



Factores de modificación por comportamiento degradante para espectros de diseño sísmico

ISBN: 978-607-30-6496-5

DOI: 10.22201/iingen.9786073064965e.2022

Ali Abraham Rodríguez Castellanos

Sonia Elda Ruiz Gómez



INSTITUTO
DE INGENIERÍA
UNAM

Serie
**Investigación
y Desarrollo**

Publicación arbitrada

SID 711
AGOSTO, 2022

Publicación arbitrada

ISBN 978-607-30-6496-5

doi: <https://doi.org/10.22201/iingen.9786073064965e.2022>

FACTORES DE MODIFICACIÓN POR COMPORTAMIENTO DEGRADANTE PARA ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO

Ali Abraham Rodríguez Castellanos¹

IIUNAM

arodriguezca@iingen.unam.mx

Sonia Elda Ruiz Gómez²

IIUNAM

sruizg@iingen.unam.mx

Serie SID 711

Agosto 2022

¹ Exbecario, Instituto de Ingeniería, UNAM.

² Investigadora titular, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Factores de modificación por comportamiento degradante para espectros de diseño sísmico

Primera edición, fecha por confirmar de 2022

SID 711

D.R.© 2021 **Universidad Nacional Autónoma de México**

Instituto de Ingeniería, UNAM

Ciudad Universitaria, CP 04510, Ciudad de México

ISBN 978-607-30-6496-5

doi: <https://doi.org/10.22201/iingen.9786073064965e.2022>

La obra fue editada por el Instituto de Ingeniería, de la Universidad Autónoma de México (IIUNAM).

El cuidado de la edición estuvo a cargo de la Unidad de Promoción y Comunicación del IIUNAM.

Esta obra está gratuitamente disponible para consulta e impresión, en archivo PDF de 10.8 MB, en la sección de Publicaciones del portal electrónico del IIUNAM, <http://www.iingen.unam.mx>, desde que se terminó de editar.

Prefacio

El propósito de este libro es brindar a estudiantes, académicos y profesionales de la práctica de ingeniería sísmica y estructural una manera sencilla de entender e incorporar los efectos de degradación de las propiedades mecánicas en estructuras. En este sentido, se propone una expresión matemática que estime factores que modifiquen las ordenadas del espectro de aceleraciones para considerar la degradación estructural (i.e., degradación de rigidez y deterioro de resistencia).

Para alcanzar dicho propósito, este libro hace un repaso por la metodología general para realizar un Análisis Probabilista de Peligro Sísmico (APPS), por lo tanto, el lector tendrá a su disposición las herramientas necesarias para proceder con dicho análisis utilizando como medida de intensidad la aceleración espectral asociada al modo fundamental de vibración de una estructura, $Sa(T_1)$.

Adicionalmente, se presenta una medida de intensidad denominada I_{Np} , cuya finalidad es caracterizar el alargamiento en el periodo que sufre una estructura por comportamiento no lineal de sus componentes. Cabe mencionar que, I_{Np} es función de valores de $Sa(T_1)$ asociados a diferentes periodos de vibración, por lo tanto, es necesario plantear un conjunto de ecuaciones adicionales para acoplarlas con aquellas del APPS tradicional, y así, establecer el peligro sísmico en función de I_{Np} . De esta manera, cuando la medida de intensidad a utilizar sea función de valores espectrales correspondientes a diferentes periodos de vibrar, el lector tendrá un marco referencial para poder establecer las ecuaciones adicionales y realizar un APPS con la medida de intensidad de su preferencia.

En relación con lo anterior, el lector notará que los coeficientes de correlación entre valores espectrales correspondientes a distintos periodos de vibrar son una herramienta fundamental para efectuar un APPS con medidas de intensidad avanzadas. En este libro, se propone una ecuación para determinar la correlación entre valores de aceleración espectral

asociados a múltiples periodos de vibración. Además, se presenta el procedimiento general para establecer dichos valores de correlación.

Finalmente, la degradación estructural se caracteriza a través del cociente entre espectros de peligro uniforme correspondientes a sistemas que presentan degradación de sus propiedades mecánicas y los mismos sistemas sin degradación. Enseguida, de dichos cocientes, se desprende una ecuación que brinda factores de modificación de resistencia aplicable a estructuras desplantadas en diferentes terrenos de la Ciudad de México (CDMX). No obstante, el estudio se haya realizado para la CDMX, la metodología para establecer dichos factores de modificación de resistencia es aplicable para cualquier zona sísmica en el mundo.

Ciudad Universitaria, Cd Mx
Agosto 2021
Sonia E. Ruiz y
Ali Rodríguez-Castellans

Resumen

El análisis dinámico modal espectral es ampliamente utilizado en el diseño sísmico de edificaciones. Este tipo de análisis generalmente define la acción sísmica mediante un espectro de pseudoaceleraciones elástico, cuyas ordenadas pueden alterarse por medio de factores de modificación de resistencia; existen, por ejemplo, factores de modificación por ductilidad, sobrerresistencia, redundancia, irregularidad, asimetría en fluencia, etc. En el presente estudio se propone una metodología orientada a obtener factores de modificación de resistencia para considerar el efecto de degradación estructural, aplicables a espectros de sitio de diseño sísmico de la Ciudad de México (CDMX). La metodología se basa en análisis probabilistas de peligro sísmico (APPS) utilizando dos medidas de intensidad sísmica: a) $Sa(T_1)$, la cual representa la aceleración espectral en el periodo fundamental de una estructura, y b) I_{Np} , que considera el alargamiento del periodo fundamental que presenta la estructura como consecuencia de la degradación estructural. Primeramente, se estiman espectros de peligro uniforme, correspondientes a diferentes sitios de la CDMX, en términos de $Sa(T_1)$ y, alternativamente, de I_{Np} , los cuales representan la respuesta de sistemas con comportamiento no degradante y degradante, respectivamente. Enseguida, a través del cociente entre dichos espectros $I_{Np}/Sa(T_1)$, se obtienen factores de modificación de resistencia, sin la necesidad de realizar análisis no-lineales. Finalmente, se ajusta una expresión matemática a dichos cocientes espectrales, aplicable a estructuras desplantadas sobre diferentes tipos de terreno de la CDMX. La expresión propuesta se compara con resultados de otras investigaciones basados en análisis no-lineales tiempo-historia.

