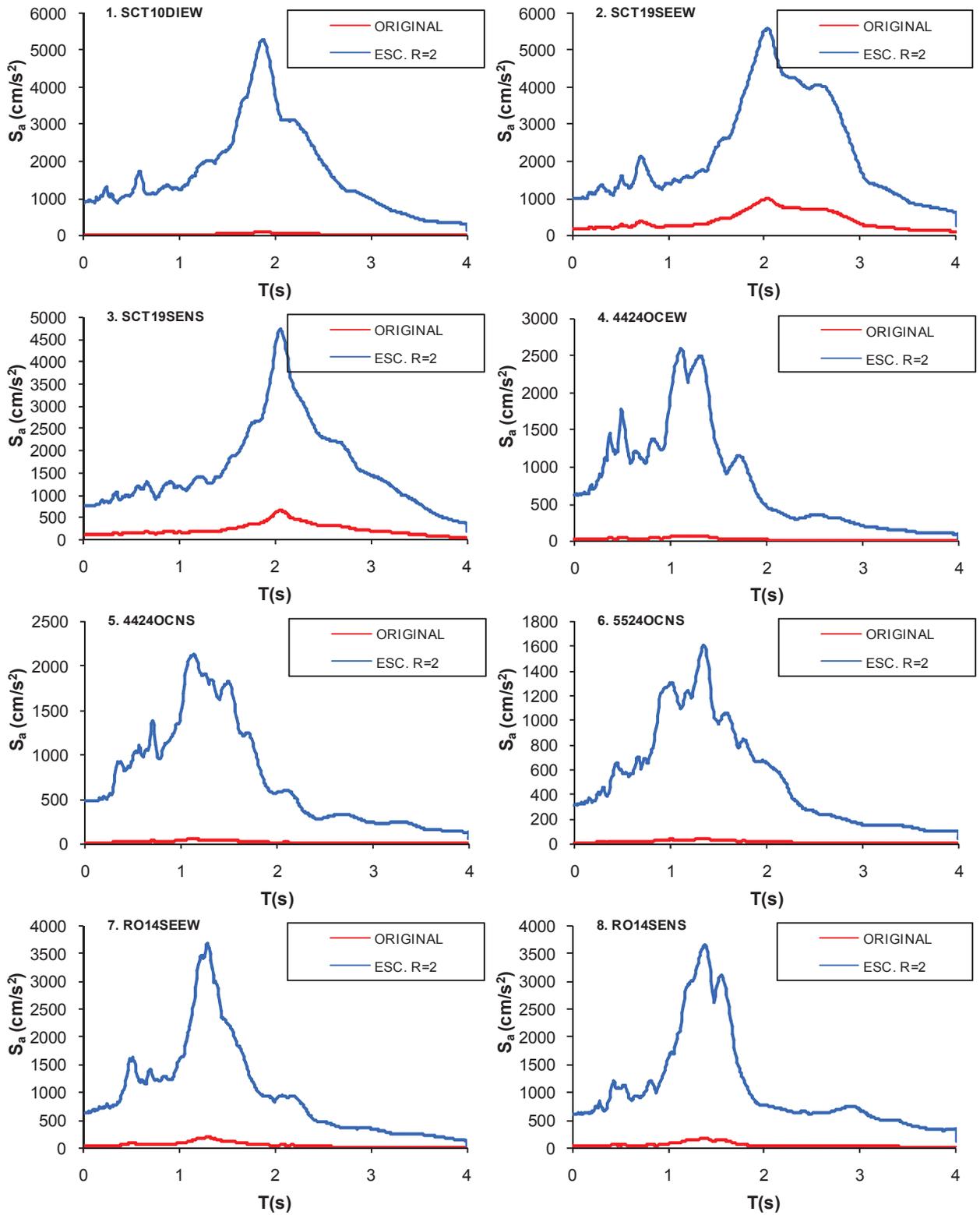


Figura A.3 Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo A-8N).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

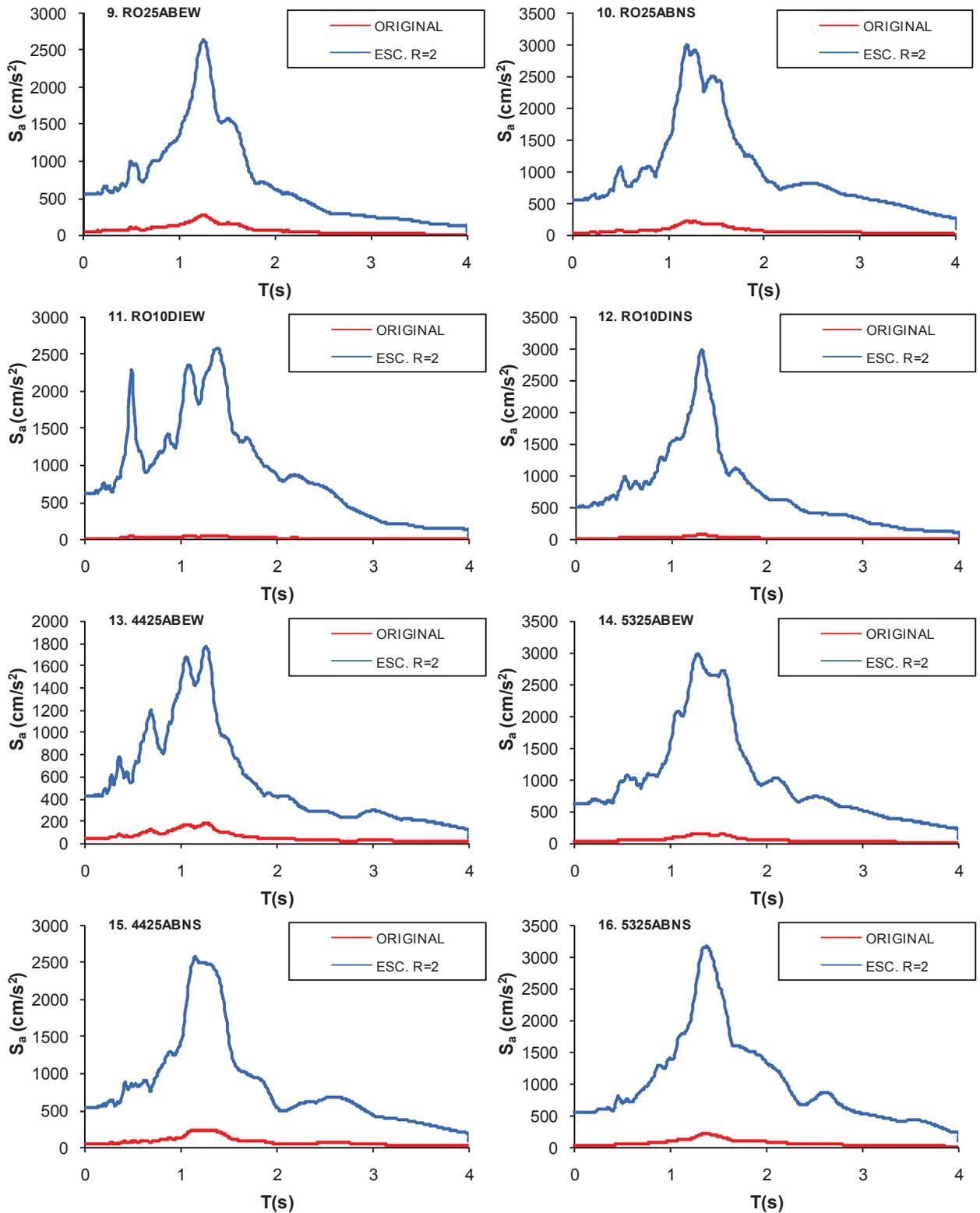


Figura A.3 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar un $R=2$ (Modelo A-8N).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

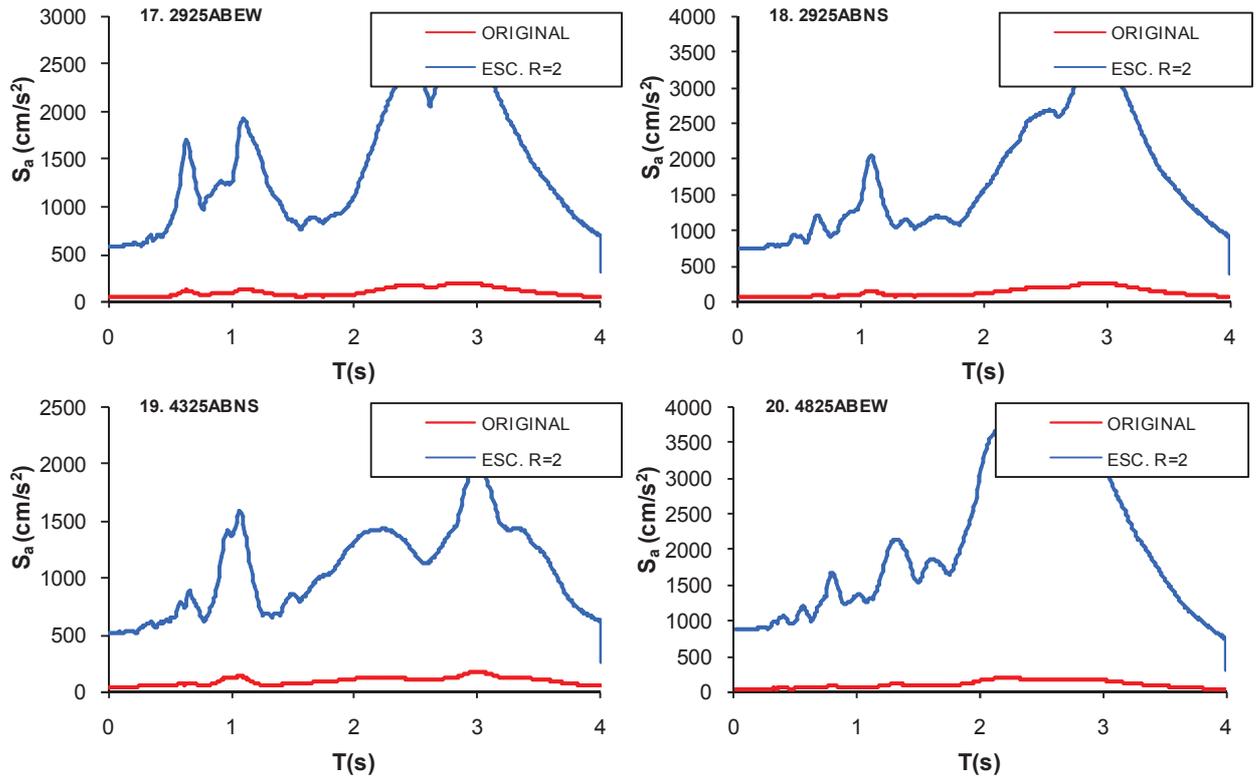


Figura A.3 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar un R=2 (Modelo A-8N).

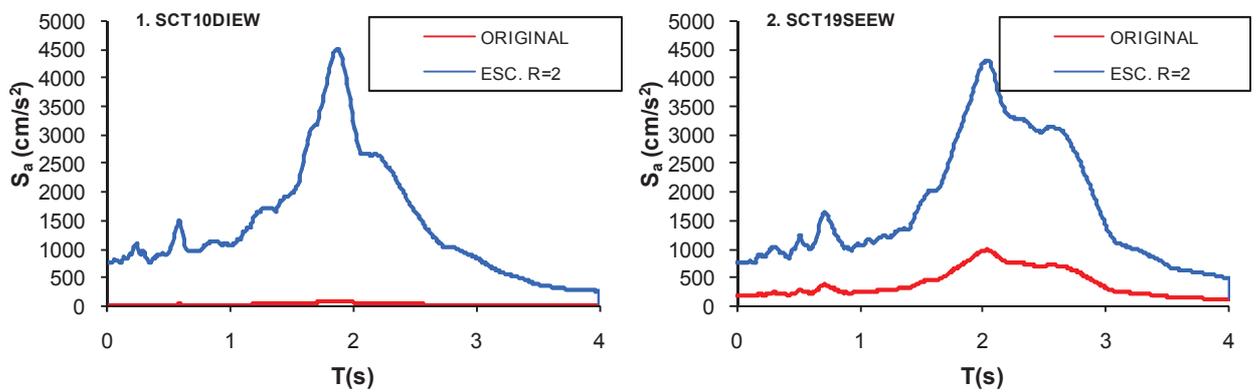


Figura A.4 Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo A-10N).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

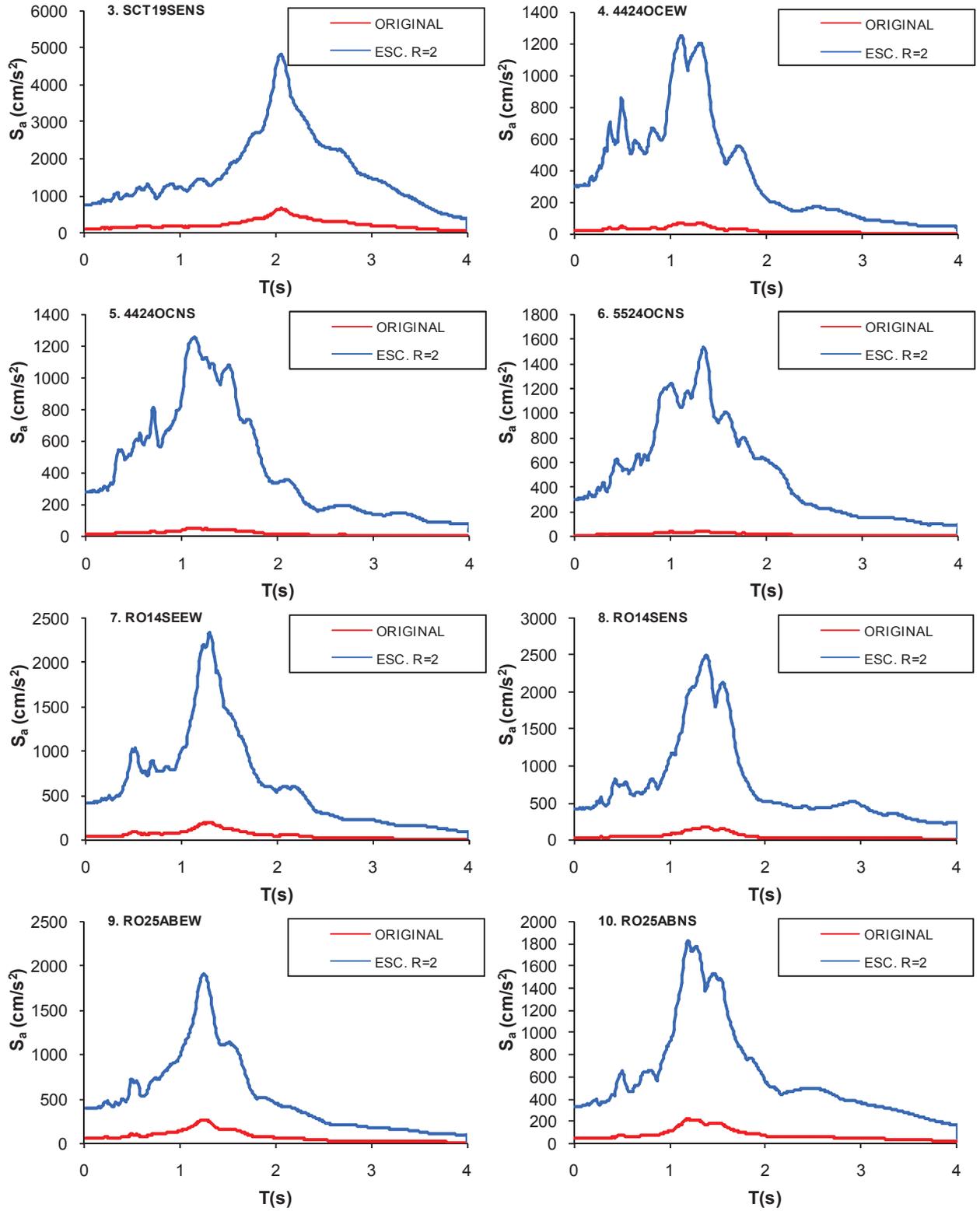


Figura A.4 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo A-10N).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

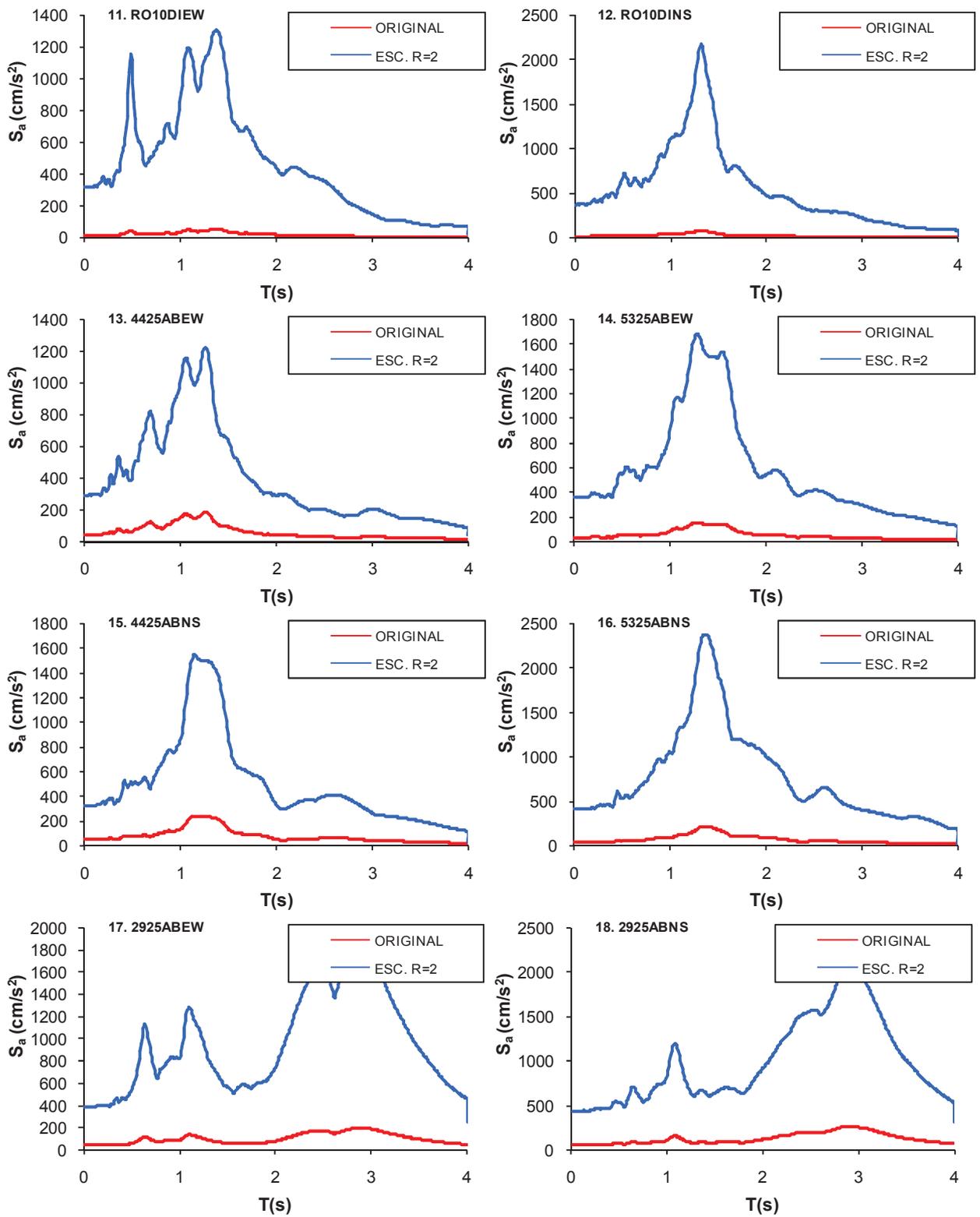


Figura A.4 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo A-10N).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

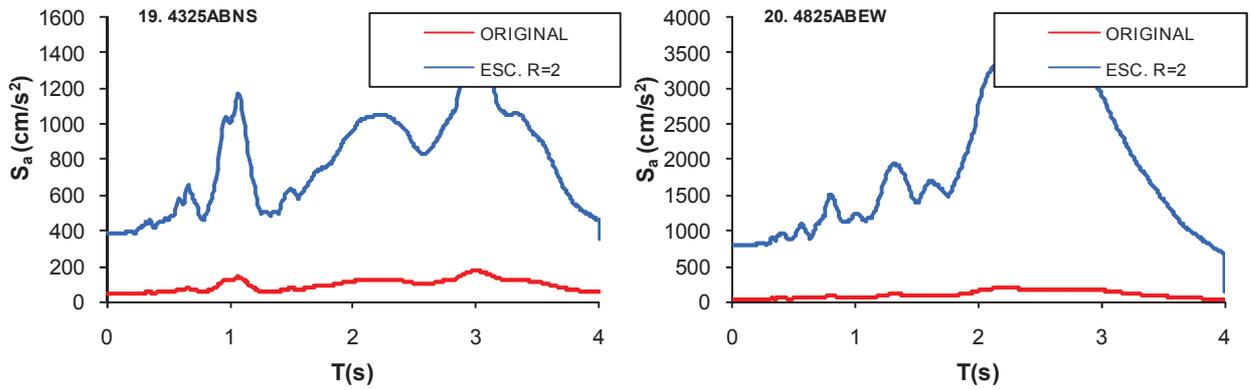


Figura A.4 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo A-10N).