Palabras clave: Análisis probabilista de peligro sísmico, factores de resistencia, degradación estructural, espectro de peligro uniforme, medidas de intensidad.

Abstract

The spectral dynamic analysis is extensively used in the earthquake resistant design of buildings. This type of analysis defines the earthquake forces through an elastic response spectrum, whose spectral ordinates can be altered using strength modification factors, such as, modification factors due to ductility, over-strength, redundancy, irregularity, yield asymmetry, etc. In the present study, a methodology is proposed to obtain strength modification factors to account for the effect of structural degradation, applicable to design site spectra of Mexico City. The methodology is based on probabilistic seismic hazard analyses (PSHA) using two seismic intensity measures: a) $Sa(T_1)$, which represents the spectral acceleration measure at the fundamental period of a structure, and b) I_{Np} , which considers the possible lengthening of the vibration period, as a consequence of structural degradation. We computed uniform hazard spectra, for different sites in Mexico City, in terms of $Sa(T_1)$ and I_{Np} , which represents the response of systems with degrading and non-degrading behavior, respectively. Then, through the ratio between those hazard spectra $I_{Np}/Sa(T_1)$, strength modification factors are obtained, without the need of non-linear analysis. Finally, a mathematical expression is fitted to those spectral ratios, which can be used for structures located on firm ground and soft soil of Mexico City. The expression is compared with the results obtained from other investigations based on non-linear time-history analyses.

Keywords: Probabilistic seismic hazard analysis, strength modification factors, structural degradation, uniform hazard spectrum, intensity measures.

Índice

Agradecimientos	iii
Prefacio	v
Resumen	vii
Abstract	ix
Índice	xi
1. Introducción	1
2. Objetivos	3
2.1 Objetivos generales	3
2.2 Objetivos particulares.....	3
3. Metodología	5
4. Análisis probabilista de peligro sísmico (APPS) para la CDMX	9
4.1 Definición de las zonas sismotectónicas	9
4.2 Distribución de magnitudes sísmicas	11
4.3 Distribución de distancia a la fuente	14
4.4 Leyes de atenuación	16
4.5 Curvas de peligro sísmico.....	18
4.6 Espectros de peligro uniforme.....	19
5. Medida de intensidad I_{Np}	21
5.1 Metodología para realizar APPS utilizando I_{Np}	22
5.2 Valores de T_N que se usan para para definir $Sa_{avg}(T_1..T_N)$	24
6. Coeficientes de correlación para sitios de terreno firme en la CDMX	29
6.1 Registros sísmicos y relaciones de atenuación.....	31
6.2 Coeficientes de correlación entre aceleraciones espectrales	33
6.3 Coeficientes de correlación estimados para CU correspondientes a sismos interplaca	37
6.4 Coeficientes de correlación estimados para CU correspondientes a sismos intraplaca	38
6.5 Coeficientes de correlación observados versus modelos de correlación existentes	40
6.6 Modelo de correlación para el terreno firme de la Ciudad de México	45

6.7	Modelo de correlación para eventos sísmicos interplaca e intraplaca	46
7.	APPS para distintos sitios de la CDMX, utilizando $Sa(T_I)$ e I_{Np}	49
7.1	APPS para sitios de terreno firme de la CDMX, utilizando $Sa(T_I)$ e I_{Np}	49
7.2	¿Cómo realizar un APPS cuando no se disponen de funciones de atenuación?	50
7.3	Base de datos sísmicos para evaluar el peligro sísmico en diferentes sitios de la CDMX ...	51
7.4	Cocientes espectrales de respuesta de $Sa(T_I)$ e I_{Np}	53
7.5	Curvas de peligro sísmico para diferentes sitios de la CDMX, utilizando como medidas de intensidad $Sa(T_I)$ e I_{Np}	55
7.6	Espectros de peligro uniforme para diferentes sitios de la CDMX, utilizando como medidas de intensidad $Sa(T_I)$ e I_{Np}	57
8.	Factores de modificación por comportamiento estructural degradante	61
8.1	Factor por comportamiento estructural degradante en NTCDS.....	66
9.	Conclusiones	69
	Referencias	73
	Anexo A - Espectros de respuesta de $Sa(T_I)$	79
	Anexo B - Cocientes espectrales de $Sa(T_I)$	82
	Anexo C - Cocientes espectrales de I_{Np}	85
	Anexo D - Curvas de peligro de $Sa(T_I)$	88
	Anexo E - Curvas de peligro de I_{Np}	94
	Anexo F - Espectros de peligro uniforme $Sa(T_I)$	100
	Anexo G - Espectros de peligro uniforme I_{Np}	103

1. Introducción

Las estructuras sujetas a cargas cíclicas provocadas por eventos sísmicos intensos pueden presentar degradación en su rigidez y/o su resistencia debido al comportamiento inelástico de sus elementos, lo cual puede provocar un alargamiento de los periodos de vibración de la estructura. Dicho alargamiento puede ser benéfico para estructuras cuyo periodo fundamental se encuentre en la rama descendente del espectro de diseño y sus modos superiores de vibrar tengan influencia limitada en la respuesta estructural, o bien, puede ser perjudicial en estructuras cuyo periodo fundamental se encuentre en la rama ascendente del espectro. En este caso, el efecto del “ablandamiento estructural” podría traer graves consecuencias debido a que la estructura se somete a cargas sísmicas mayores a las consideradas durante su diseño (Akkar, Yazgan y Gülkan, 2004; Chopra y Chintanapakdee, 2004; Chenouda y Ashraf, 2008; Terán-Gilmore y Espinosa Johnson, 2008). Por ejemplo, durante el sismo de Guerrero-Michoacán ocurrido el 19 de septiembre de 1985, muchos edificios de mediana altura (5 a 10 niveles) con periodos fundamentales de vibración entre $T_1=0.7s$ y $1.2s$, localizados en suelo blando de la Ciudad de México (CDMX), donde el periodo de vibrar del suelo se encuentra alrededor de $2s$, sufrieron un daño estructural significativo (incluso colapso) debido al efecto de degradación estructural. Por lo tanto, es de vital importancia considerar dichos efectos de degradación, asimismo, incorporarlos de una manera sencilla en el diseño sismo resistentes de edificaciones.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México (NTCDS, 2020) recomiendan espectros de diseño sísmico, obtenidos a través de la aplicación Sistemas de Acciones Sísmicas para el Diseño (SASID), donde se especifican diversos factores para modificar las ordenadas espectrales, por ejemplo, el factor de importancia, factor por irregularidad, factor por comportamiento sísmico y por hiperestaticidad. Sin embargo, dichas normas no consideran algún factor para incluir el efecto

del comportamiento estructural degradante (i.e., degradación de rigidez y/o deterioro de resistencia), lo cual puede provocar el alargamiento del periodo estructural debido al deterioro de las propiedades mecánicas de la estructura ante cargas sísmicas severas.

En la actualidad, muchos manuales de diseño sísmico incluyen procedimientos de análisis no-lineales simplificados basados en dichos factores de modificación. Por ejemplo, la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), introdujo el denominado “Método de los coeficientes” (FEMA-302, 1997 y FEMA-356, 2000), el cual consiste en modificar las ordenadas espectrales a través de una serie de coeficientes, en donde se incluye uno para considerar el comportamiento estructural degradante. Recientemente, FEMA-440 (2005) revisó la eficacia de los procedimientos de análisis no lineal existentes; al respecto, el “Método de los coeficientes” sufrió ligeras modificaciones y se actualizó el factor que considera el comportamiento histerético degradante. Actualmente, dicho análisis simplificado se incluye en la metodología para la evaluación del desempeño sísmico de edificaciones, FEMA P-58-1, (2018). El Manual de Obras Civiles de Diseño por Sismo (MDOC-CFE, 2008, 2015), elaborado por la Comisión Federal de Electricidad de México (CFE), define un factor de modificación que incrementa o disminuye las ordenadas del espectro de diseño para estructuras susceptibles a desarrollar comportamientos histeréticos con degradación de rigidez y/o resistencia.

El comportamiento histerético degradante es de particular importancia para estructuras localizadas sobre suelo blando, como la zona de lago de la Ciudad de México, donde debido a la gran densidad poblacional y sus particulares efectos de sitio la hacen un lugar susceptible al daño ante eventos sísmicos (Singh *et al.*, 1988, 2018). A pesar de esto, el Manual de Construcción de la Ciudad de México no especifica ningún factor por comportamiento histerético degradante. Es deseable que, en un futuro, las NTCDS incluyan un factor de modificación de las ordenadas espectrales para considerar el efecto de la degradación estructural en edificaciones producto de un comportamiento no-lineal ante movimientos sísmicos de alta intensidad.

2. Objetivos

2.1 Objetivos generales

El objetivo del presente estudio es proponer una expresión matemática que estime factores que modifiquen las ordenadas del espectro de diseño para considerar la degradación estructural (i.e., degradación de rigidez y/o deterioro de resistencia) en edificaciones ubicadas en diferentes sitios de la Ciudad de México (CDMX); dicha expresión debe ser función tanto del periodo fundamental de la estructura como del periodo dominante del suelo.

Con el fin de validar la expresión matemática, los resultados se deben comparar con los de otras expresiones correspondientes a estructuras ubicadas en la CDMX.

2.2 Objetivos particulares

Realizar un estudio de peligro sísmico para la Ciudad de México en donde se considere, por separado, eventos sísmicos interplaca y eventos intraplaca. Por lo tanto, se hace un repaso general de la metodología para realizar un análisis probabilista de peligro sísmico (APPS), de esta manera el lector tendrá las herramientas necesarias para llevar a cabo dicho análisis.

Obtener curvas de tasa media anual de excedencia, asociadas a sistemas estructurales ubicados en distintos tipos de suelo de la CDMX, las cuales correspondan a las siguientes dos medidas de intensidad sísmica.

a) ordenada espectral de aceleración asociada al periodo fundamental del sistema estructural, $Sa(T_1)$, la cual no considera el alargamiento del periodo fundamental, y

b) ordenada espectral de aceleración asociada al periodo alargado debido al comportamiento estructural degradante, I_{Np} .

En relación con lo anterior, para realizar un análisis de peligro sísmico con medidas de intensidad avanzadas (e.g., I_{Np}) será necesario establecer un conjunto de ecuaciones adicionales para poder realizar un APPS. En este sentido, dicha metodología servirá como marco de referencia para establecer las ecuaciones necesarias para otras medidas de intensidad.

Proponer unas expresiones matemáticas para obtener los coeficientes de correlación entre valores de aceleración espectral. Dichas ecuaciones son una herramienta fundamental para realizar APPS con medidas de intensidad que actúen en función de dos o más parámetros espectrales.

3. Metodología

En primer lugar, se realizan análisis probabilistas de peligro sísmico (APPS) correspondientes a sitios de terreno firme y suelo blando localizados en la CDMX. Los APPSs corresponden a las medidas de intensidad sísmica $Sa(T_1)$, y alternativamente, I_{Np} ; donde $Sa(T_1)$ representa la aceleración espectral perteneciente al periodo fundamental de la estructura, e I_{Np} , es una medida de intensidad que caracteriza el alargamiento del periodo fundamental debido al comportamiento estructural degradante (I_{Np} se define más adelante). A pesar que $Sa(T_1)$ es la medida de intensidad sísmica (IS) que se utiliza con mayor frecuencia en los análisis de peligro sísmico, presenta algunas limitantes; por ejemplo: no considera el efecto del alargamiento en el periodo de una estructura producto del comportamiento no lineal y degradación de sus propiedades mecánicas (Cordova P. P., Derlein G. G., Mehanny S. S., 2001; Baker y Cornell, 2005; Tothong y Luco, 2007; Bojórquez y Rivera, 2008; Bojórquez y Iervolino, 2011; Kostinakis, Fontara y Athanatopoulou, 2018). Enseguida, se obtienen espectros de peligro uniforme (EPU) en términos de I_{Np} y de $Sa(T_1)$, los cuales representan la respuesta de sistemas con degradación y sin degradación de su ciclo histerético, respectivamente. En este sentido, los EPU corresponden a distintas estaciones acelerométricas ubicadas en diferentes tipos de terreno. Posteriormente, la degradación estructural se caracteriza a través del cociente entre los espectros de peligro uniforme $I_{Np}/Sa(T_1)$. Finalmente, se ajusta una expresión matemática a dichos cocientes espectrales. Con fines de verificación, la expresión matemática propuesta se compara con los resultados obtenidos por otros investigadores.

A continuación, se describen los pasos que conforman la metodología propuesta, los cuales están representados en el diagrama de bloques de la Fig. 3.1.