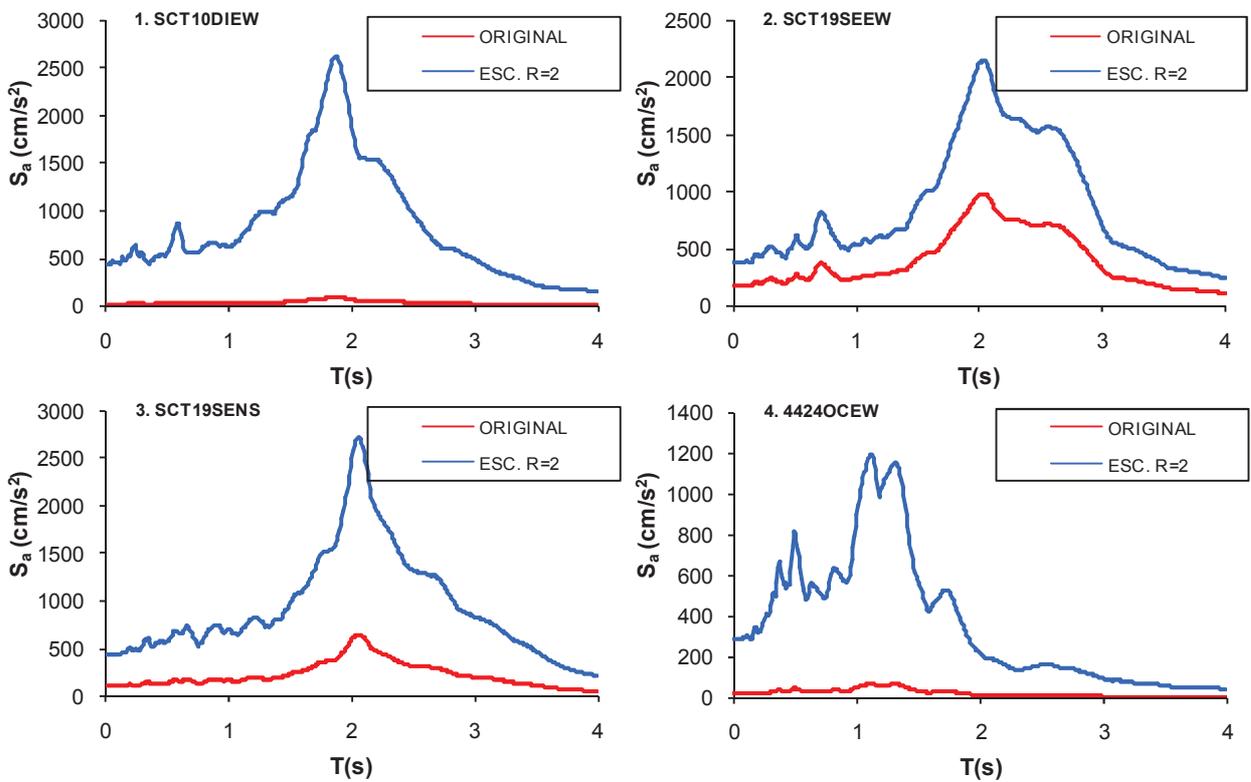


Figura A.5 Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo C-4N4Q4).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

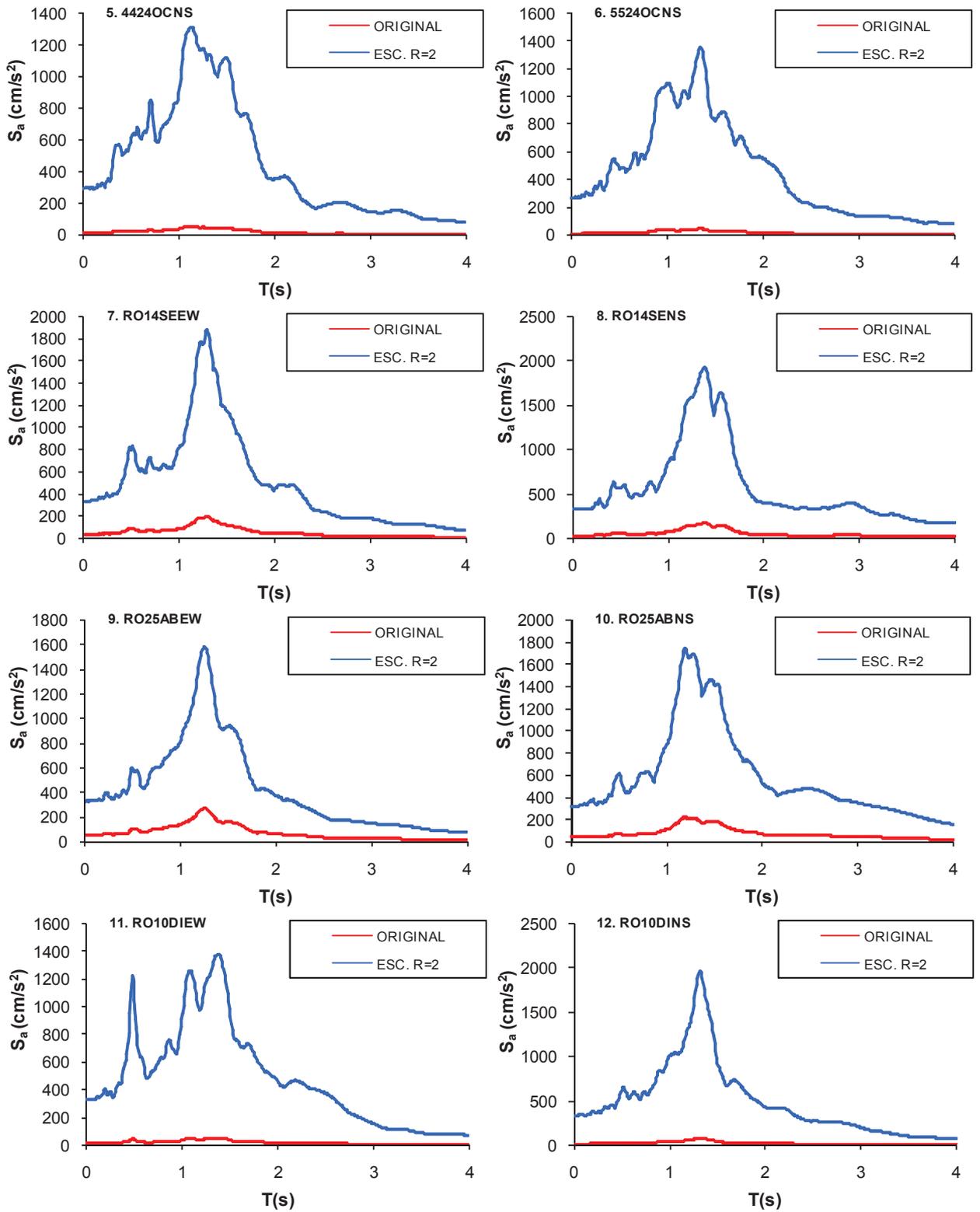


Figura A.5 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo C-4NQ4).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

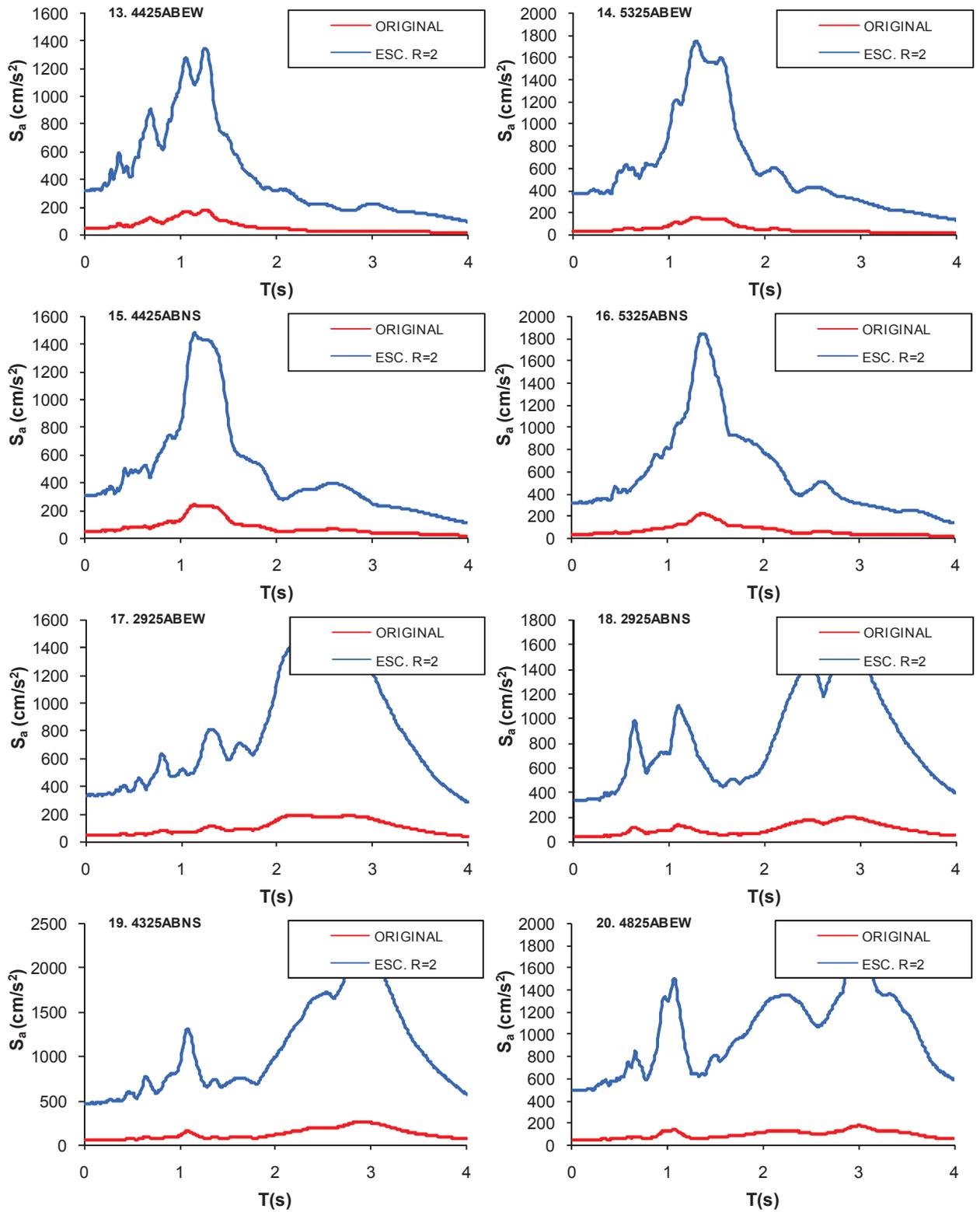


Figura A.5 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo C-4NQ4).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

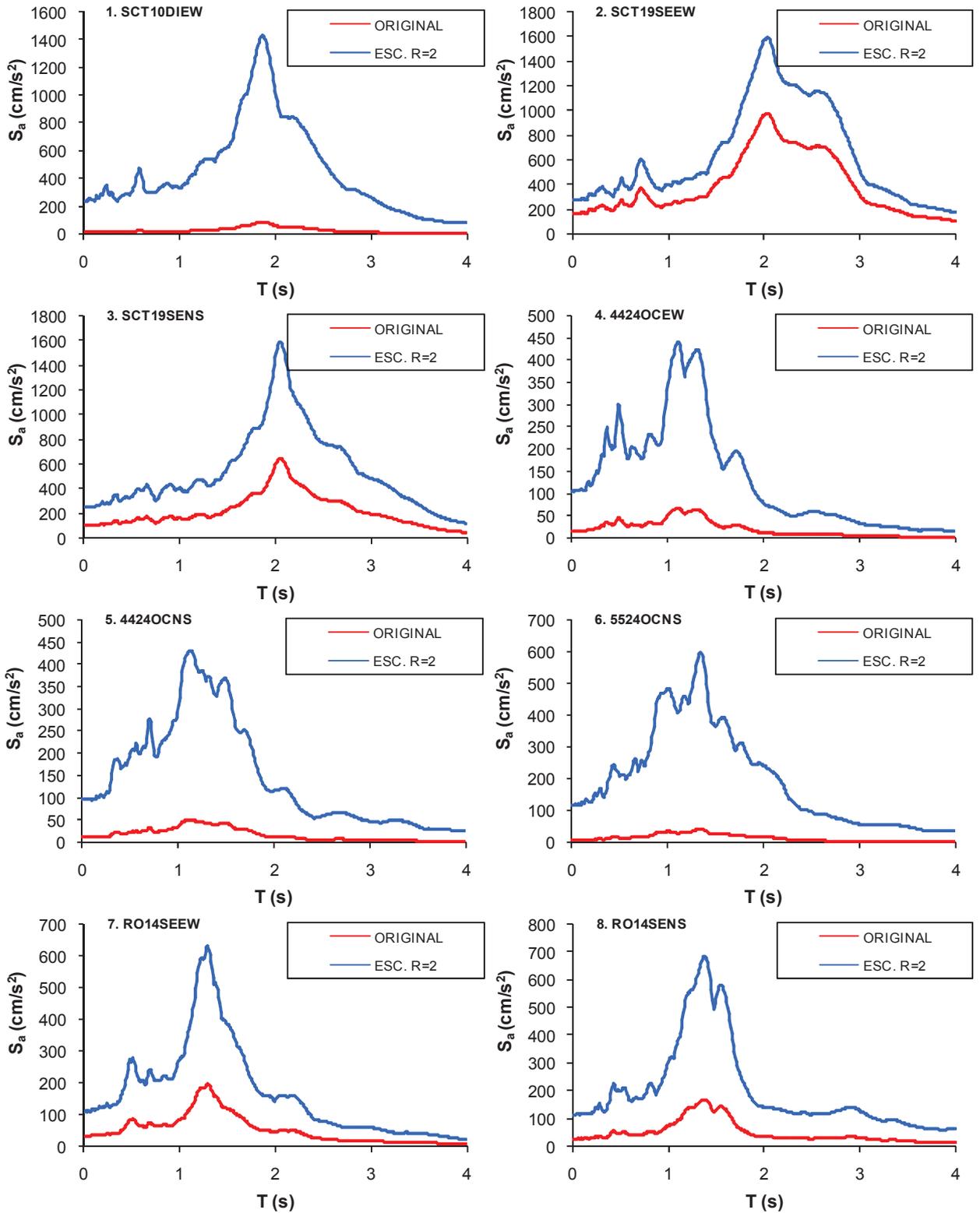


Figura A. 6 Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo C-6NQ4).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

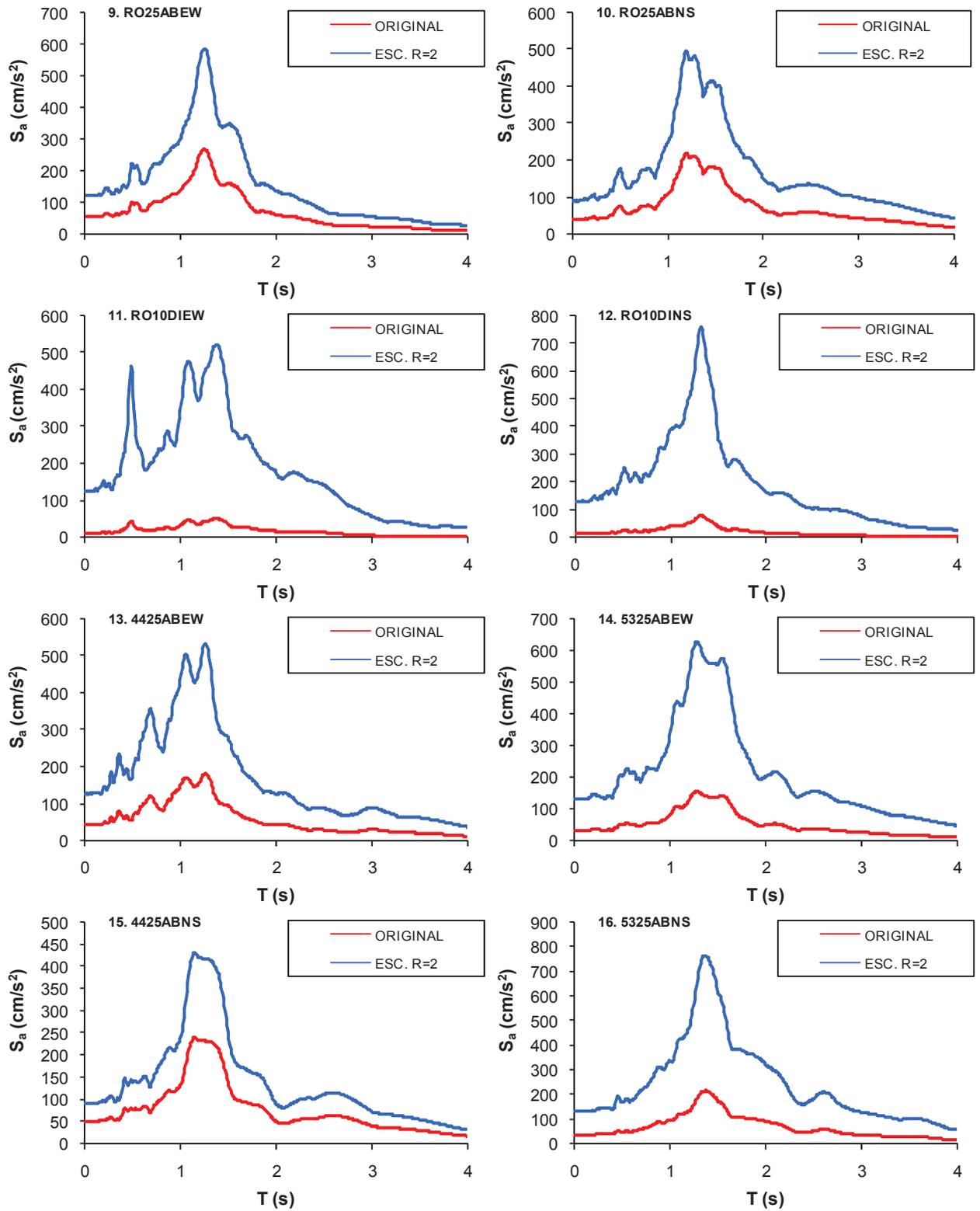


Figura A.6 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar $R=2$ (Modelo C-6NQ4).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

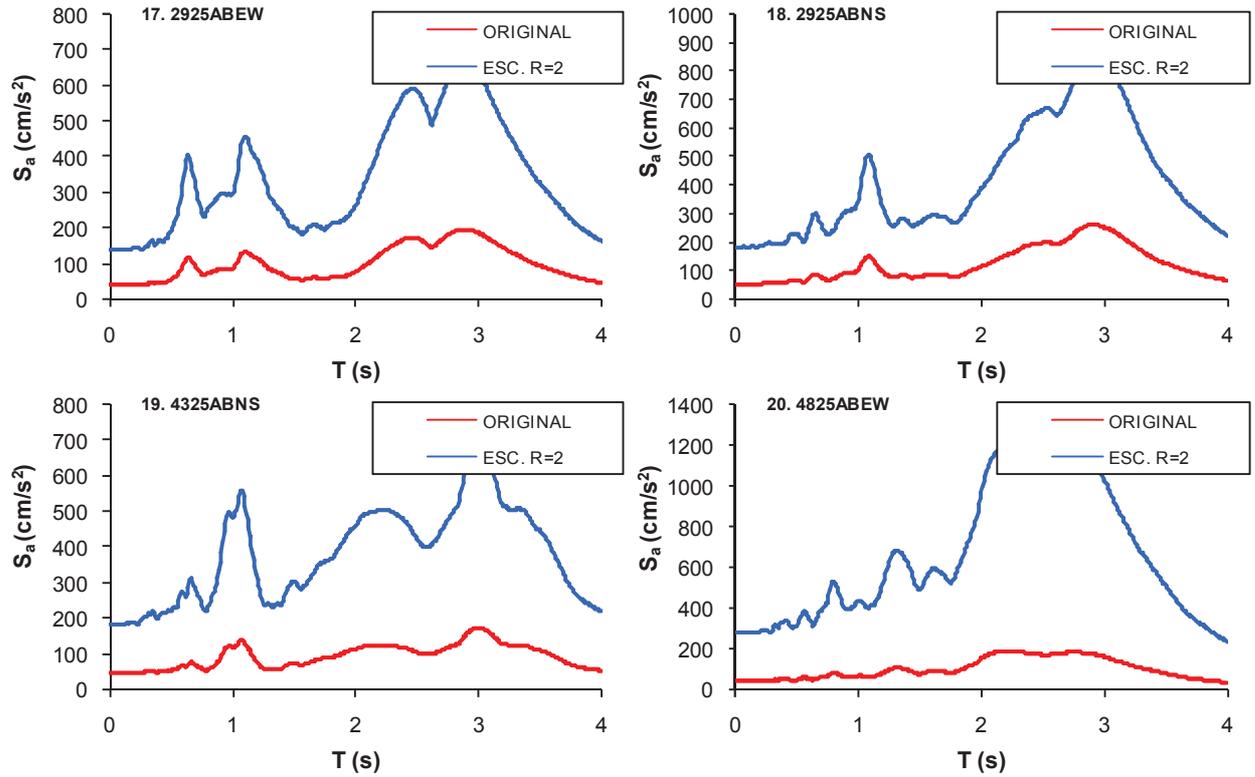


Figura A.6 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar $R=2$ (Modelo C-6NQ4).