- Primeramente, se identifican las zonas sismotectónicas que contribuyen al peligro sísmico en la Ciudad de México. Enseguida, se determina la distribución de probabilidad de magnitudes y distancias de la fuente al sitio especificado. Además, es esencial contar con leyes de atenuación adecuadas para predecir apropiadamente la intensidad sísmica probable para los distintos sitios analizados.
- Con base en el teorema de probabilidad total y junto con la información previamente definida, se obtienen, inicialmente, las tasas medias anuales de excedencia (curvas de peligro sísmico) asociadas a diferentes periodos de vibrar, correspondientes a un sitio de terreno firme (en nuestro caso, se eligió el de Ciudad Universitaria (CU) en la CDMX).
- Una vez obtenidas las tasas de excedencia para suelo firme, se determinan las curvas de peligro sísmico correspondientes a las ubicaciones de estaciones acelerométricas localizadas en diferentes zonas de la Ciudad de México, para esto, se emplea una técnica descrita en las secciones siguientes. Es importante mencionar que las estaciones acelerométricas utilizadas aquí se agrupan en siete subzonas dependiendo del periodo dominante del suelo, T_s .
- Para cada sitio correspondiente a la estación de acelerométrica estudiada, se calculan espectros de peligro uniforme en términos de I_{Np} y, alternativamente, de $Sa(T_I)$, los cuales representan la respuesta de sistemas con comportamiento degradante y no degradante, respectivamente.
- Posteriormente, se calcula el cociente entre los espectros de peligro uniforme $I_{Np}/Sa(T_I)$ para cada una de las estaciones acelerográficas analizadas. Los cocientes representan la relación entre demandas de resistencia de sistemas de un grado de libertad (S1GL) con comportamiento degradante, y los mismos, pero sin comportamiento degradante.
- Finalmente, se ajusta una expresión matemática simplificada a los cocientes espectrales $I_{Np}/Sa(T_I)$. La expresión está compuesta por parámetros representativos tanto del sistema estructural como del sitio de interés.

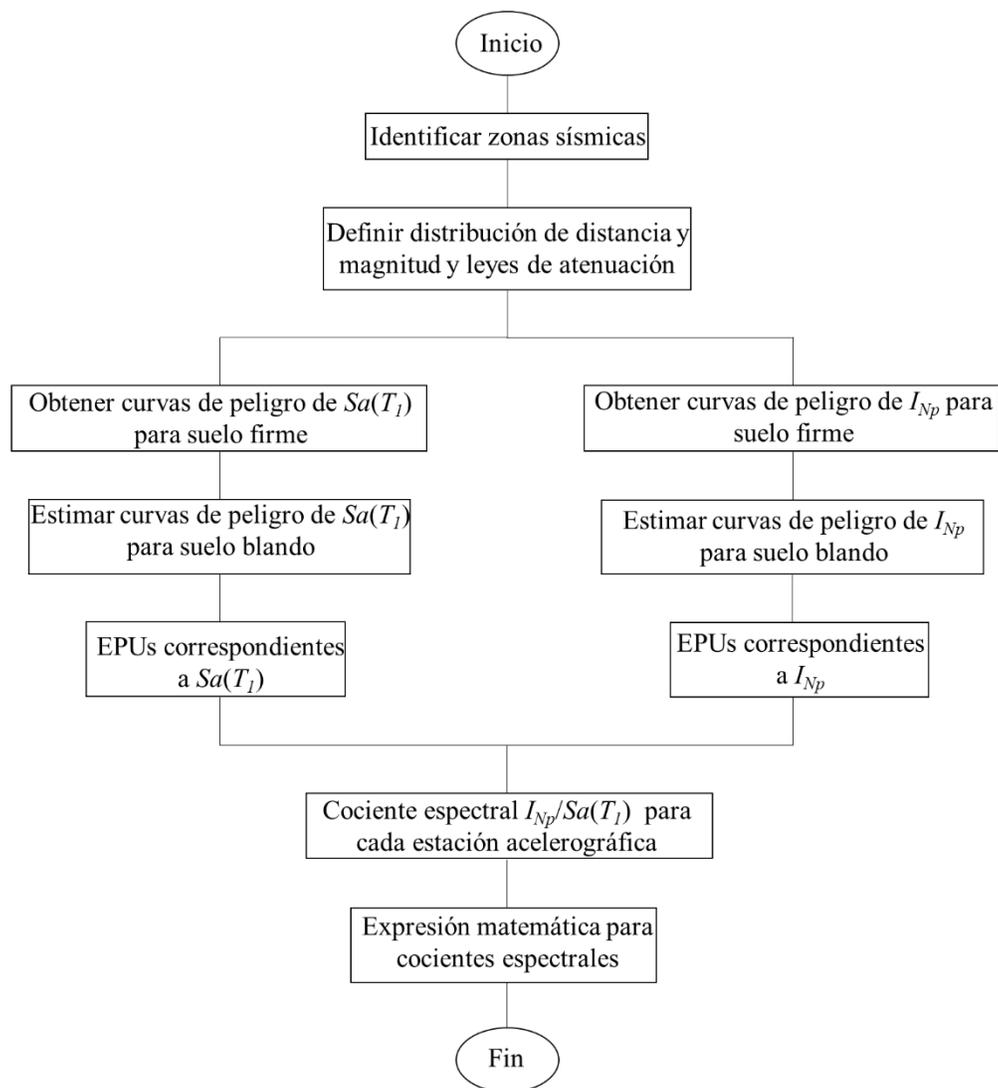


Fig. 3.1 Diagrama de bloques para la metodología propuesta

A continuación, se aplica la metodología recién descrita (Fig. 3.1) a distintos sitios de la CDMX, con la finalidad de proponer factores de modificación de espectros de sitio para el diseño de estructuras con comportamiento degradante.

4. Análisis probabilista de peligro sísmico (APPS) para la CDMX

4.1 Definición de las zonas sismotectónicas

Para evaluar el peligro sísmico en una región o sitio determinado, primeramente, se requiere identificar todas las fuentes sísmicas capaces de producir un evento sísmico significativo. Estas fuentes sísmicas pueden ser a) fallas geológicas, las cuales, típicamente, son superficies planas que pueden identificarse a través de la observación de sitios donde tuvieron lugar eventos sísmicos pasados, b) por medio de registros históricos o c) evidencia geológica.

Zúñiga et al., (1997) presentaron una regionalización sismotectónica general para la República Mexicana como resultado del proyecto de peligro sísmico en Latinoamérica y el Caribe. Este proyecto proporcionó una zonificación sísmica coherente y sistematizada del país. Recientemente, Zúñiga et al., (2017) publicaron una actualización de la regionalización sísmica de México, para ello, se realizó una investigación exhaustiva asociada a la sismicidad en México durante el periodo comprendido entre 1904-2014, dando como resultado un catálogo sísmico confiable, que fue suficiente para delimitar las zonas sísmicas que en dicha investigación se presentan. En el presente estudio se utiliza dicha zonificación sísmica para realizar el análisis de peligro sísmico para la CDMX.

Con base en lo anterior, la Fig. 4.1a muestra las zonas sísmicas donde ocurren los eventos sísmicos tipo interplaca, producto de la subducción de las placas de Rivera y Cocos por debajo de las placas norteamericana y del caribe (SUB1 a SUB4). La Fig. 4.1b ilustra las zonas sísmicas de profundidad intermedia, estas zonas corresponden a eventos sísmicos intraplaca, los cuales ocurren dentro de las placas de Rivera y Cocos subducidas debajo del centro-sur del país (IN1 a IN3). Adicionalmente, la costa del Pacífico Mexicano, similar a otras regiones del mundo, cuenta con una región sísmica que periódicamente genera eventos

sísmicos de tamaño similar, la mayoría de esas ocasiones con magnitudes cercanas a un máximo ($M_w > 7.0$), a este tipo de eventos sísmicos que ocurren en esta región se les reconoce como *sismos característicos*. En este sentido, Singh et al., (1983) fueron los primeros en reportar esta actividad sísmica anómala en el país, al respecto, Ordaz y Reyes (1999) presentan una regionalización sísmica para considerar dichos sismos característicos, la cual se muestra en la Fig. 4.1c, y también se incluye en los análisis realizados en el presente estudio.

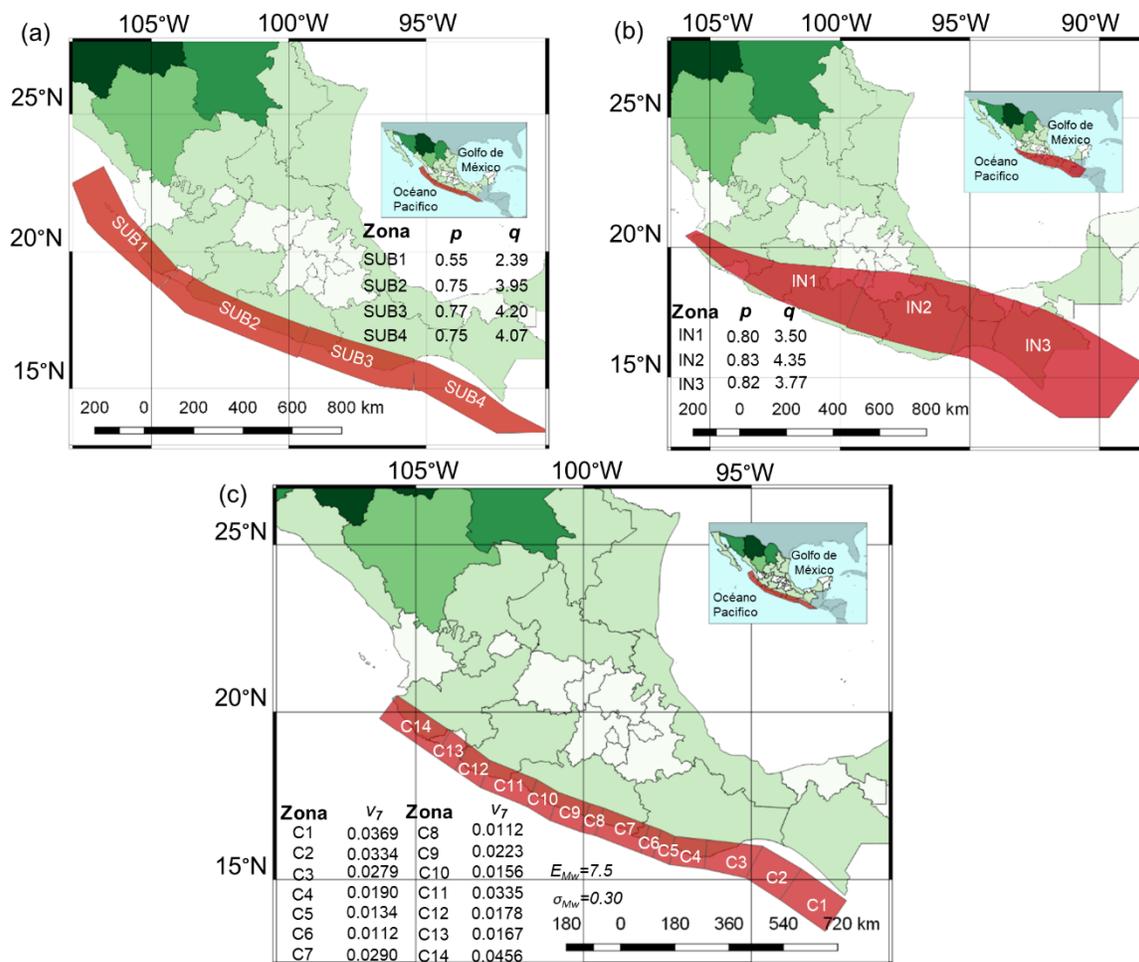


Fig. 4.1 a) Zonas sísmicas interplaca, b) zonas sísmicas intraplaca, and c) zonas sísmicas de eventos característicos (Zúniga et al., 2017; Ordaz y Reyes, 1999)

4.2 Distribución de magnitudes sísmicas

Las fuentes sísmicas son capaces de producir sismos de diferentes magnitudes. Por lo tanto, es crucial definir la distribución de dichas magnitudes, y la tasa de ocurrencia correspondiente a sismos que superen una magnitud mínima determinada asociada a cada fuente sísmica. La distribución de magnitudes en un periodo de tiempo dado se describe por medio de leyes de recurrencia. La distribución de magnitudes se caracteriza frecuentemente mediante la ley de magnitud-recurrencia de Gutenberg-Richter, como sigue:

$$\lambda_m = v \frac{\exp[-\beta(m - m_o)] - \exp[-\beta(M_{max} - M_{min})]}{1 - \exp[-\beta(M_{max} - M_{min})]} \quad (4.1)$$

donde λ_m es la tasa media anual de excedencia para sismos entre una magnitud mínima M_{min} y una magnitud máxima M_{max} ; $v = \exp(\alpha - \beta M_{min})$ es la tasa de ocurrencia sísmica para sismos con magnitud $M_w \geq M_{min}$, $\alpha = 2.303p$ y $\beta = 2.303q$. Los valores de p y q se indican en las Figuras 4.1a y 4.1b, de acuerdo con Zuñiga *et al.*, (2017). Al respecto, la Fig. 4.2 muestra la función de recurrencia evaluada para dos zonas sísmicas (SUB2 y SUB3) de la Fig. 4.1a.