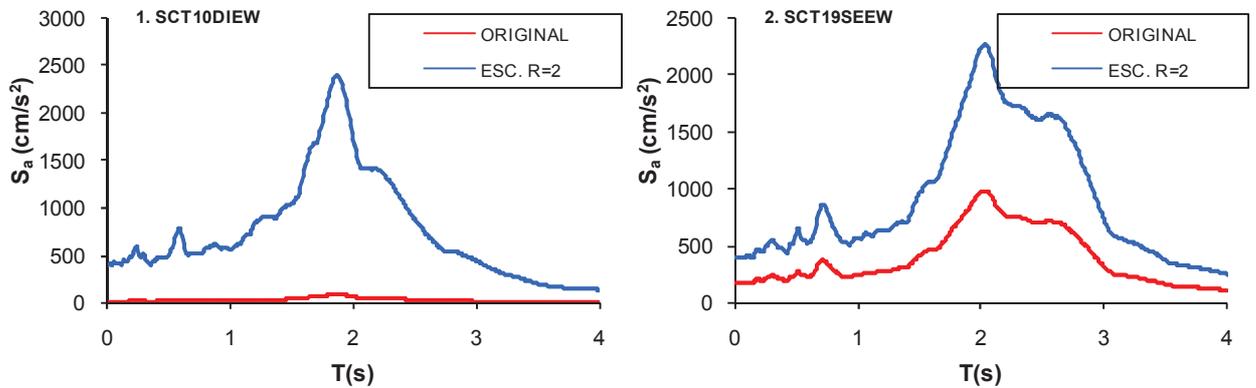


Figura A.7 Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar $R=2$ (Modelo C-8NQ3).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

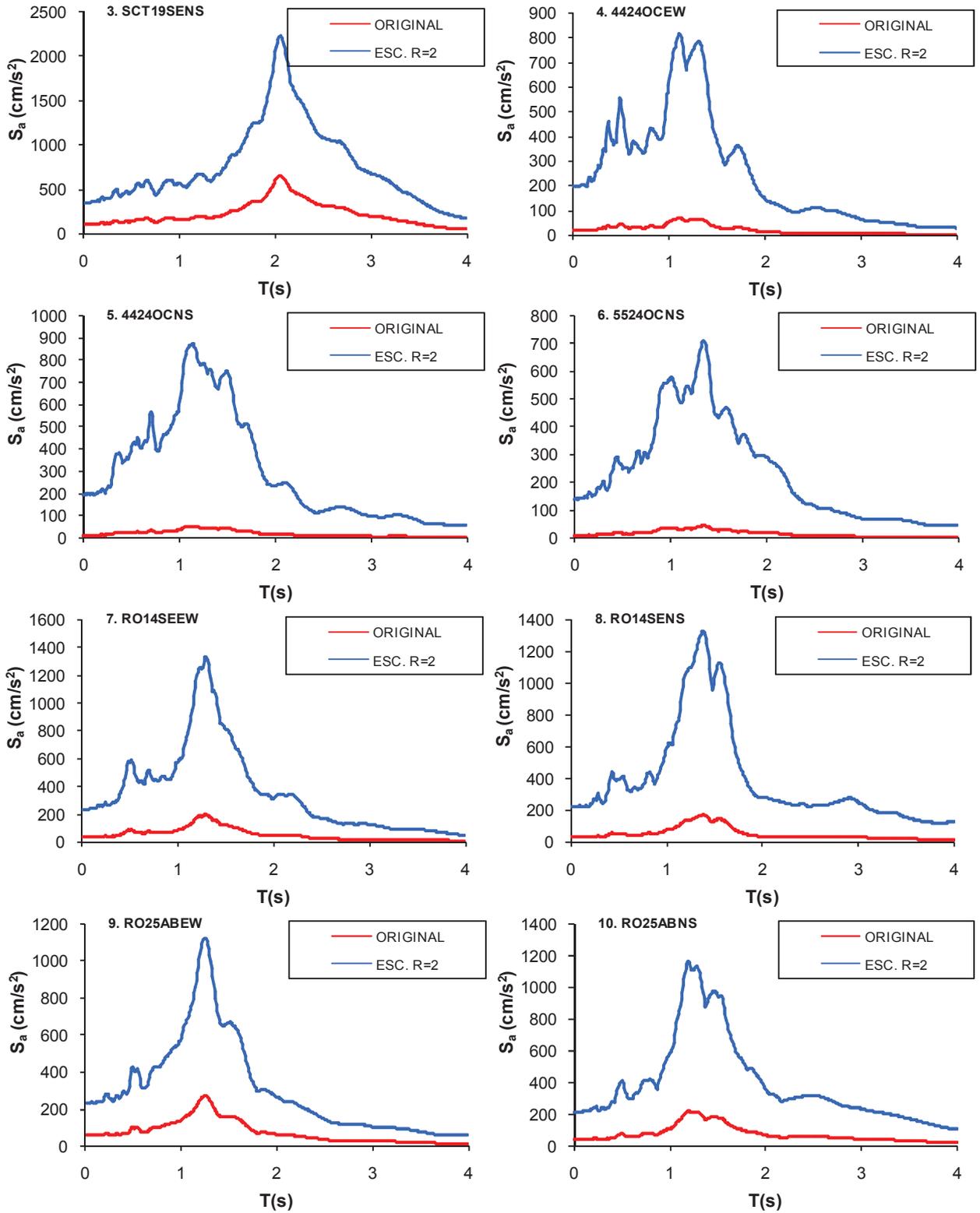


Figura A.7 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar $R=2$ (Modelo C-8NQ3).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

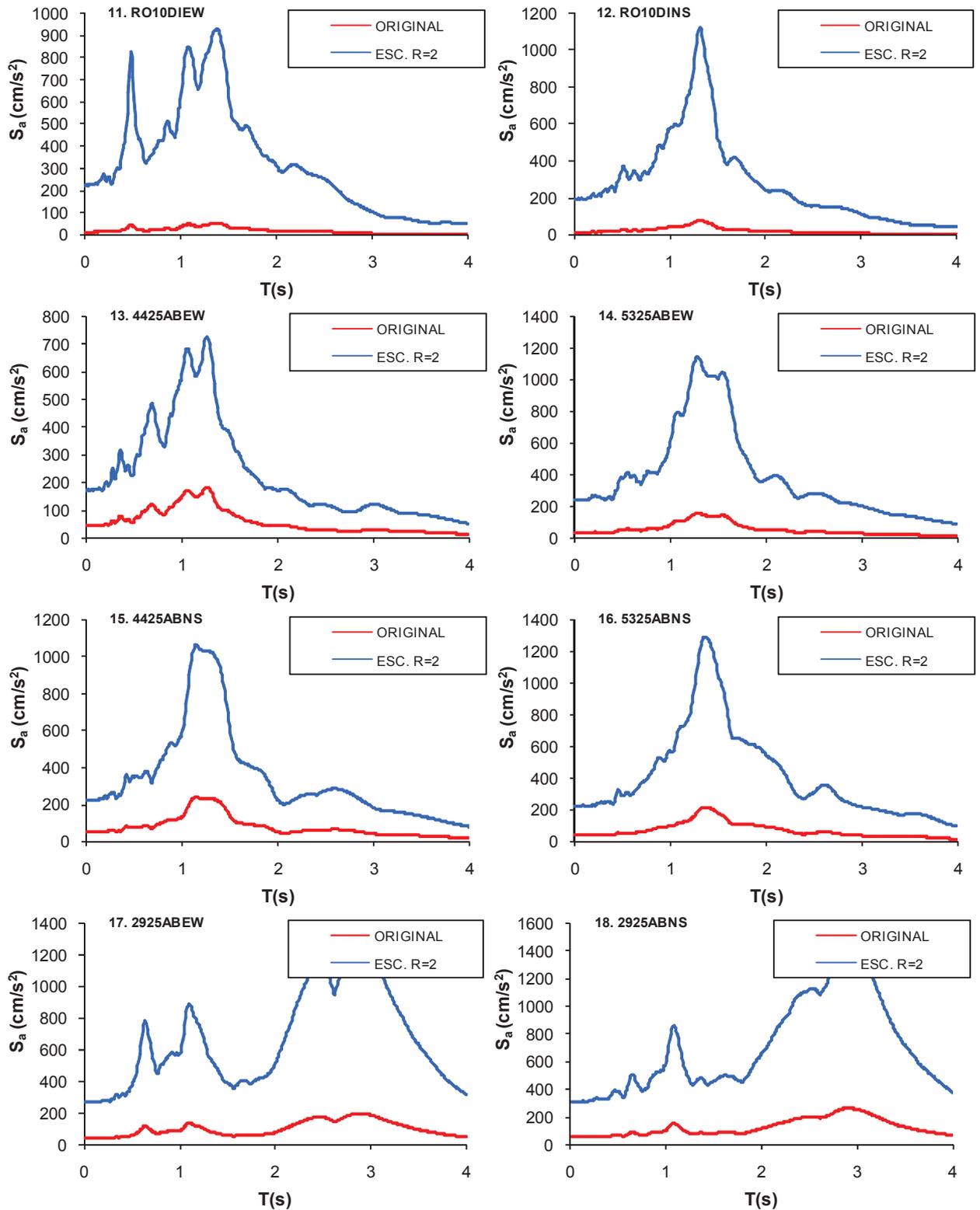


Figura A.7 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar $R=2$ (Modelo C-8NQ3).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

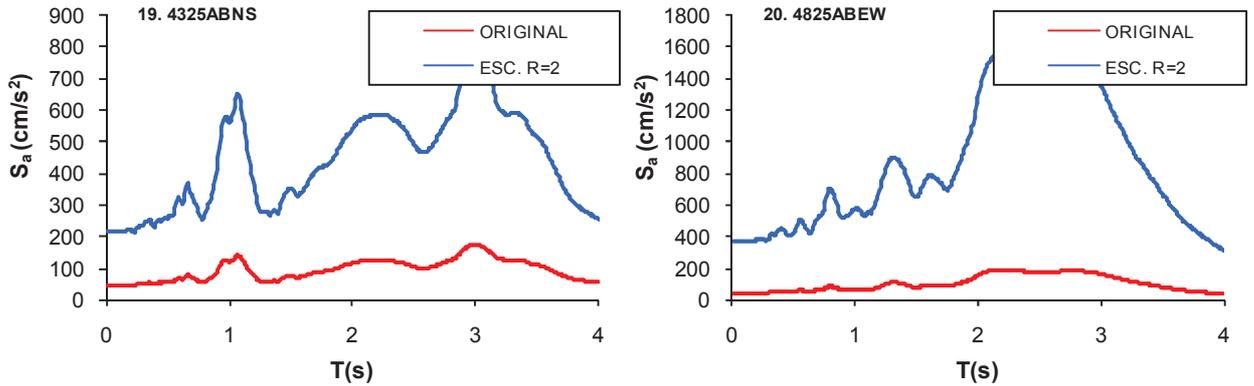


Figura A.7 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo C-8NQ3).

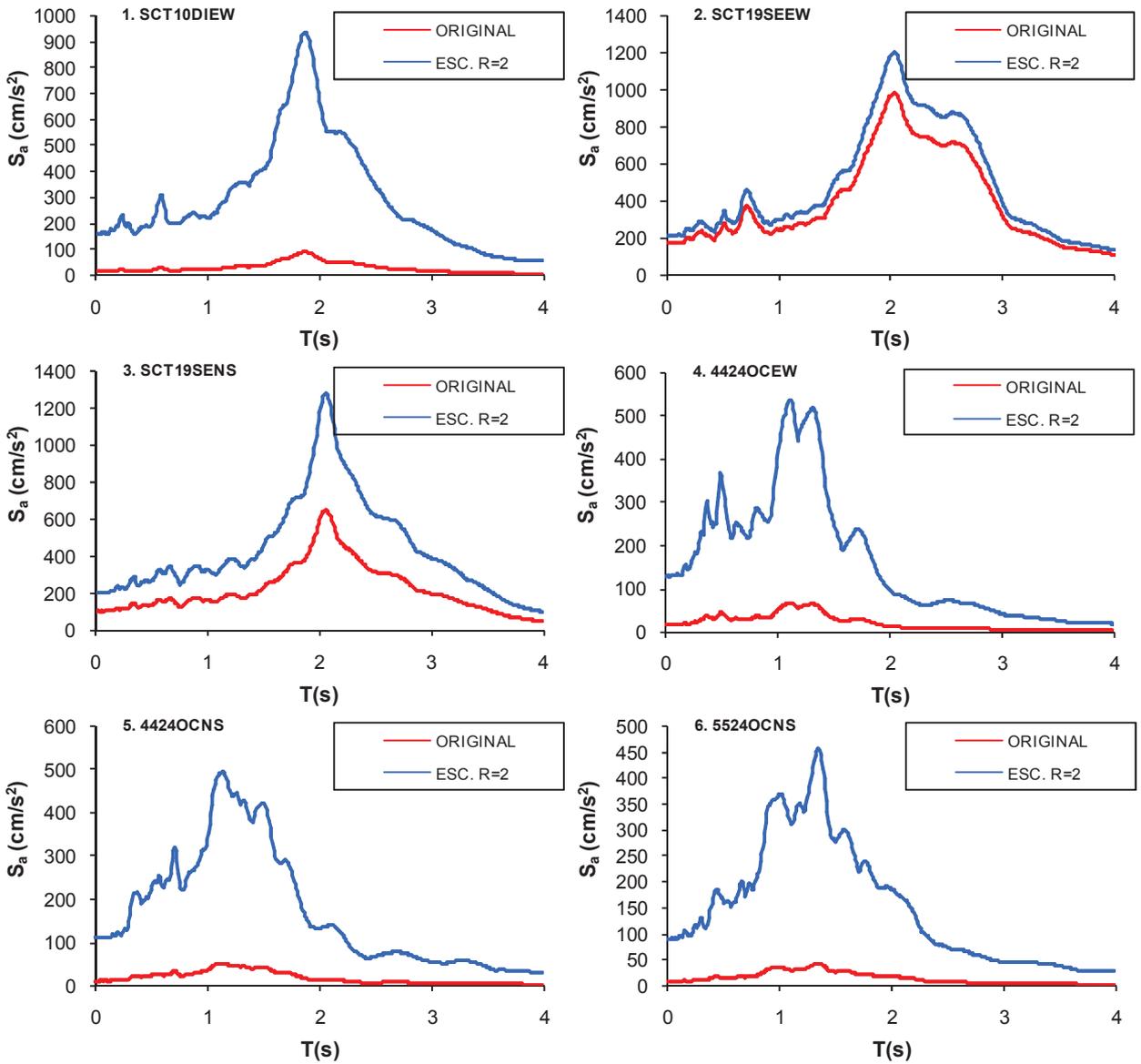


Figura A.8 Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo C-8NQ4).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

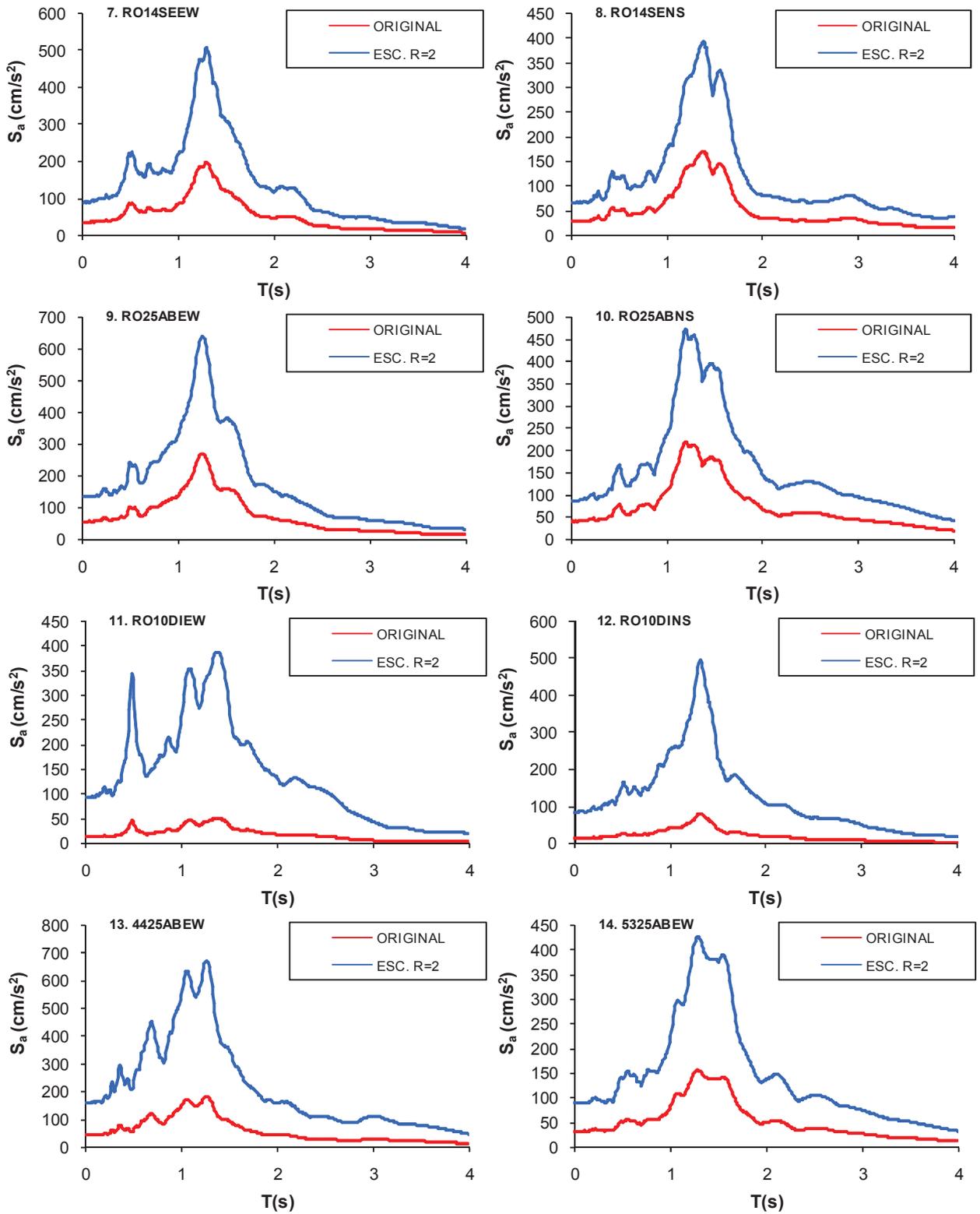


Figura A.8 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo C-

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

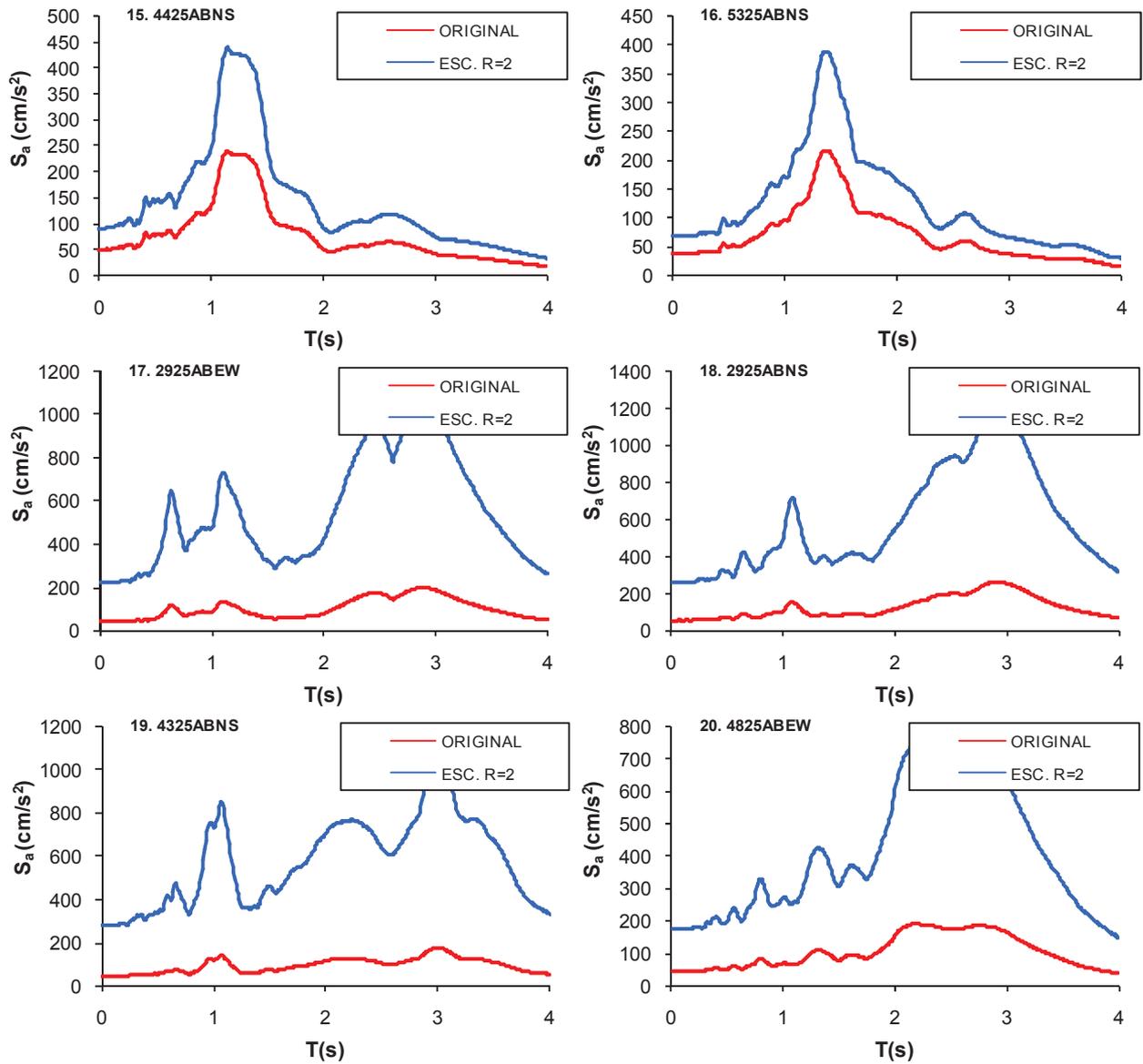


Figura A.8 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo C-8NQ4).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

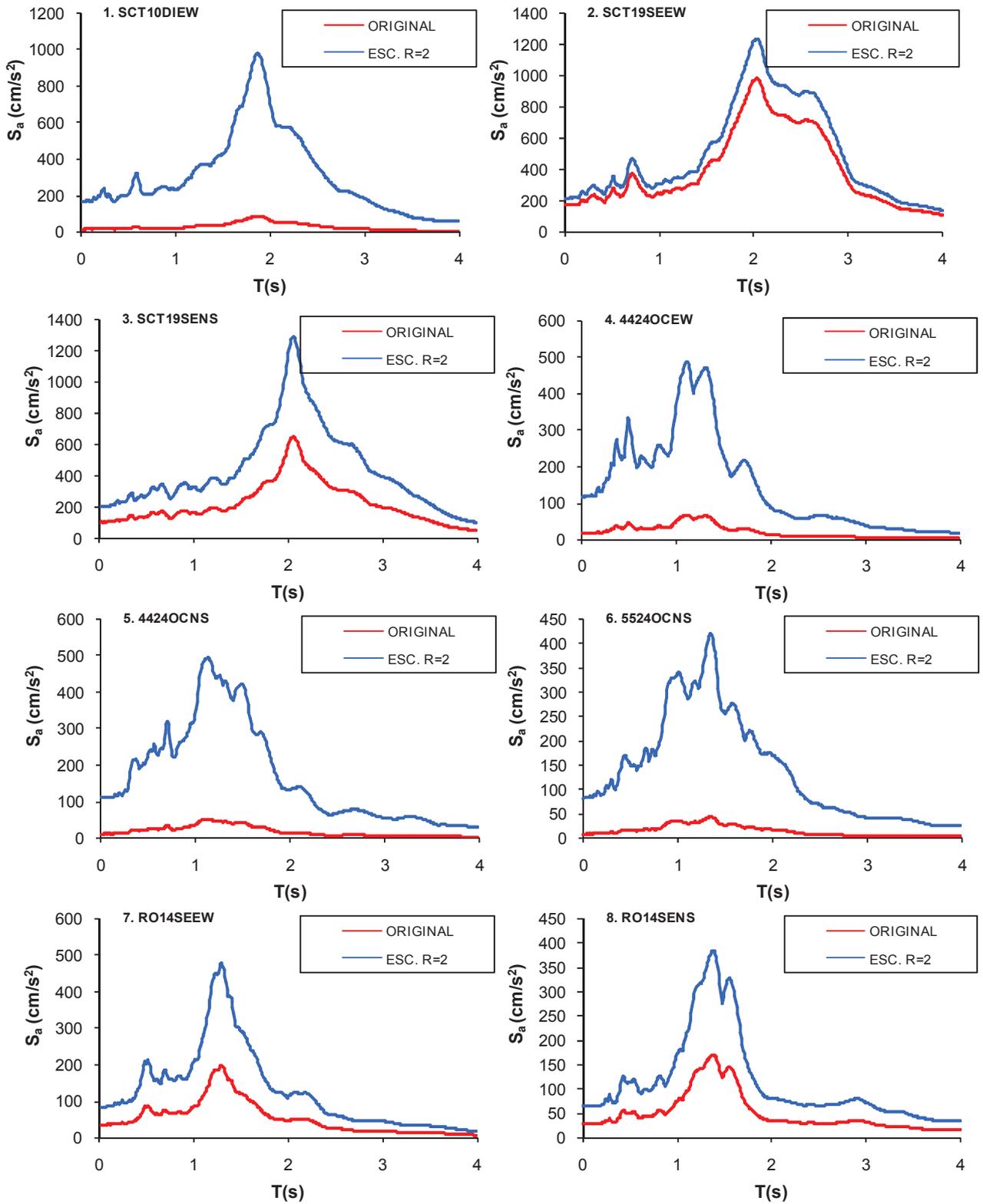


Figura A.9 Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar $R=2$ (Modelo C-10NQ4).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

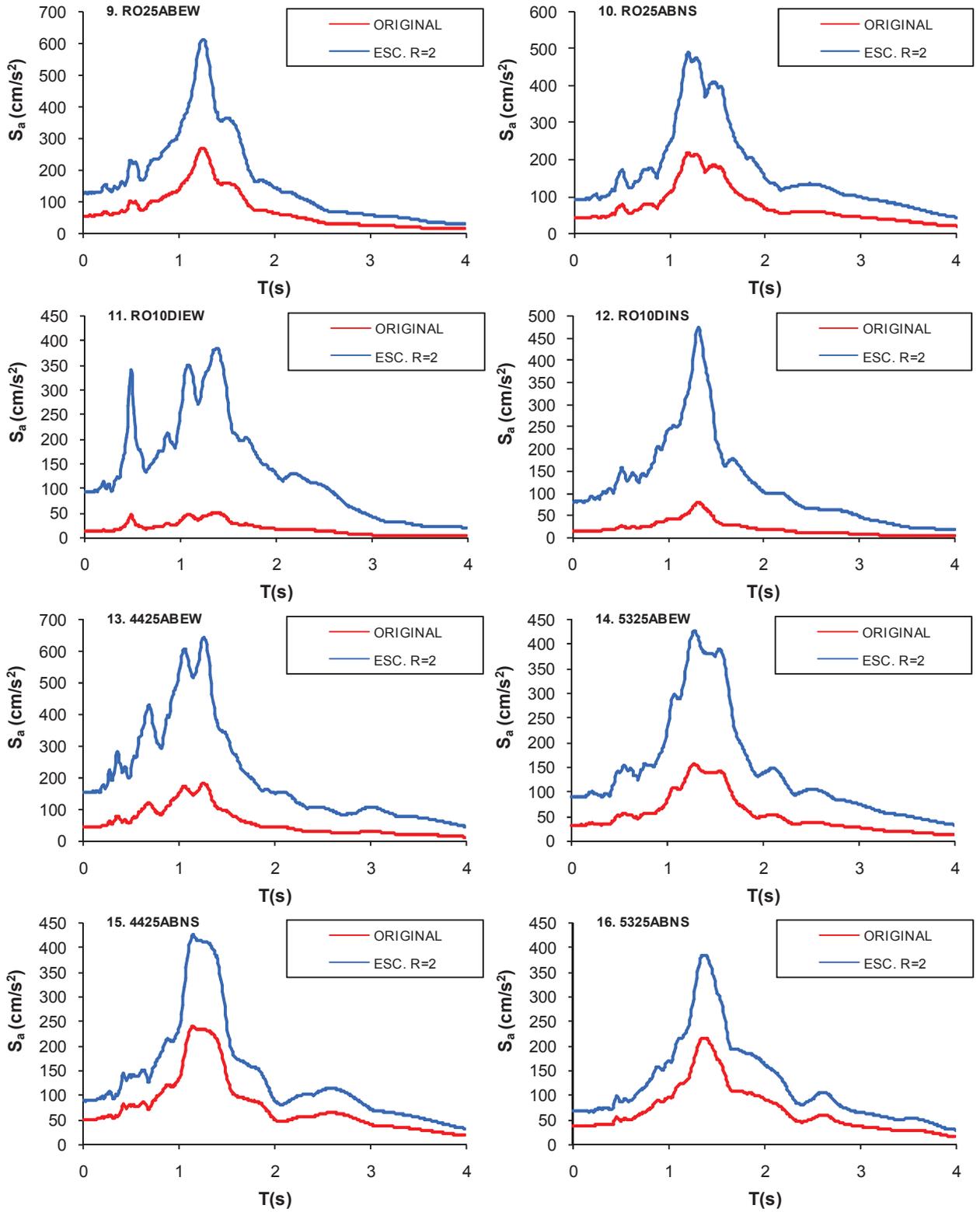


Figura A.9 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar $R=2$ (Modelo C-10NQ4).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

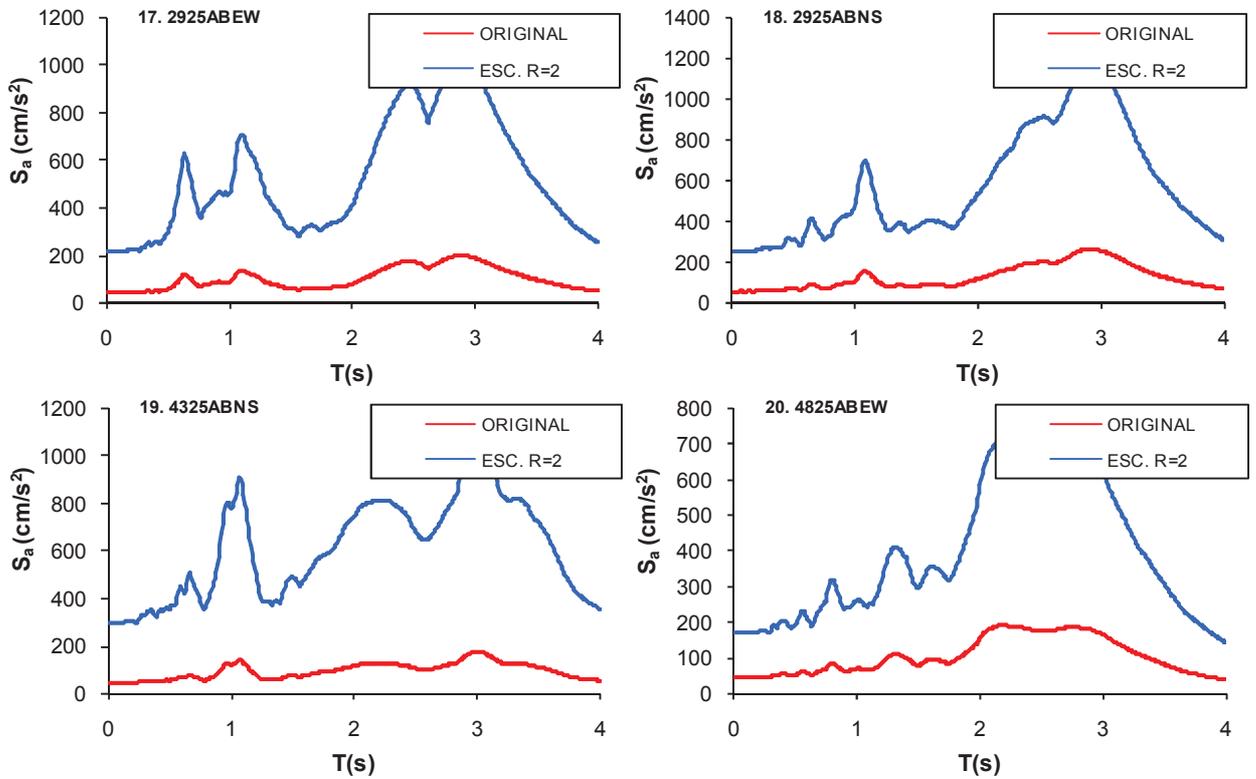


Figura A.9 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo C-10NQ4).

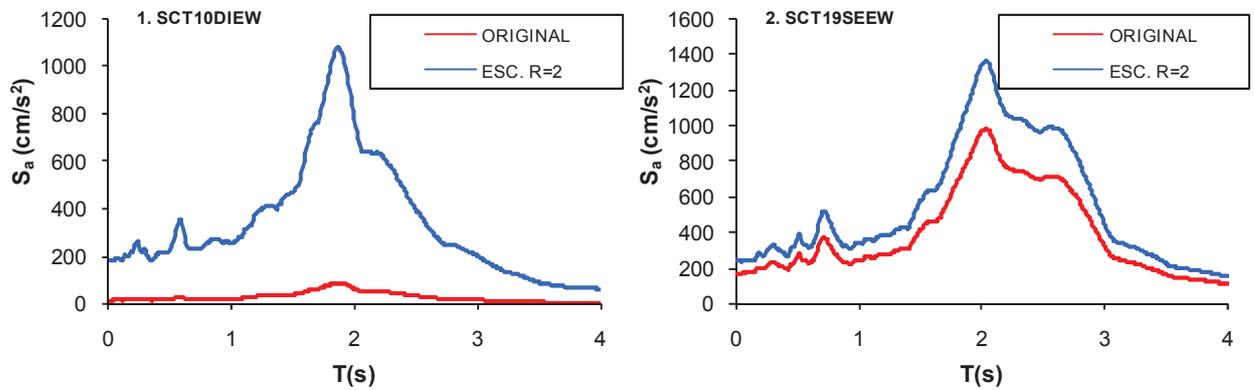


Figura A.10 Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo C-12NQ4).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

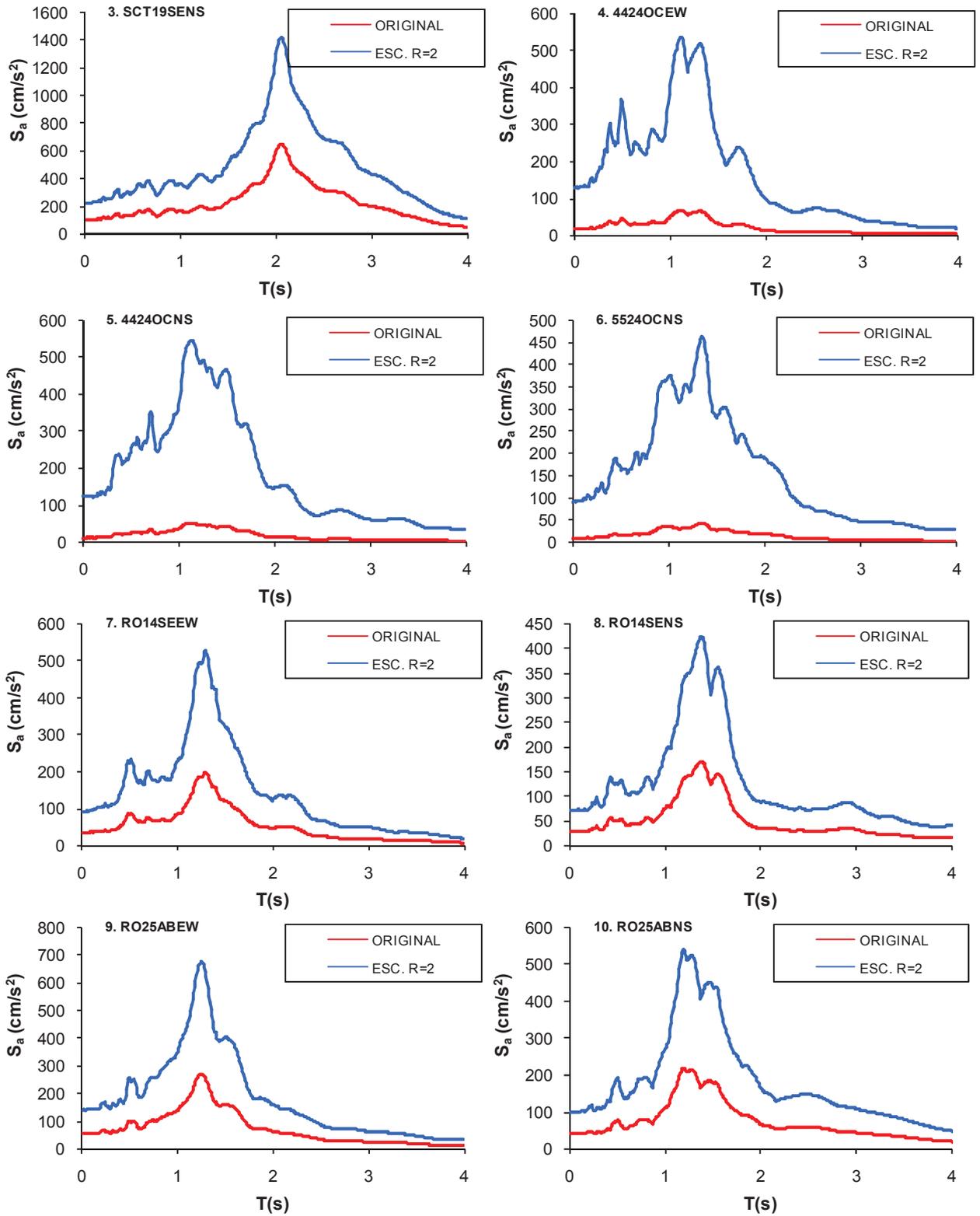


Figura A.10 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo C-12NQ4).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

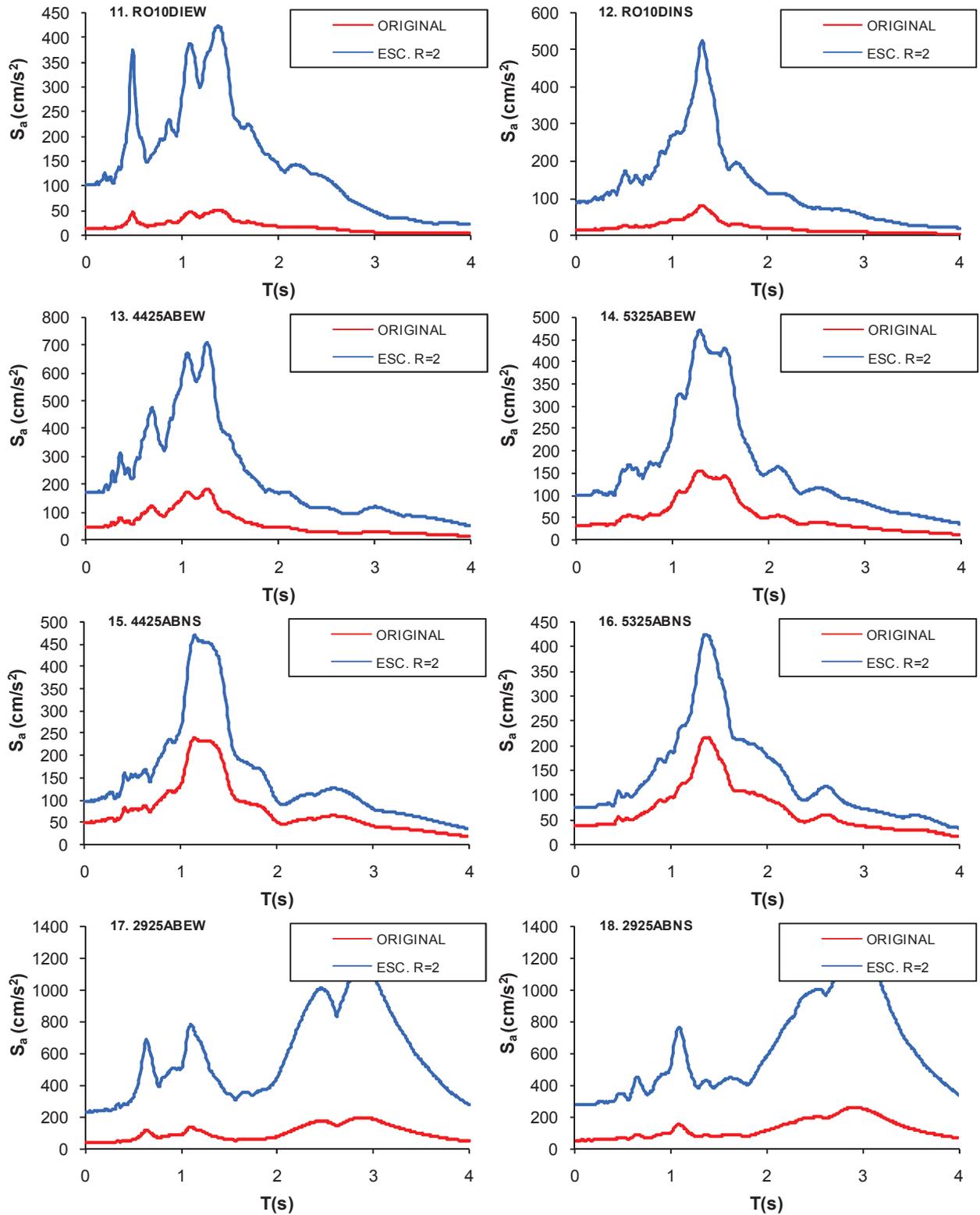


Figura A.10 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo C-12NQ4).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

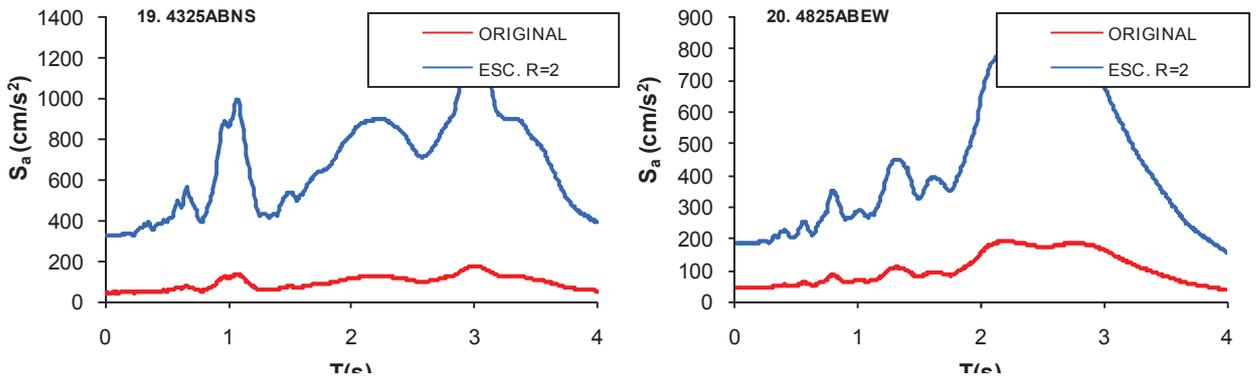


Figura A.10 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo C-12NQ4).