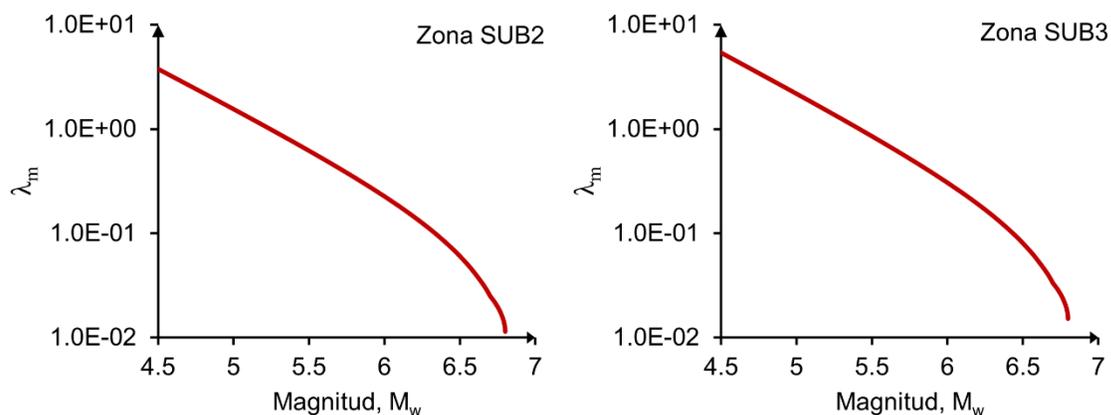


Fig. 4.2 Ley de magnitud-recurrencia de Gutenberg-Richter para las zonas SUB2 y SUB3

Por otro lado, para las zonas relacionadas con eventos sísmicos característicos (Fig. 4.1c), la relación magnitud-recurrencia de Gutenberg-Richter no describe apropiadamente la tasa de excedencia para las magnitudes asociadas a dichos eventos. Por lo tanto, para magnitudes $M_w > 7$, de acuerdo con Ordaz y Reyes (1999), se emplea una función de distribución normal, como sigue:

$$\lambda_m = \nu_7 \left[1 - \Phi \left(\frac{M_w - E_{M_w}}{\sigma_{M_w}} \right) \right] \quad (4.2)$$

donde ν_7 es la tasa de ocurrencia sísmica para sismos con magnitudes $M_w > 7$; E_{M_w} y σ_{M_w} son el valor esperado y la desviación estándar de la magnitud, respectivamente, y $\Phi(\cdot)$ representa la distribución normal. En relación a lo anterior, la Fig. 4.3 muestra la función anterior evaluada para las zonas C1 y C2 que se indican en la Fig. 4.1c.

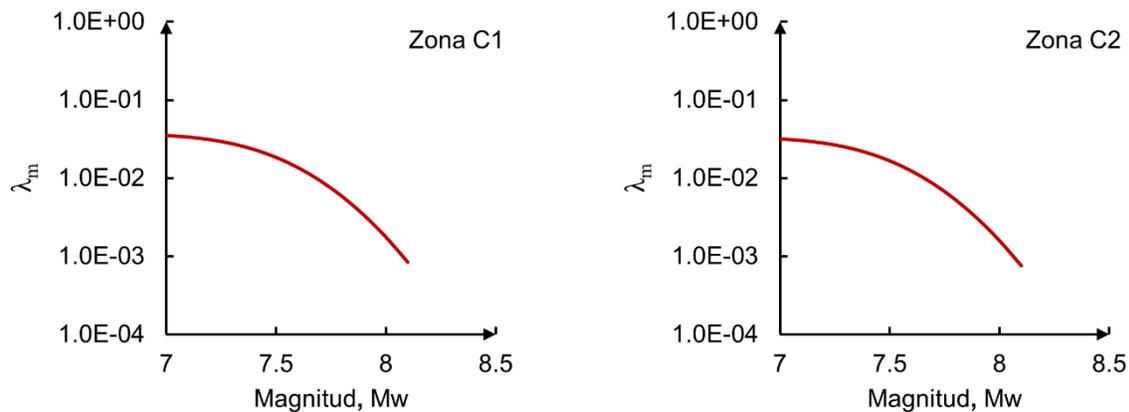


Fig. 4.3 Ley de magnitud-recurrencia normal (Ec. 4.2) para las zonas C1 y C2

Por otro lado, lo que interesa es conocer la probabilidad asociada a la ocurrencia de un evento sísmico con determinada magnitud. Las Ecs. (4.3) y (4.4) presentan las funciones de distribución acumulada, correspondientes a las Ecs. (4.1) y (4.2), respectivamente.

$$F_{M_w}(M_w) = \frac{1 - \exp[-\beta(M_w - M_{min})]}{1 - \exp[-\beta(M_{max} - M_{min})]} \quad (4.3)$$

$$F_{M_w}(M_w) = \frac{\Phi[(M_w - E_{M_w})/\sigma_{M_w}] - \Phi[(M_{min} - E_{M_w})/\sigma_{M_w}]}{1 - \Phi[(M_{min} - E_{M_w})/\sigma_{M_w}]} \quad (4.4)$$

Así, la Fig. 4.4 muestra la distribución de probabilidad para valores discretos de magnitud, dichas probabilidades se calcularon con la Ec. (4.3) para dos de las zonas sísmicas (SUB2 y SUB3) que se presentan en la Figura 4.1a. Cabe mencionar que los intervalos de magnitud que se muestran son grandes, pues el propósito es meramente ilustrativo. Sin embargo, para un análisis de peligro sísmico real, un valor racional para el intervalo de magnitudes puede ser de 0.05.