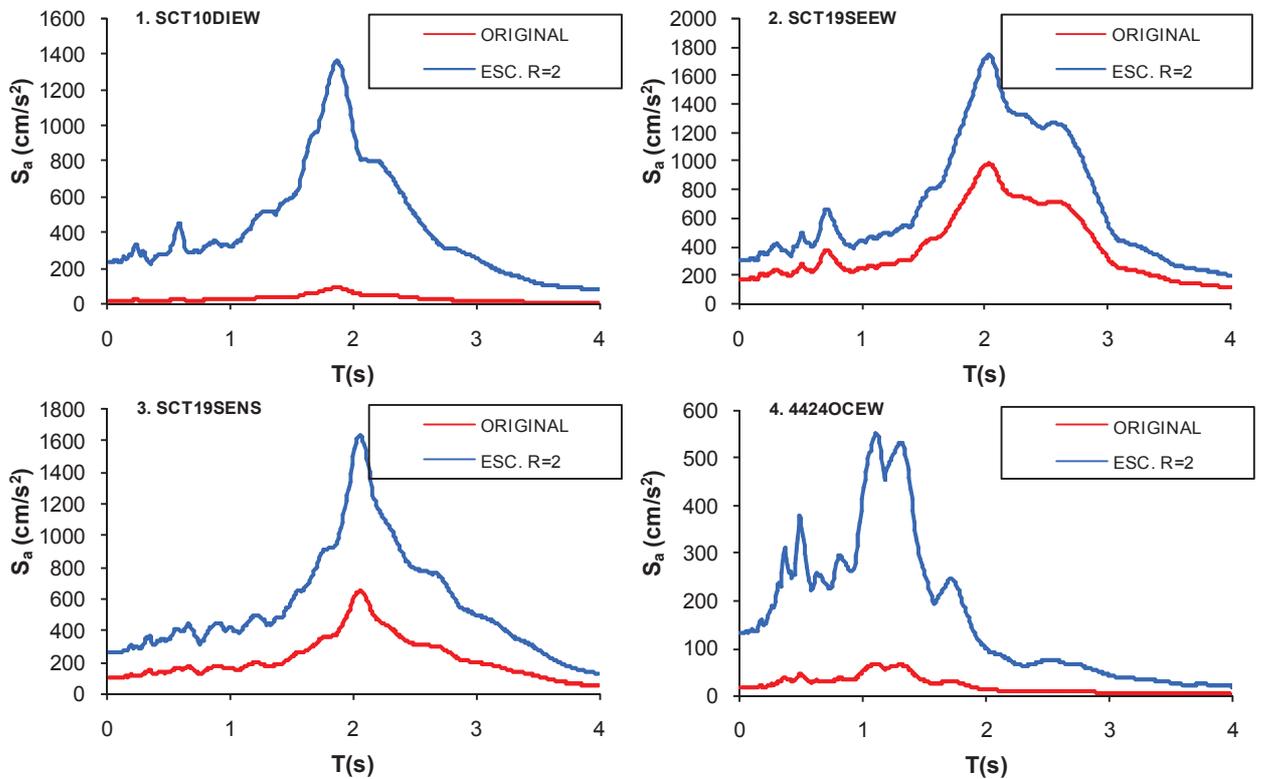


Figura A.11 Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar R=2 (Modelo C-16NQ3).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

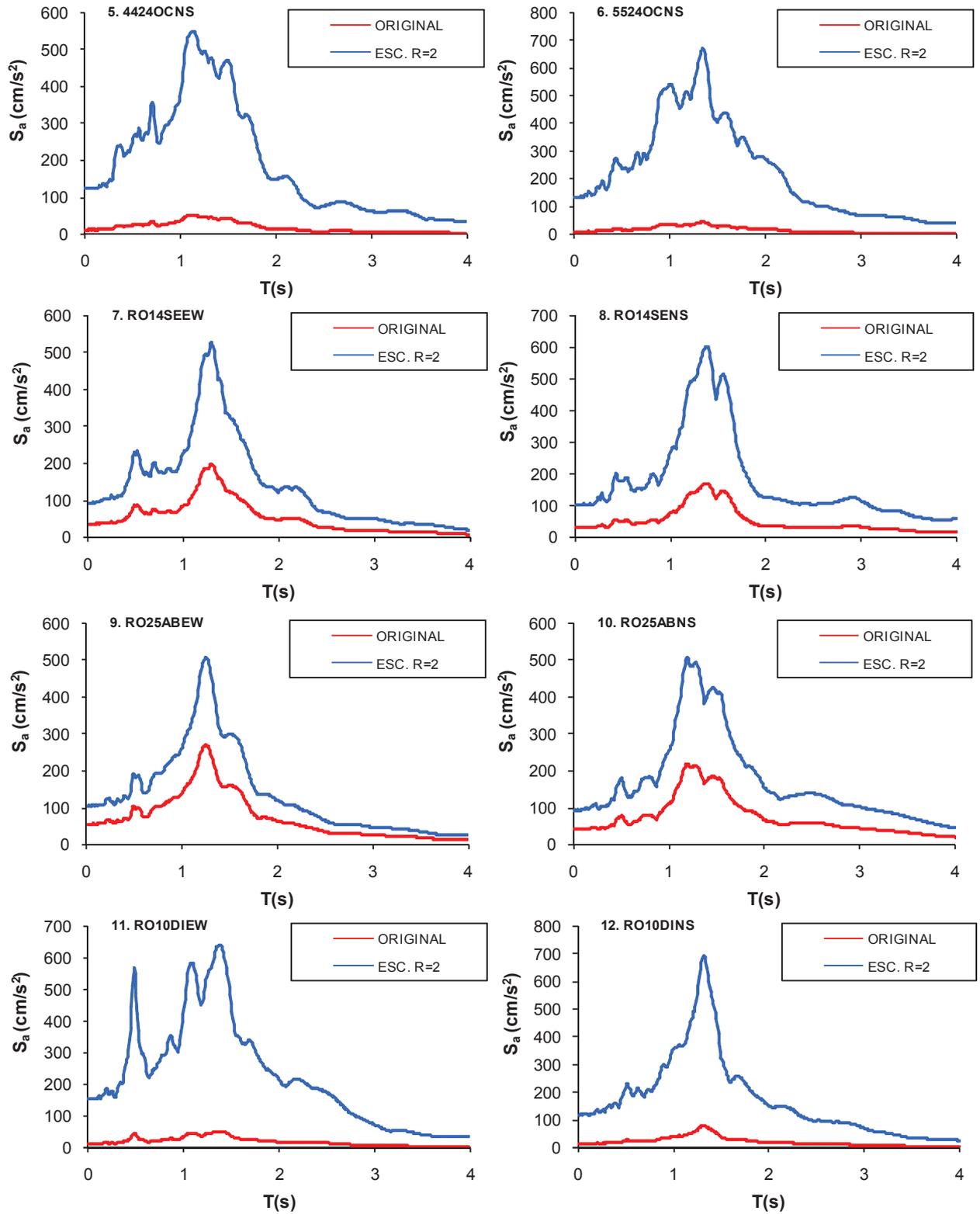


Figura A.11 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar $R=2$ (Modelo C-16NQ3).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

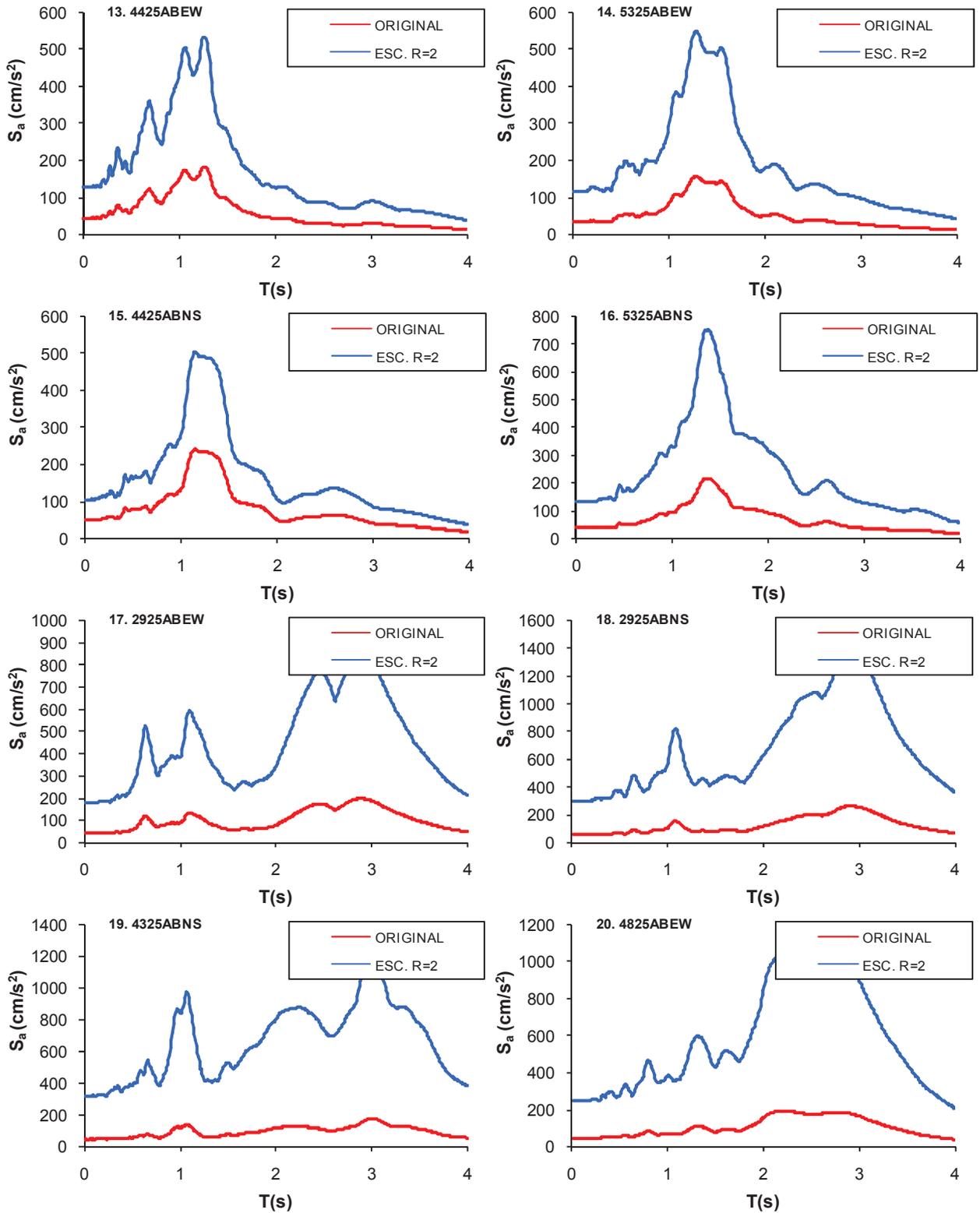


Figura A.11 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar $R=2$

(Modelo C-16NQ3).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

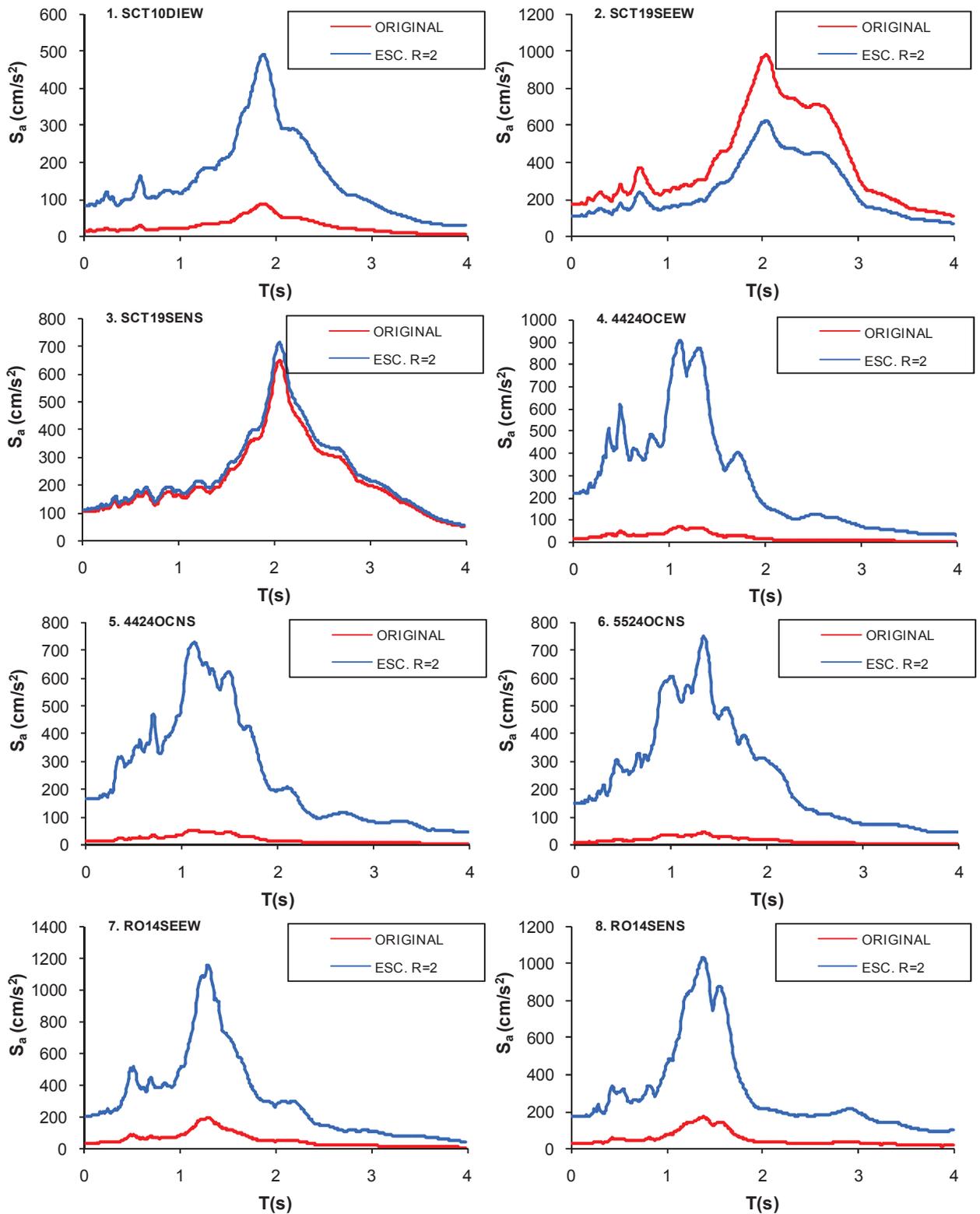


Figura A.12 Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar $R=2$ (Modelo C-16N4).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

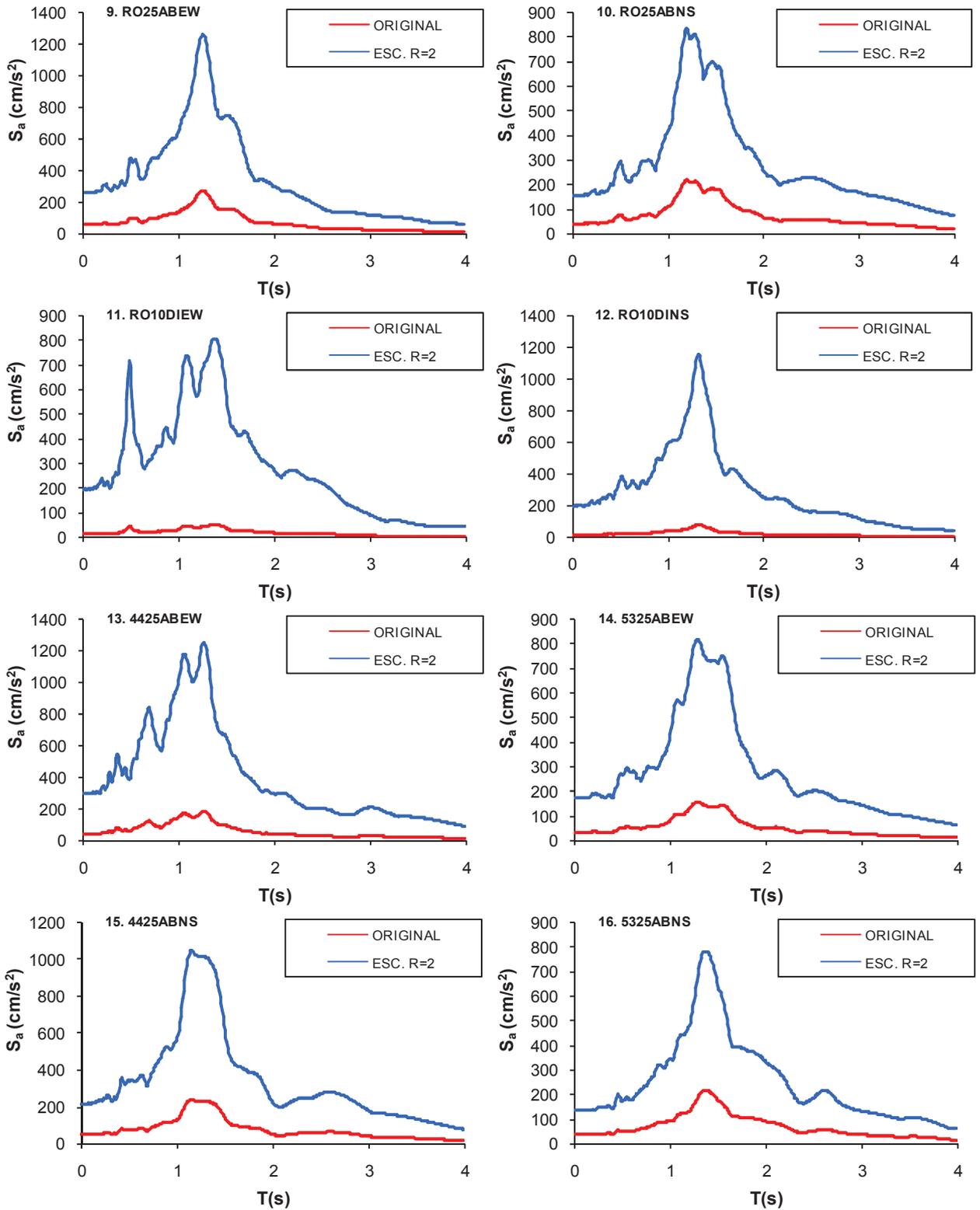


Figura A.12 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar $R=2$
(Modelo C-16NQ4).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

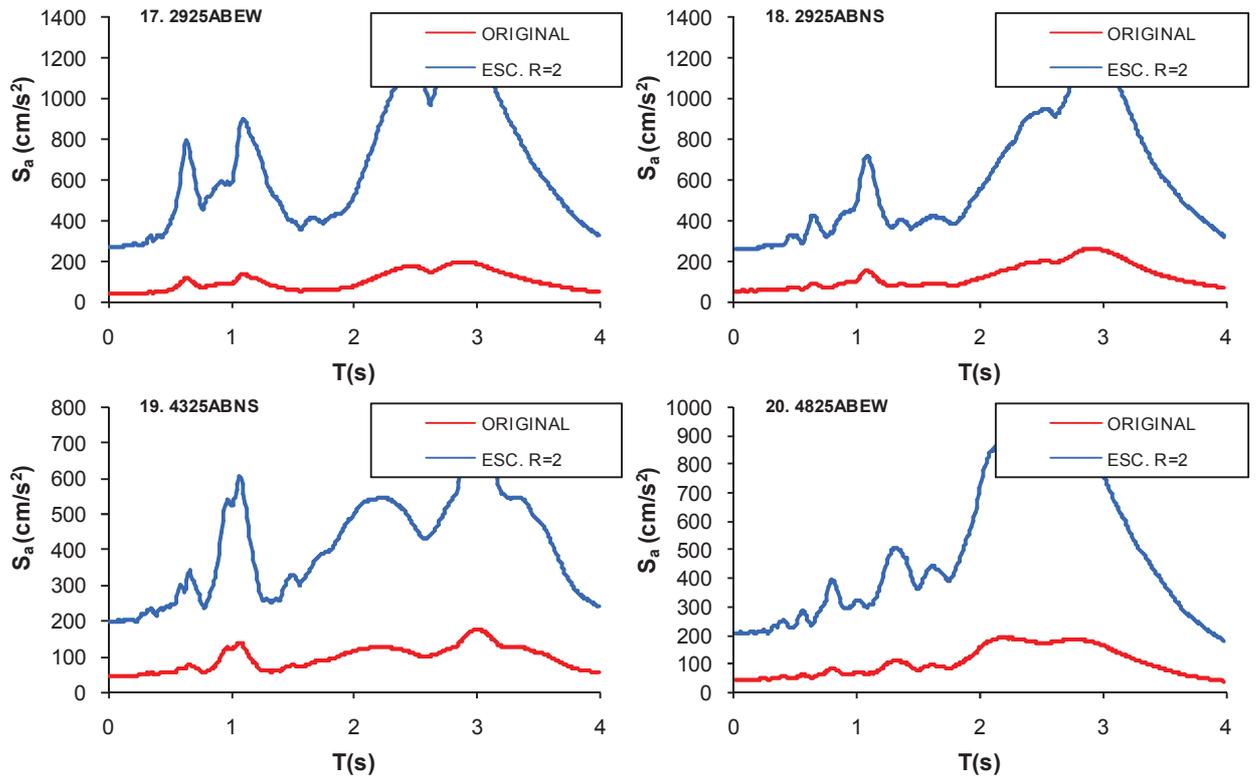


Figura A.12 (Continuación) Espectros de respuesta de aceleración escalados para alcanzar $R=2$ (Modelo C-16NQ4).

ACELEROGRAMAS ESCALADOS

A continuación se presentan algunos acelerogramas escalados para que cada uno de los modelos considerados alcanzaran un valor de $R=2$.