Finalmente, cabe señalar que todos los parámetros necesarios para evaluar las funciones de distribución acumulada se indican en la Fig. 4.1 para cada una de las zonas sísmicas; además, se asume $M_{min}=4.5$ y $M_{max}=6.9$ para las zonas asociadas a sismos interplaca (SUB1, SUB2, SUB3 y SUB4, ver Fig. 4.1a). Por otro lado, se asume $M_{min}=4.5$ y $M_{max}=7.2$, 7.8 y 7.9 para las subzonas IN1, IN2 e IN3, respectivamente (zonas asociadas a sismos intraplaca, ver Fig. 4.1b), y se considera $M_{min}=7.0$ y $M_{max}=8.1$ para las catorce zonas sísmicas que se muestran en la Fig. 4.1c.

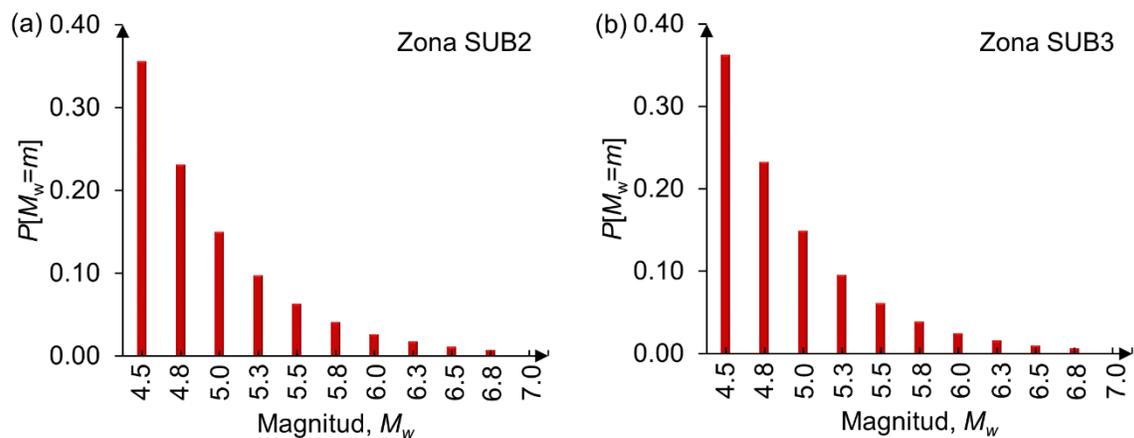


Fig. 4.4 Distribución de probabilidad de magnitudes para las zonas: a) SUB2 y b) SUB3

4.3 Distribución de distancia a la fuente

Una vez que se ha establecido la distribución de probabilidad de magnitudes, se debe determinar la distribución de probabilidad de las distancias entre la ubicación donde tuvo lugar el evento sísmico y el sitio de interés. En consideración a lo anterior, generalmente, se asigna una probabilidad uniforme a cada punto dentro de la zona sísmica que se analiza, es decir, el evento sísmico puede ocurrir en cualquier punto dentro de dicha zona (McGuire, 1995; Steven L. Kramer, 1996). En vista que las zonas sísmicas utilizadas en este estudio tienen geometrías bien definidas (Figs. 4.1a, 4.2b y 4.3c), es sencillo determinar la distribución de distancias del sitio a la fuente.

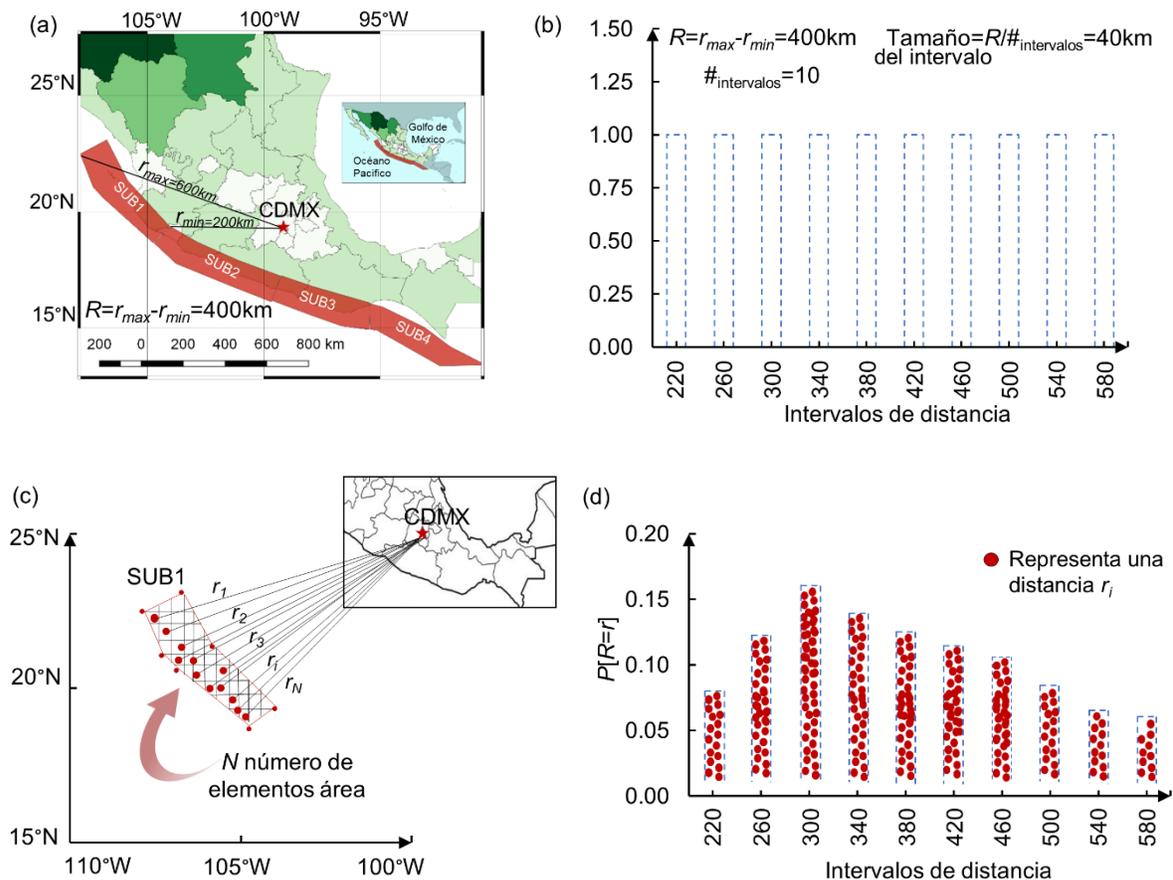


Fig. 4.5 Esquema ilustrativo para determinar la distribución de probabilidad de distancia para una zona sísmica determinada