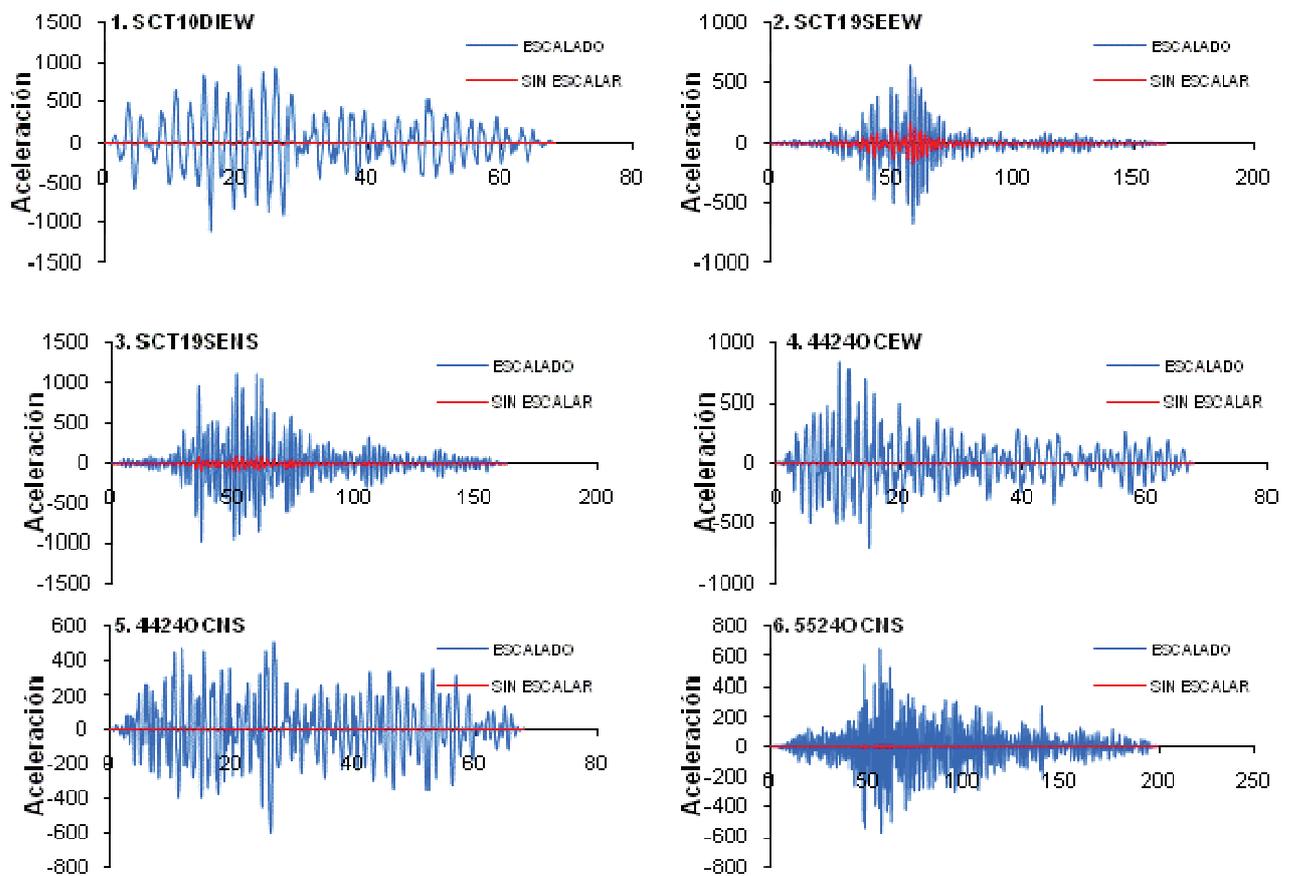


Figura B.1 Historias de aceleración escaladas para alcanzar $R=2$, Modelo A-4N. (Aceleración en cm/s^2).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

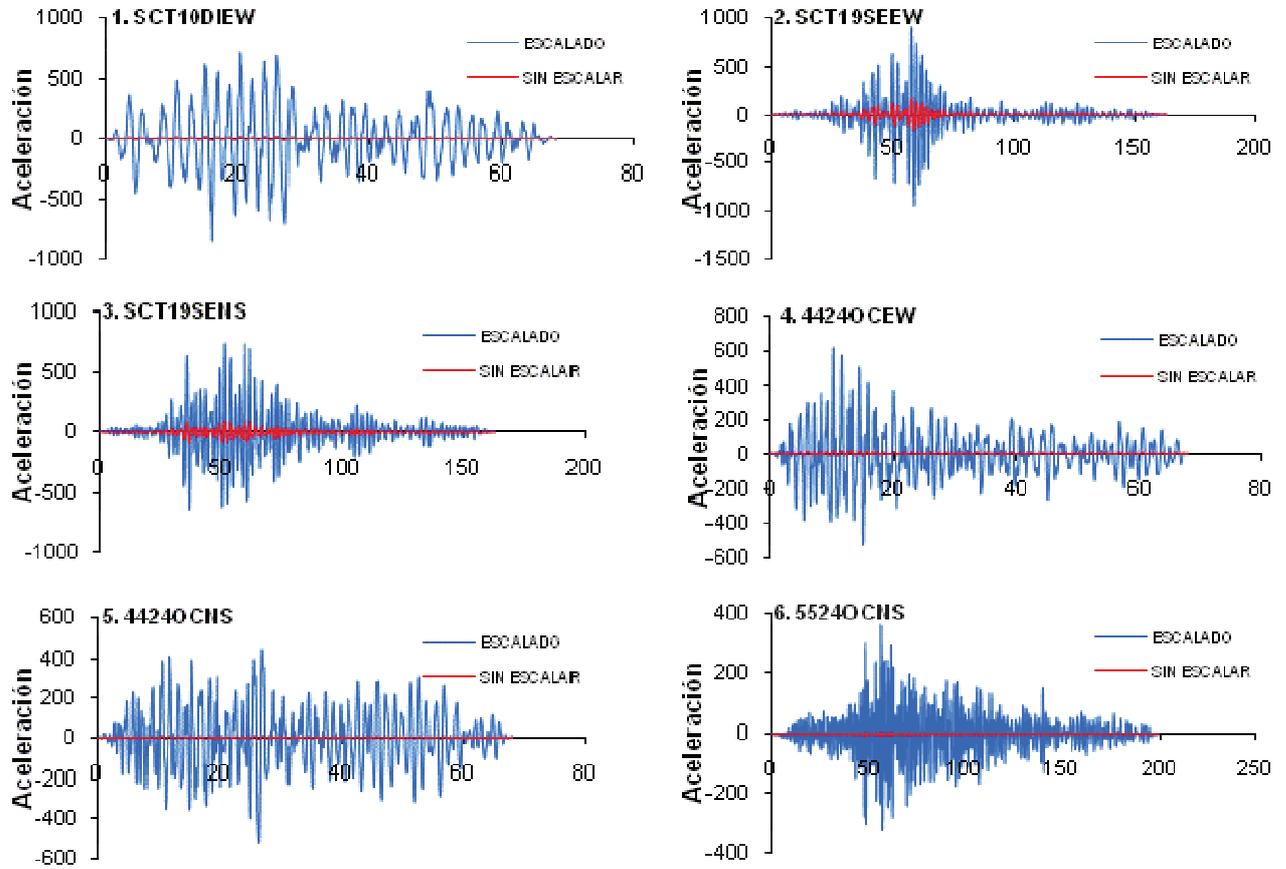


Figura B.2 Historias de aceleración escaladas para alcanzar R=2, Modelo A-6N. (Aceleración en cm/s²).

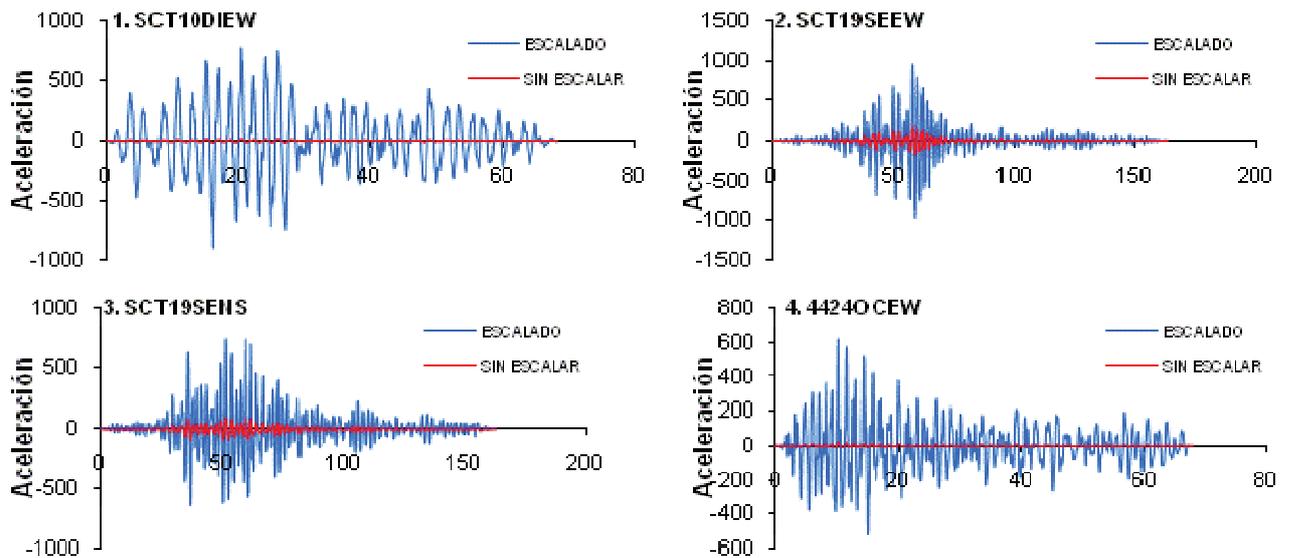


Figura B.3 Historias de aceleración escaladas para alcanzar R=2, Modelo A-8N. (Aceleración en cm/s²).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

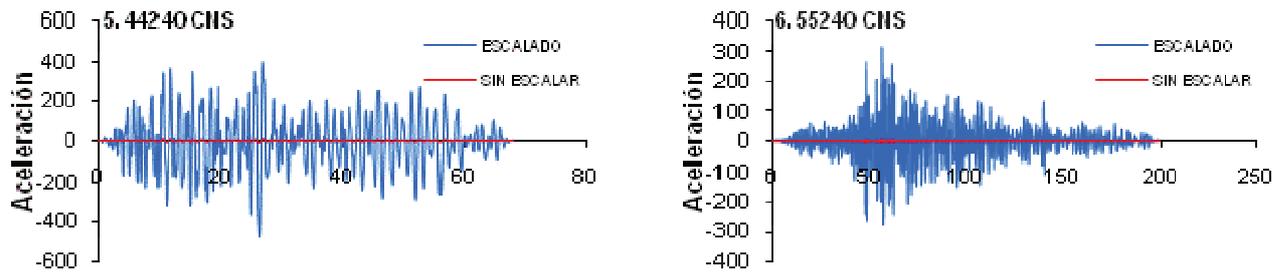


Figura B.3 (Continuación) Historias de aceleración escaladas para alcanzar R=2, Modelo A-8N. (Aceleración en cm/s^2).

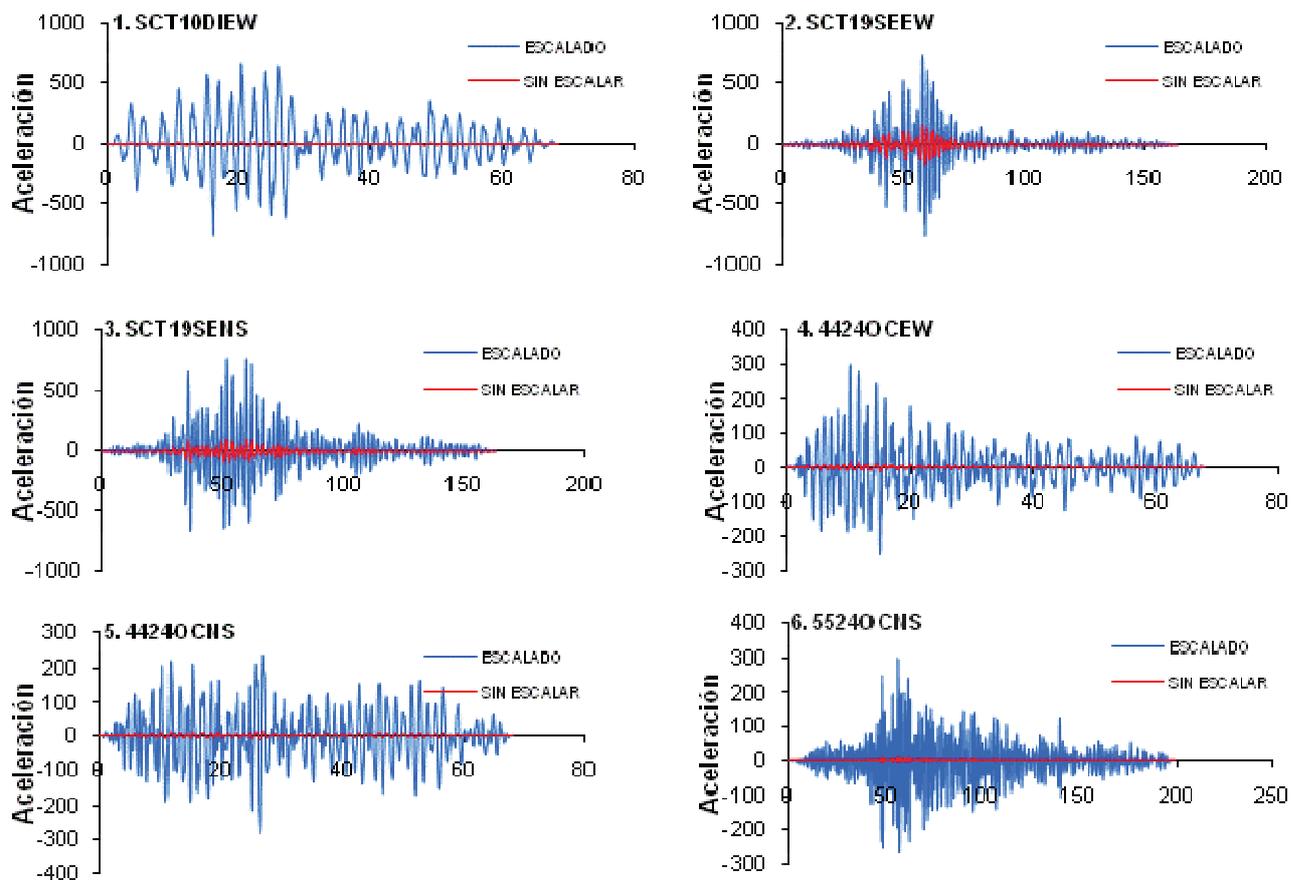


Figura B.4 Historias de aceleración escaladas para alcanzar R=2, Modelo A-10N. (Aceleración en cm/s^2).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

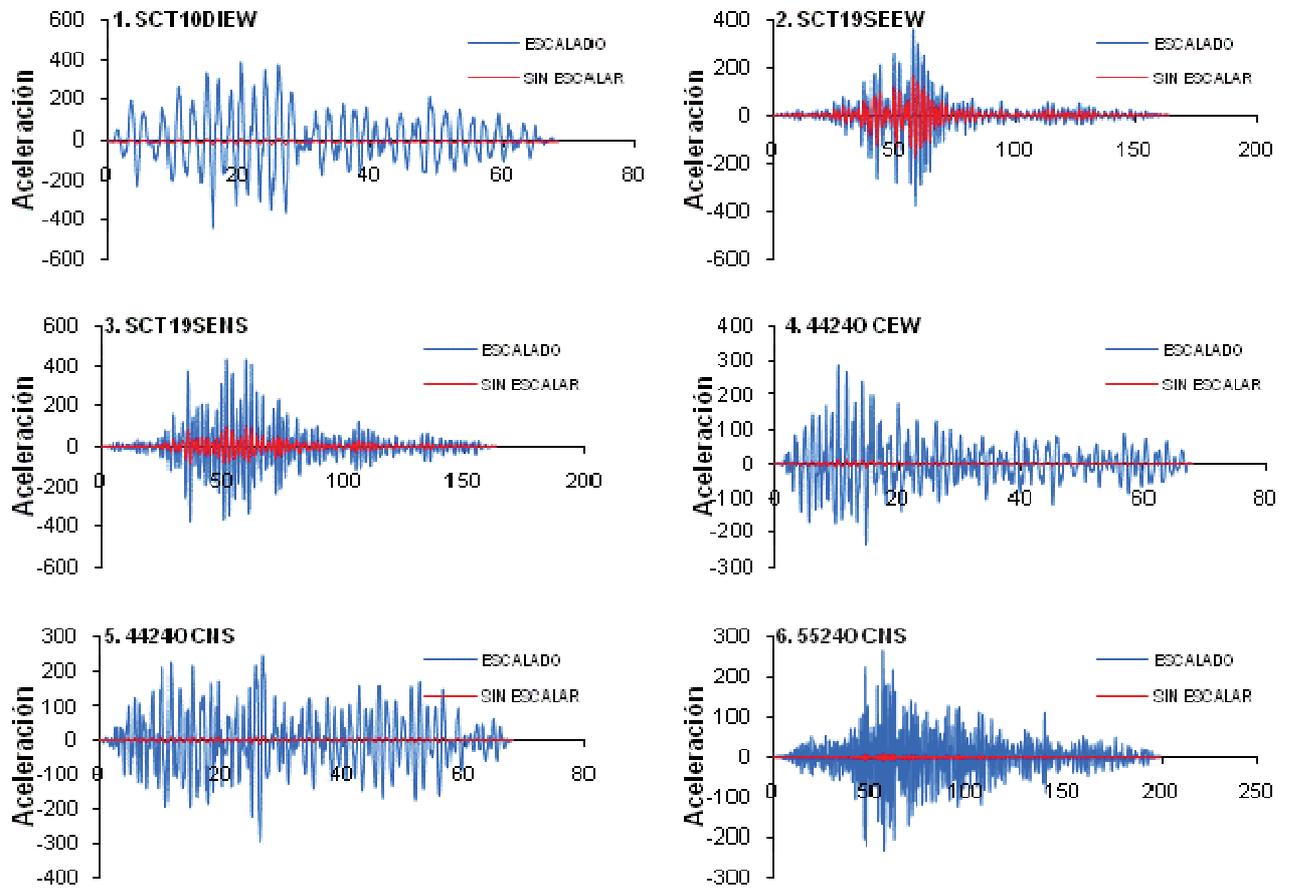


Figura B.5 Historias de aceleración escaladas para alcanzar R=2, Modelo C-4NQ4. (Aceleración en cm/s²).

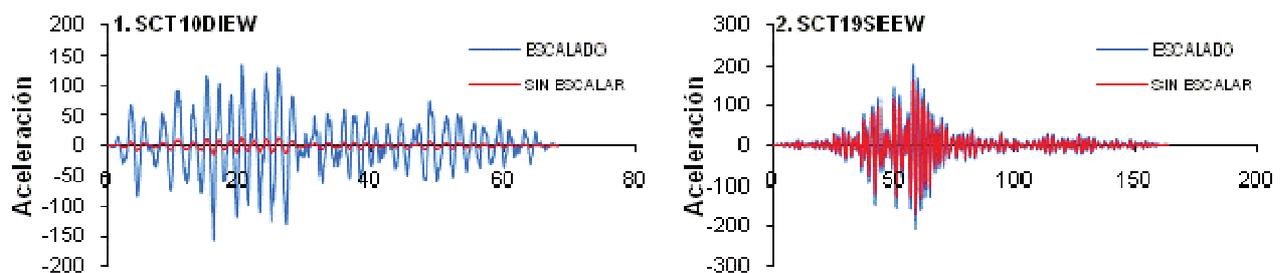


Figura B.6 Historias de aceleración escaladas para alcanzar R=2, Modelo C-8NQ4. (Aceleración en cm/s²).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

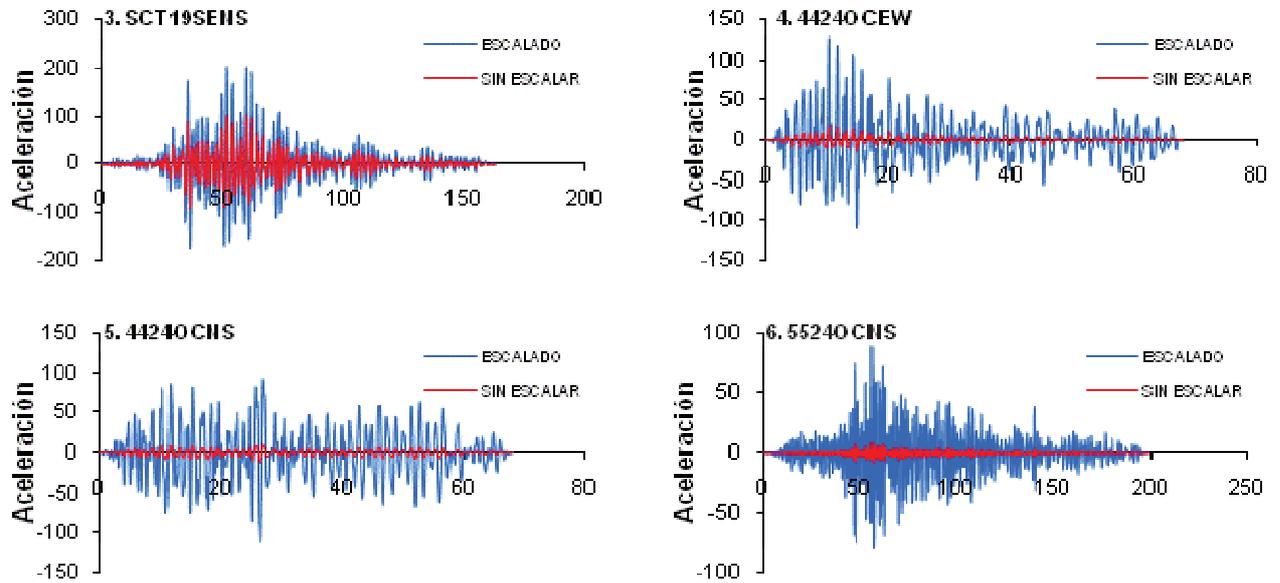


Figura B.6 (Continuación) Historias de aceleración escaladas para alcanzar R=2, Modelo C-8NQ4. (Aceleración en cm/s^2).

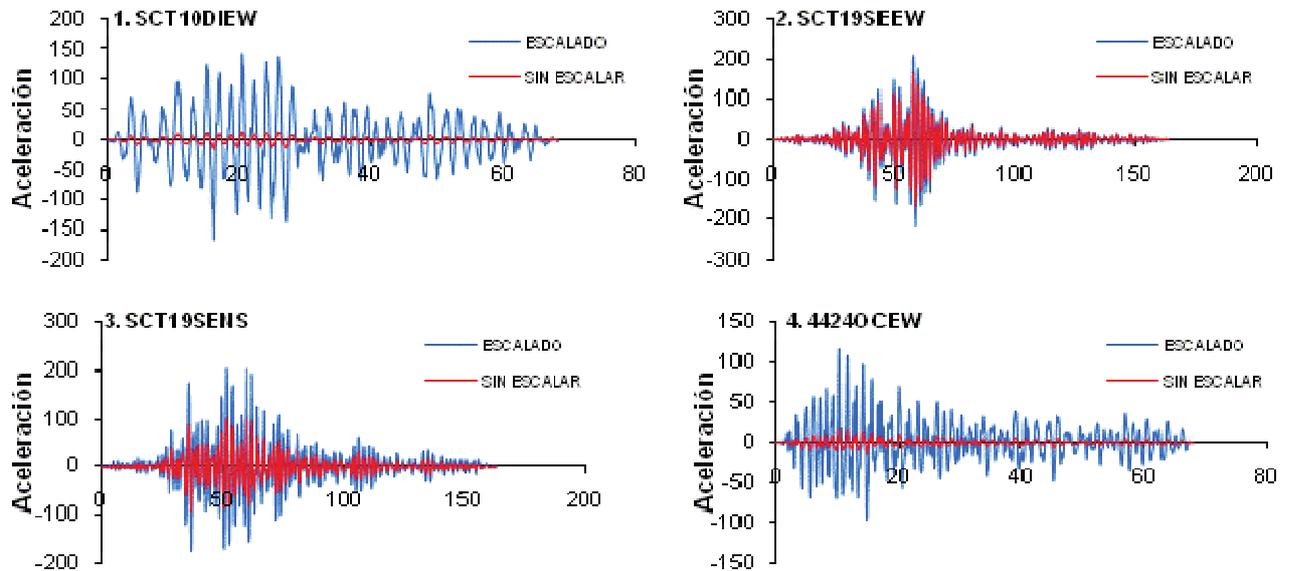


Figura B.7 Historias de aceleración escaladas para alcanzar R=2, Modelo C-10NQ4. (Aceleración en cm/s^2).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

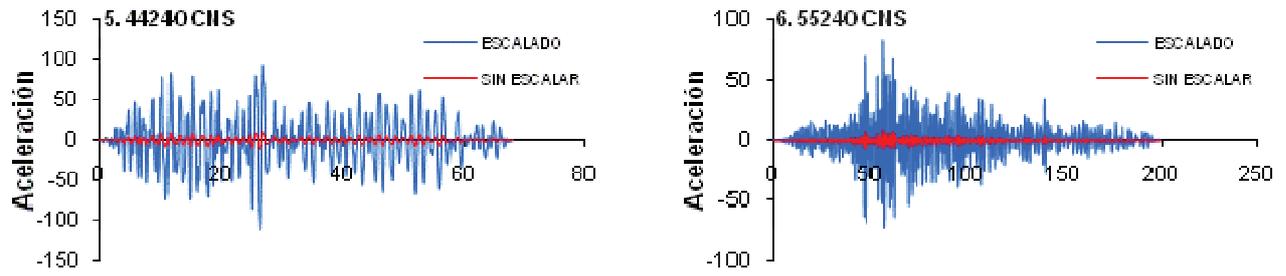


Figura B.7 (Continuación) Historias de aceleración escaladas para alcanzar R=2, Modelo C-10NQ4. (Aceleración en cm/s^2).

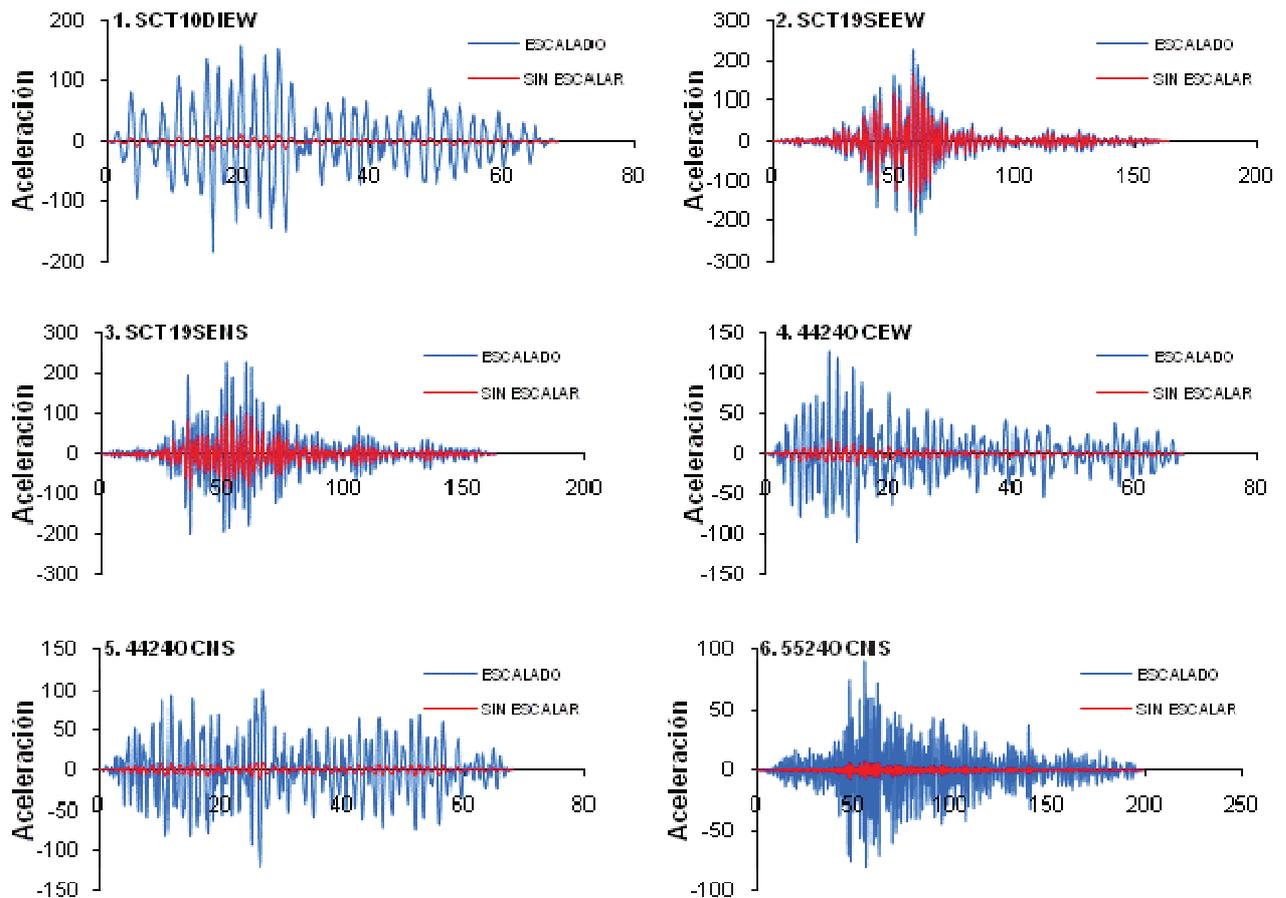


Figura B.8 Historias de aceleración escaladas para alcanzar R=2, Modelo C-12NQ4. (Aceleración en cm/s^2).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

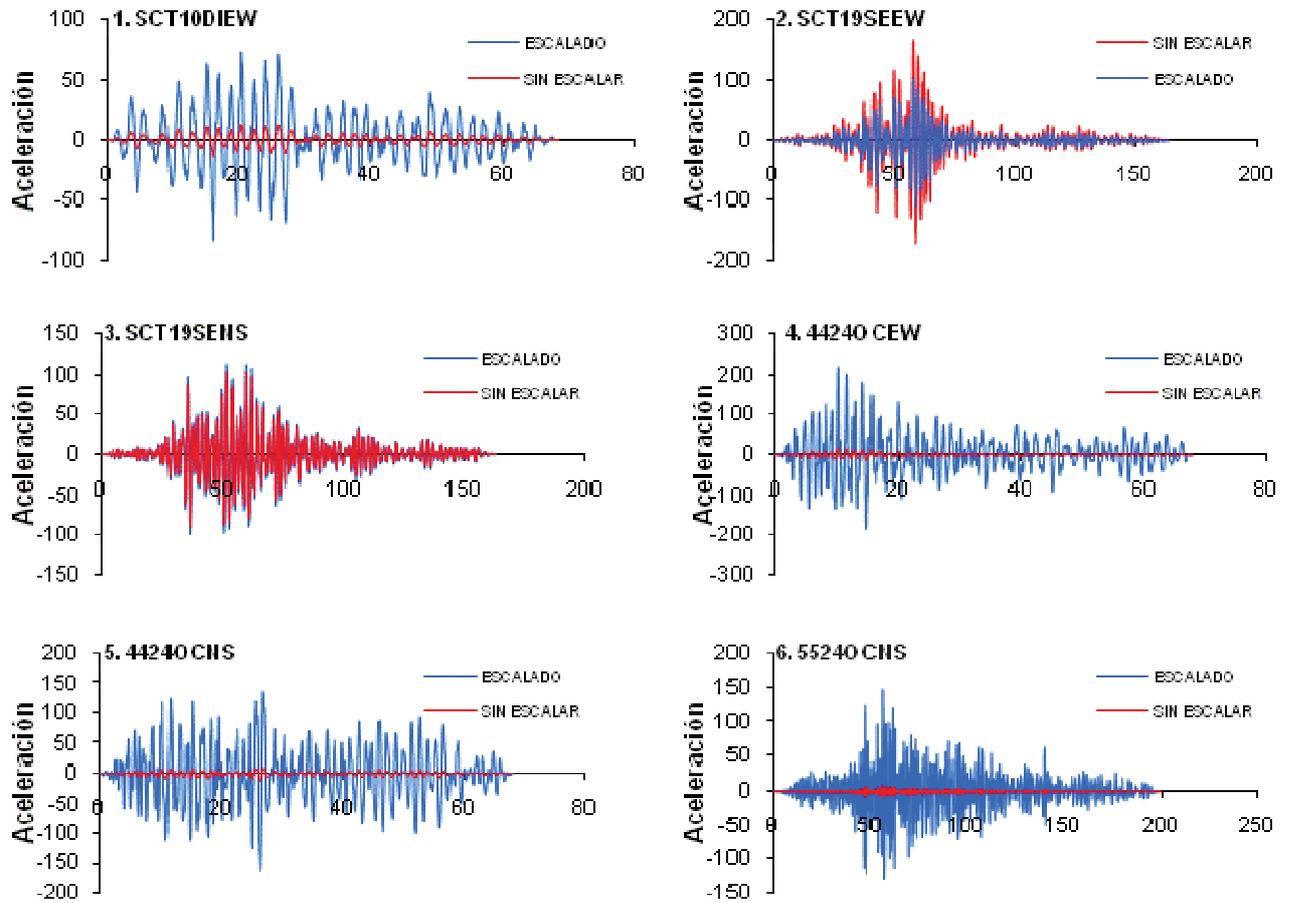


Figura B.9 Historias de aceleración escaladas para alcanzar $R=2$, Modelo C-16NQ4. (Aceleración en cm/s^2).

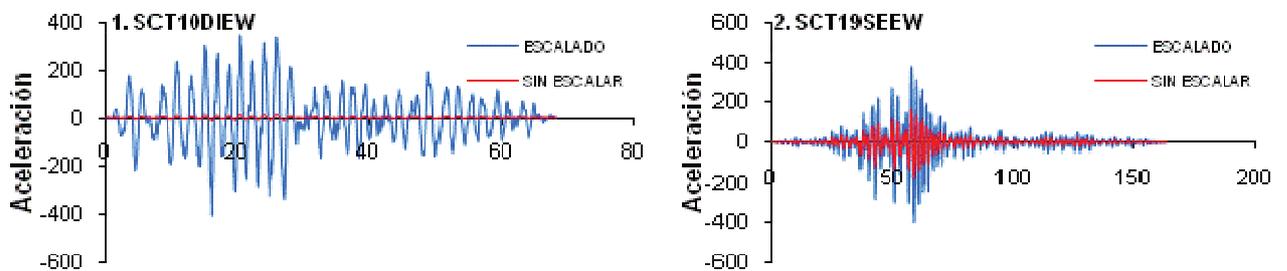


Figura B.10 Historias de aceleración escaladas para alcanzar $R=2$, Modelo C-8NQ3. (Aceleración en cm/s^2).

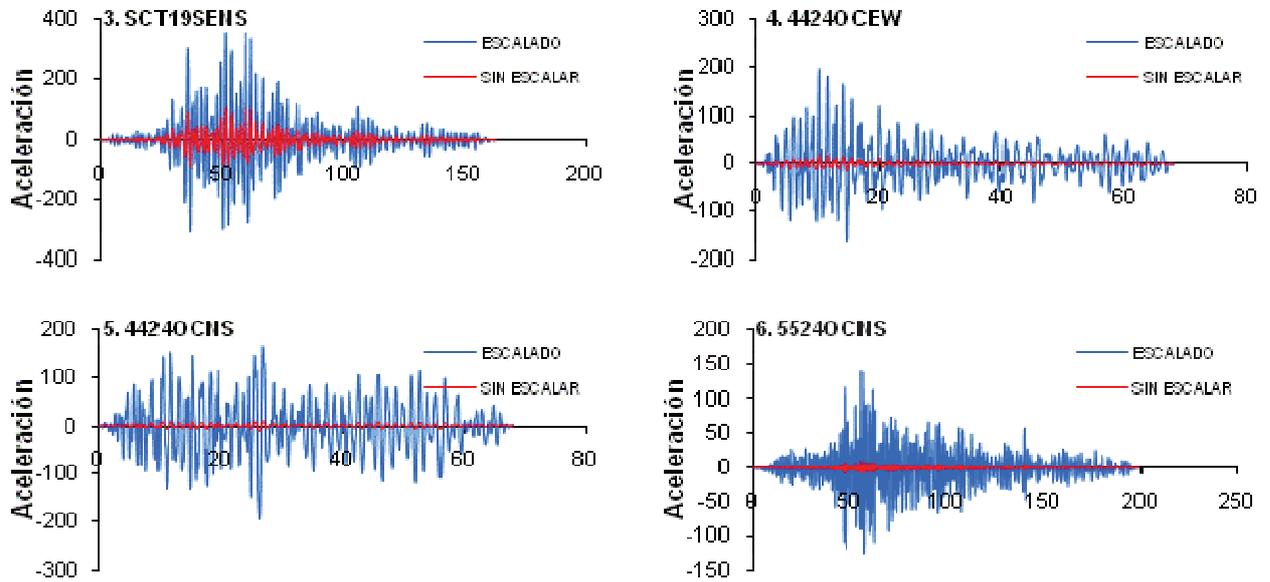


Figura B.10 (Continuación) Historias de aceleración escaladas para alcanzar $R=2$, Modelo C-8NQ3. (Aceleración en cm/s^2).

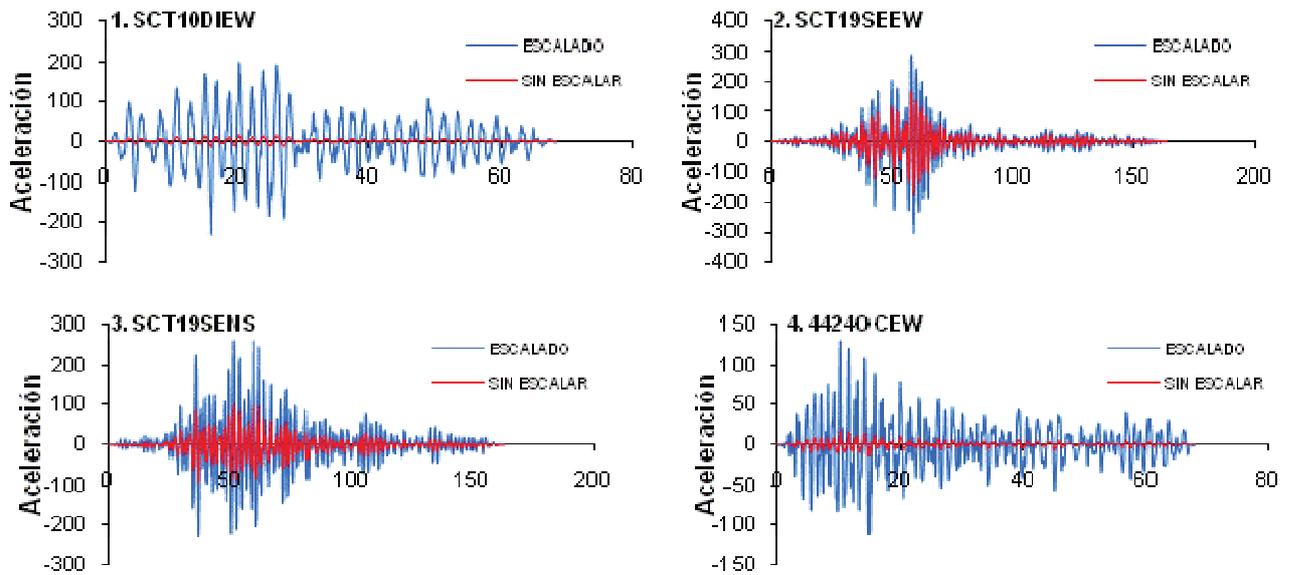


Figura B.11 Historias de aceleración escaladas para alcanzar $R=2$, Modelo C-16NQ3. (Aceleración en cm/s^2).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

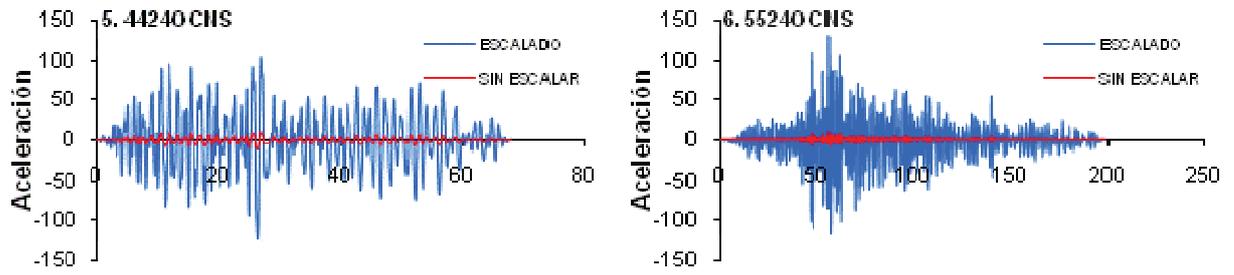


Figura B.11 (Continuación) Historias de aceleración escaladas para alcanzar $R=2$, Modelo C-16NQ3.
(Aceleración en cm/s^2).

SECUENCIAS ARTIFICIALES GENERADAS

A continuación se muestran los conjuntos de secuencias utilizados en este estudio.

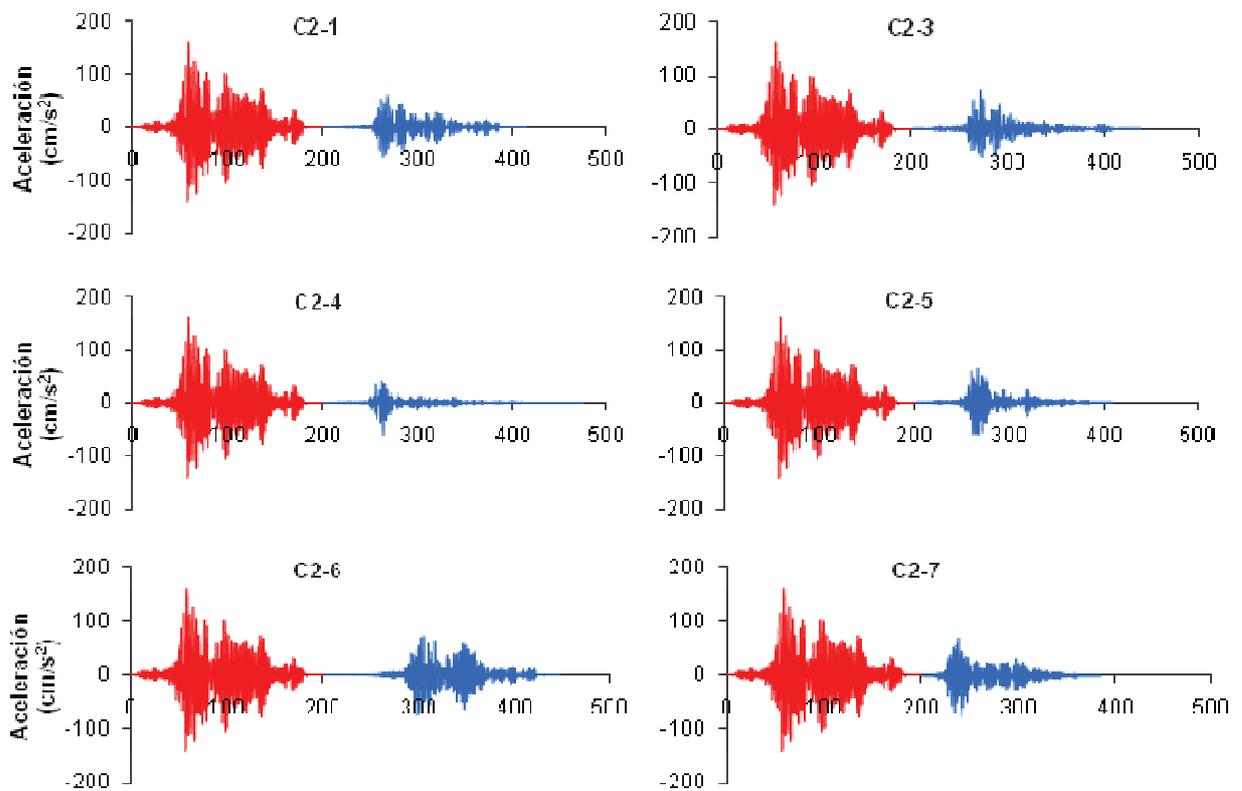


Figura B.1 Conjunto 2 de secuencias sísmicas.

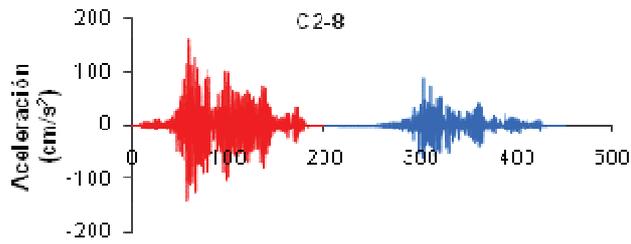


Figura B.1 (Continuación) Conjunto 2 de secuencias sísmicas.

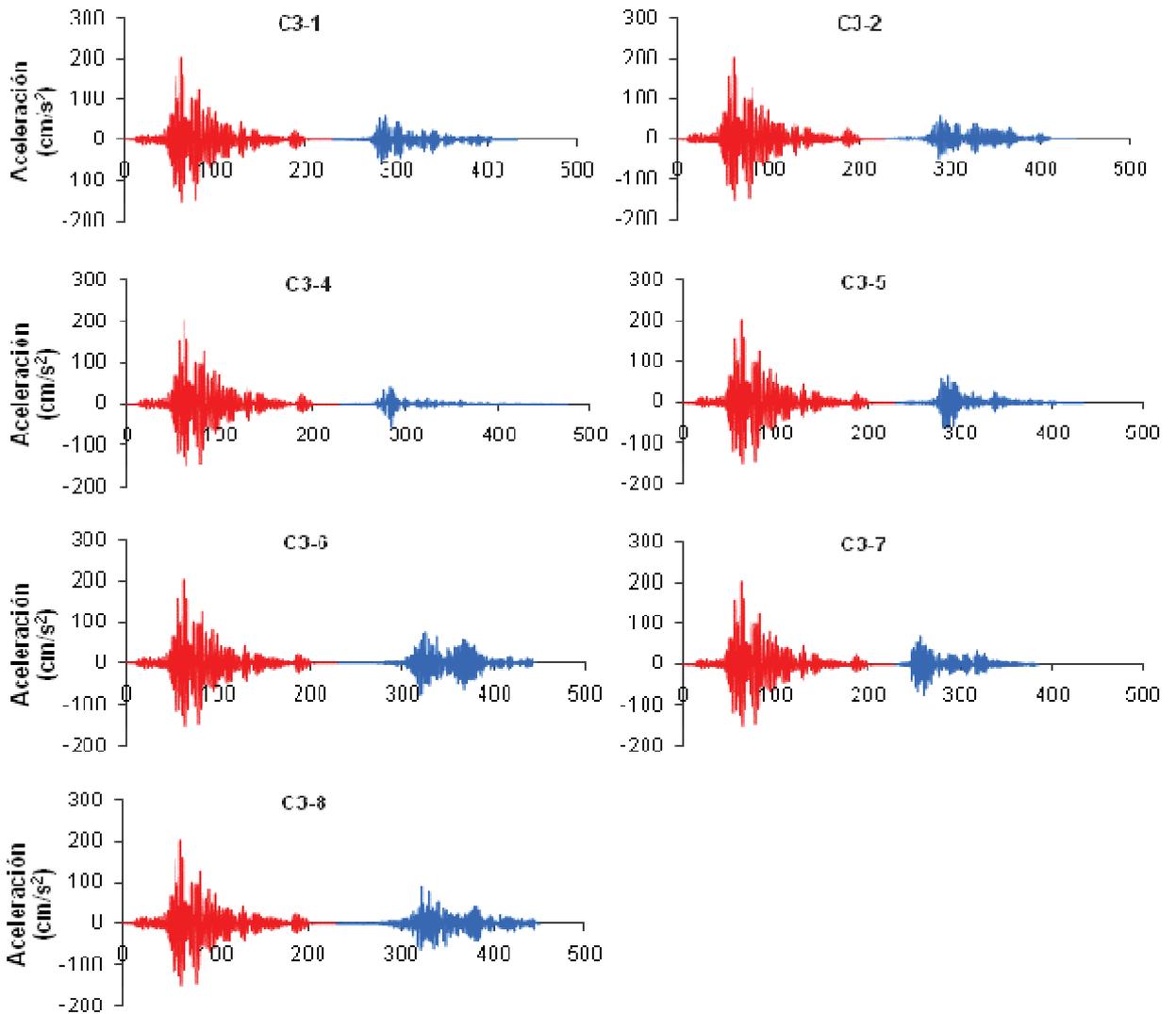


Figura B.2 Conjunto 3 de secuencias sísmicas.

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

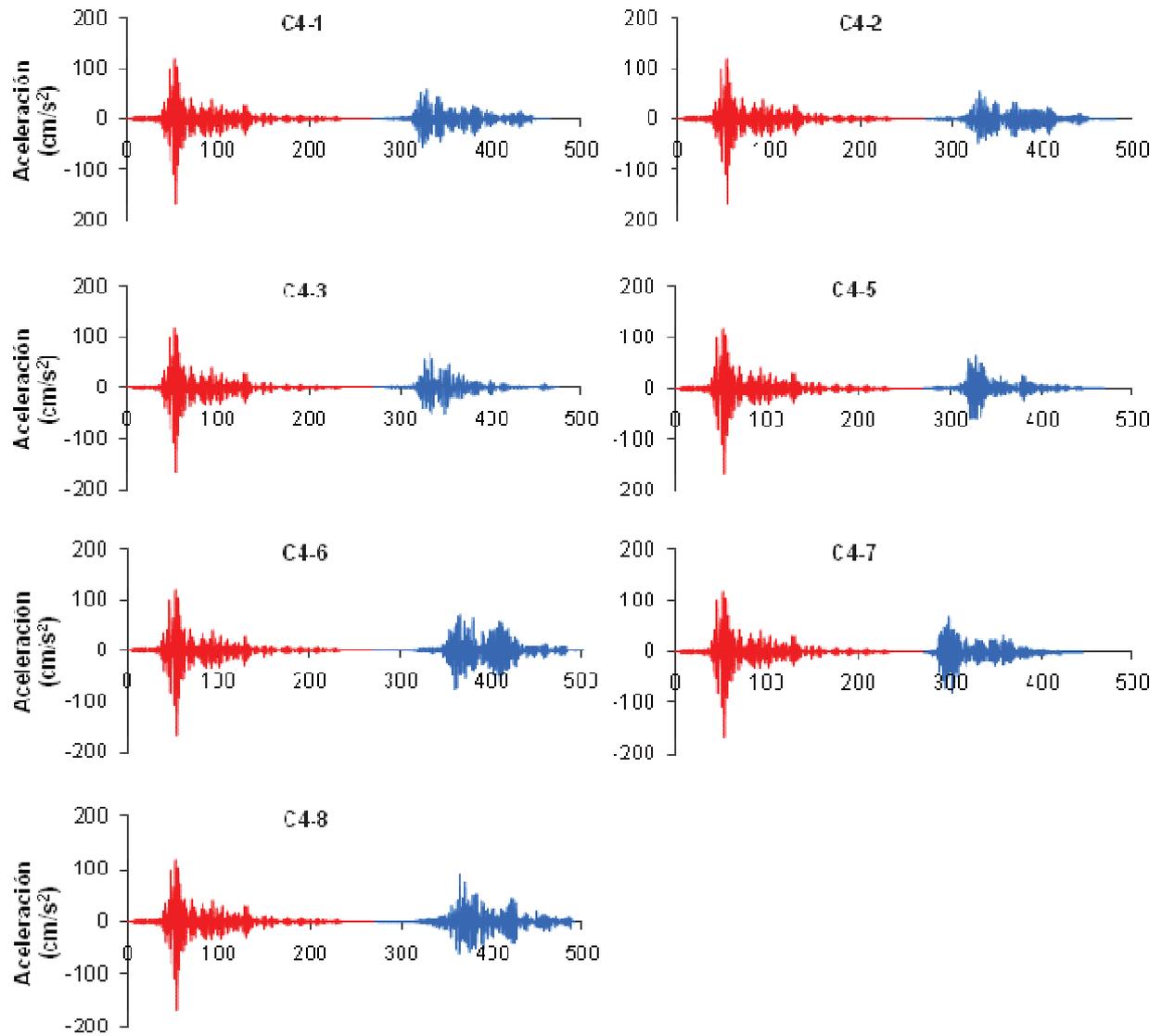


Figura B.3 Conjunto 4 de secuencias sísmicas.

ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTO

A continuación se muestran los espectros de respuesta de desplazamiento sin escalar y escalados para que el modelo A-6N alcance un valor de R igual a dos.

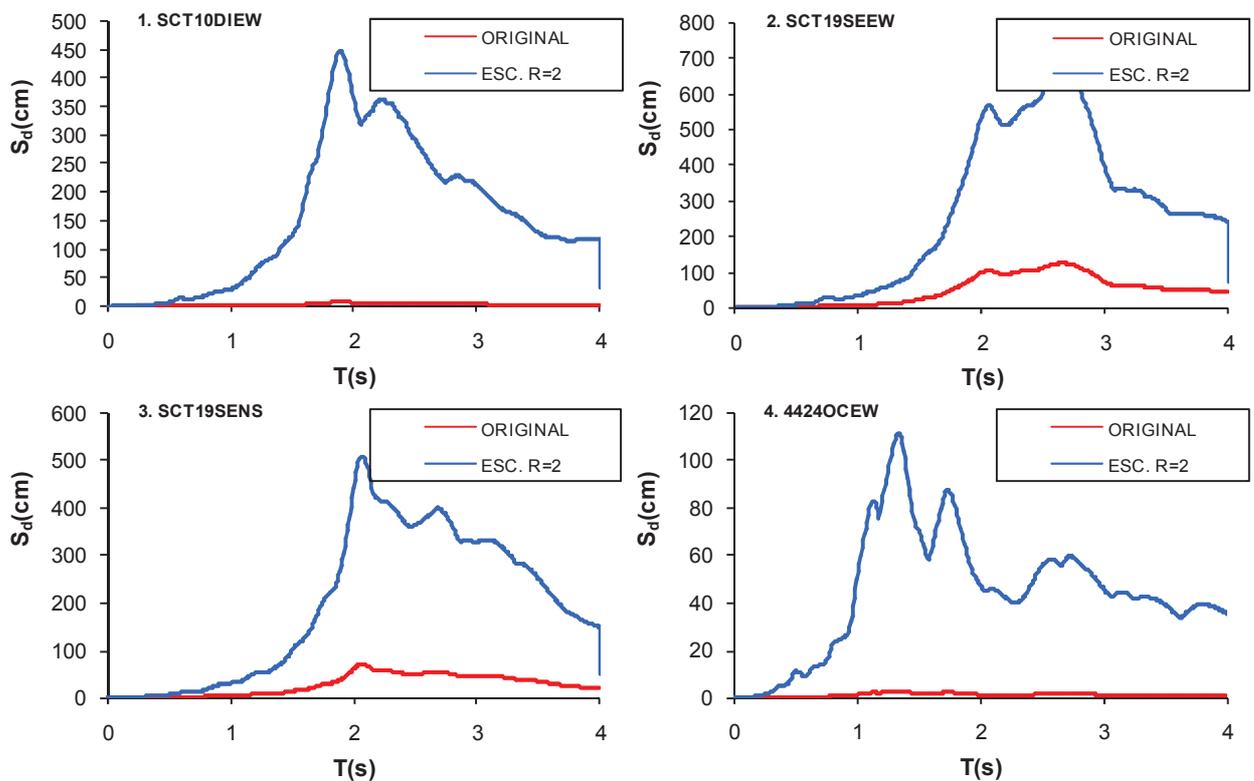


Figura D.1 Espectros de respuesta de desplazamiento (Modelo A-6N).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

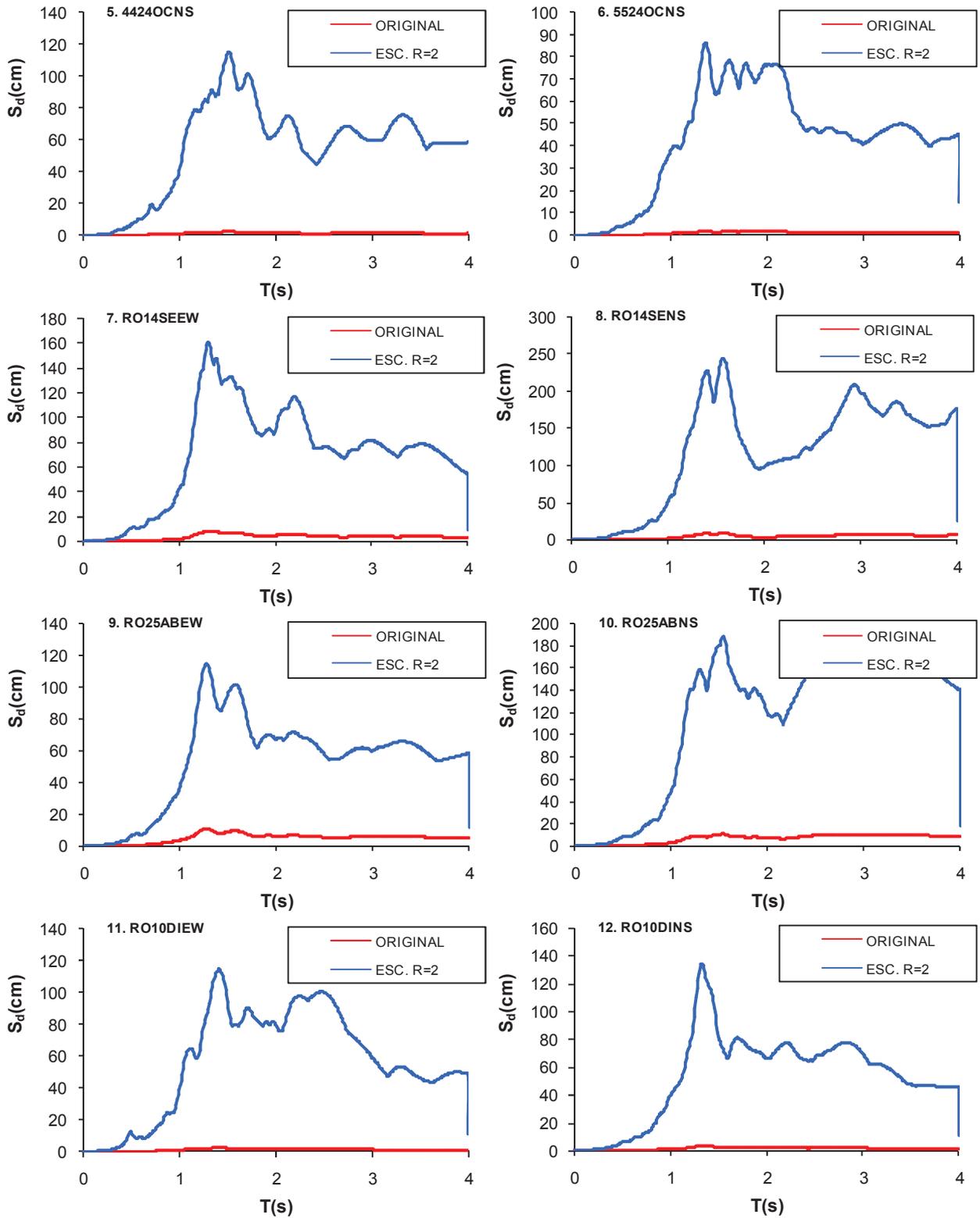


Figura D.2 (Continuación) Espectros de respuesta de desplazamiento (Modelo A-6N).

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS EN EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO

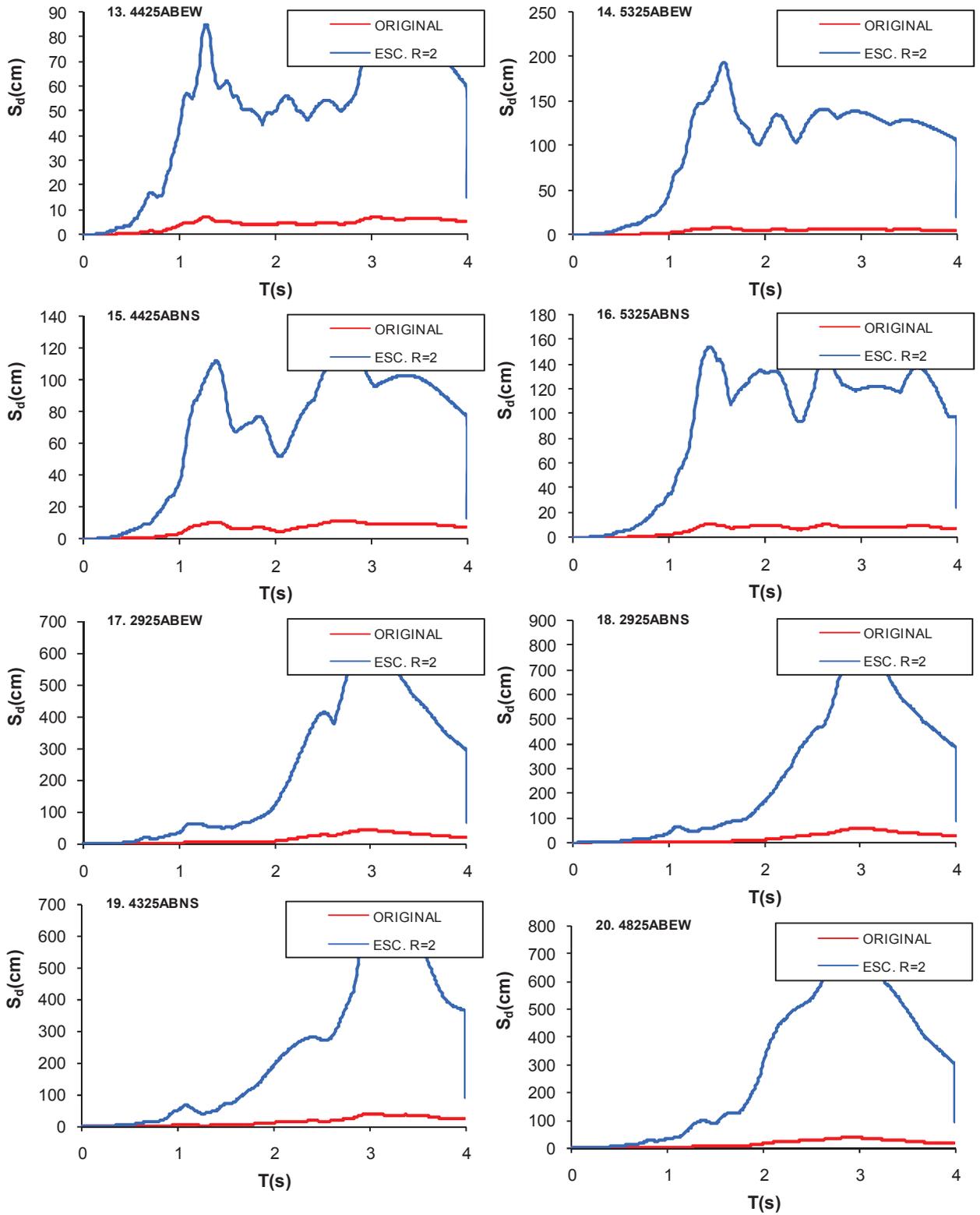


Figura D.3 (Continuación) Espectros de respuesta de desplazamiento (Modelo A-6N).

REFERENCIAS

- Aguilar, J. D. (2012). “Respuesta de edificios de concreto reforzado ubicados en terreno blando sujetos a secuencias sísmicas”. Tesis de Licenciatura, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo; 74 pp., México.
- Arefi, M. J. (2008). “Effects of Soil-Structure Interaction on the Seismic Response of Existing R.C. Frame Buildings”. Tesis de Maestría, Instituto Univeristario di Studi Superiori di Pavia, 87 pp., Italia
- Applied Technology Council (ATC), 2005. “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures”, FEMA-440, Redwood City, CA
- Avilés, J., y Pérez-Rocha, L. E. (2004). “Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo-estructura”. *Revista de Ingeniería Sísmica* (71), 1-36.
- Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes. (1999). Catálogo de Acelerogramas 1960-1999. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C.
- Bazan, E., y Meli., R. (2008). “Diseño sísmico de edificios”. Limusa, Noriega Editores., México, D.F., México.
- Carr, A. (2009). “RUAUMOKO: Programa computacional para realizar análisis dinámico inelástico de estructuras, Versión 2.0”. University of Canterbury, Nueva Zelanda.
- Chambers, J. D. (1998). "A distributed spring soil model for dynamic soil-structure interaction analysis", University of Canterbury, Christchurch.
- Chopra AK, Chintanapakdee C. (2004). “Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: single-degree-of-freedom bilinear systems”. *Journal of Structural Engineering* , 130 (9), 1309-1319.
- Chu, K. H. (2002). " Soil-structure interaction of masonry infielled frame with openings", ME, University of Canterbury, Christchurch.
- Clough, R. W., and Penzien, J. (2003). “Dynamics of Structures”. *Computers and Structures*. Berkeley
- Díaz, M. A. (2006). “Confiabilidad sísmica de edificios de acero diseñados con el RCDF-2004”. Tesis de Maestría, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo; 69 pp., México.
- Diaz-Rodriguez, J. A. (2006). “Los suelos lacustres de la ciudad de México”. *Rev. Int. de desastres naturales. Accidentes e infraestructura civil* , 6 (2), 111-129.
- Erduran, E., & Kunnath, S. K. (2010). “Enhanced Displacement Coefficient Method for Degrading Multi Degree of Freedom Systems”. Kjeller, Norway.

- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2000). "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings". *FEMA-356*. Washington DC.
- Filiatrault, A., Cherry, S., and Byrne, P. (1990). "The Influence of México City Soils on the Seismic Performance of Friction Damped and Base Isolated Structures". *Earthquake Spectra*, 6 (2), 335-352
- González, C. M., y Romo, M. P. (2011). "Estimación de propiedades dinámicas de arcillas". *Revista de Ingeniería Sísmica* (84), 1-23.
- Gupta, A. and Krawinkler, H. (1999). "Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures". *Report No. 132*, Department of Civil Environmental Engineering Stanford University; 368pp., Stanford CA.
- Johnson, J. (2003). "Soil-Structure Interaction.", *Earthquake Engineering Handbook*. W. Chen, and C. Scawthorn, eds., CRC.
- Luco, N., Bazzurro, P., and Cornell, A. (2004). "Dynamic versus static computation of the residual capacity of mainshock-damaged building to withstand an aftershock". *Proceedings 13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, B. C., Canada, Paper No. 2405.
- Maldonado, I. A. (2006). "Evaluación de la respuesta de estructuras existentes sujetas a secuencias sísmicas". Tesis de Licenciatura, Universidad Michacana de San Nicolas de Hidalgo; 103 pp., México.
- Marín, M. V. (2013). "Efecto del comportamiento histerético en la respuesta sísmica de edificios de concreto cimentados en terreno blando". Tesis de Licenciatura, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México.
- Rodriguez, M. E., y Montes, R. (1998). "Comportamiento sísmico no lineal de edificaciones sobre suelo blando". *Revista de Ingeniería Sísmica* (58), 1-20.
- Ruiz-García J, Miranda E. (2004). "Inelastic displacement ratios for the evaluation of existing structures". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 701-716.
- Ruiz-García, J. and Miranda, E. (2006). "Inelastic displacement ratios for evaluation of structures built on soft sites". *Journal of Structural Engineering*, ASCE 130 (12), 2051-2061.
- Ruiz-García, & Negrete. (2009). "A simplified Drift-Based Assessment Procedure for Regular Confined Masonry Buildings in Seismic Regions". *Journal of Earthquake Engineering*, 13, 520-539.
- Ruiz-García, J., and Negrete-Manriquez, J. C. (2011). "Evaluation of drift demands in existing steel frames under as-recorded far-field and near-fault mainshock-aftershock seismic sequences". *Engineering Structures* (33), 621-634.
- Santana, P. R. (1996). "Demandas de desplazamiento inelástico en estructuras en la zona blanda de la ciudad de México", Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México; 104 pp. México D.F., México.

- Seed, H., Romo, M., Sun, J., Jaime, A., and Lysmer, J. (1988). "The Mexico Earthquake of September 19, 1985. Relationships Between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions". *Earthquake Spectra* , 4 (4), 687-729.
- Soriano, A. (1989). "Interacción suelo-estructura. Modificación del movimiento". *Física de la Tierra* (1), 287-308.
- Teran-Gilmore, A. (2004). "On the use of spectra to establish damage control in regular frames during global predesign". *Earthquake Spectra* , 20 (3), 995-1020.
- Tsai, KC. et al. (1995). "Cyclic performance of steel beam-column monte joints". *Engineering Structures* , 17(8): 596-602.
- Wolf, J. P., and Deeks, A. J. (2004). "Foundation Vibration Analysis: A Strength-of-Materials Approach". Elsevier, Linacre House. Oxford, UK.
- Yeo, G. (2005). "Stochastic characterization and decision bases under time-dependent aftershock risk in performance-base earthquake engineering". *PhD. Thesis* , Dept. of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Satanford, CA.