Por ejemplo, para una zona sísmica dada en la Fig. 4.1, primeramente, se estima la distancia máxima y la distancia mínima entre el sitio de interés (e.g., CDMX) y la zona sísmica analizada (e.g., SUB1), enseguida, se calcula la diferencia entre ambas distancias ($R=r_{max}-r_{min}$) (ver Fig. 4.5a). Posteriormente, se especifica el número de intervalos de distancia ($\#_{intervalos}$) deseado para la función de distribución de probabilidad, y se calcula el tamaño de dicho intervalo de distancia (tamaño del intervalo = $R/\#_{intervalos}$) (ver Fig. 4.5b). Subsecuentemente, la zona sísmica analizada se divide en N número de elementos de área, y se calculan las distancias asociadas entre el sitio de interés y cada uno de los elementos de área (ver Fig. 4.5c). Por lo tanto, el cálculo anterior arrojará N número de distancias, las cuales deben ser contabilizadas y asignadas al intervalo de distancia correspondiente (ver Fig. 4.5d). Finalmente, el número de distancias correspondiente a cada intervalo dividido entre el número de elementos de área, en los cuales fue dividida la zona sísmica analizada, brindará la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico asociado a un intervalo de distancia (ver Fig. 4.5d). La Fig. 4.5 muestra un esquema ilustrativo del proceso previamente descrito.

Siguiendo el procedimiento anterior, la Fig. 4.6 muestra la distribución de probabilidad para las distancias del sitio a la fuente, correspondiente a las zonas SUB1 y SUB2 que se indican en la Fig. 4.1a. Se hace notar que el número de intervalos de distancia ($\#_{intervalos}$) que se utilizó es meramente con fines ilustrativos, ya que es deseable que el número de intervalos de distancia sea lo más grande posible.

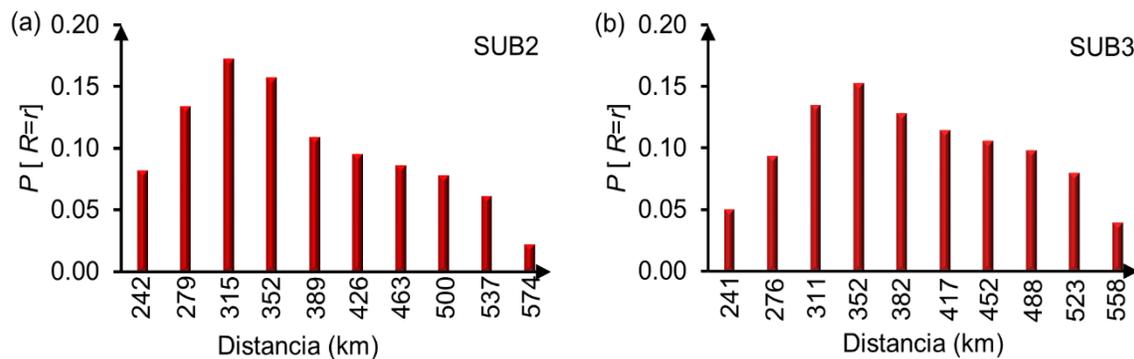


Fig. 4.6 Distribución de probabilidad de distancias para las zonas: a) SUB2 y b) SUB3

4.4 Leyes de atenuación

Hasta este momento se han definido la distribución de magnitudes y distancias asociadas a determinados eventos sísmicos. Sin embargo, nosotros estamos interesados en conocer la distribución de la intensidad sísmica asociada a la magnitud y ubicación del evento sísmico. Para esto, es necesario contar con leyes de atenuación (relaciones de atenuación), las cuales son funciones que describen la distribución de probabilidad de una medida de IS, asociada al periodo de vibración de un S1GL, como función de variables representativas de un evento sísmico (e.g., magnitud, distancia, profundidad). Las leyes de atenuación han sido desarrolladas, comúnmente, para predecir la aceleración máxima del suelo (PGA) o la aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura, $Sa(T_1)$. Desafortunadamente, no se han creado modelos de atenuación que proporcionen I_{Np} como función del periodo de vibrar (como lo hacen modelos de atenuación existentes); sin embargo, utilizando leyes de atenuación actualmente disponibles para predecir intensidades de $Sa(T_1)$, es posible realizar un APPS utilizando la medida de intensidad I_{Np} (como se verá en la Sección 5.1). Al respecto, en el presente estudio se emplean las relaciones de atenuación propuestas por Reyes *et al.* (2002) y Jaimes *et al.* (2015) para eventos interplaca e intraplaca, respectivamente. Estas leyes fueron desarrolladas exclusivamente con registros procedentes de las estaciones acelerométricas ubicadas en Ciudad Universitaria (CU), que se localizan en la zona de lomas de la CDMX. Las Ecs. (4.5) y (4.6) corresponden a funciones de atenuación para sismos interplaca e intraplaca, respectivamente.

$$\ln Y(T) = C_1(T) + C_2(T)(M_w - 6) + C_3(T)(M_w - 6)^2 + C_4(T)\ln R + C_5(T)R + \varepsilon(T) \quad (4.5)$$

$$\ln Y(T) = C_1(T) + C_2(T)M_w + C_3(T)\ln R + C_4(T)R + \varepsilon(T) \quad (4.6)$$

donde Y es la media cuadrática de las aceleraciones espectrales correspondientes a las componentes ortogonales del movimiento del suelo, en cm/s^2 , T representa el período de vibración del S1GL, en s, M_w es la magnitud del evento sísmico, R corresponde a la distancia más cercana del sitio al área de ruptura, en km, los valores para C_i indican los coeficientes de atenuación estimados a partir de un análisis de regresión; y ε es el error de la estimación (los valores de C_i se encuentran en las referencias Reyes *et al.* (2002) y Jaimes *et al.* (2015)).

Las Figs. 4.7a y 4.7b muestran los espectros obtenidos con las Ecs. (4.5) y (4.6), respectivamente.

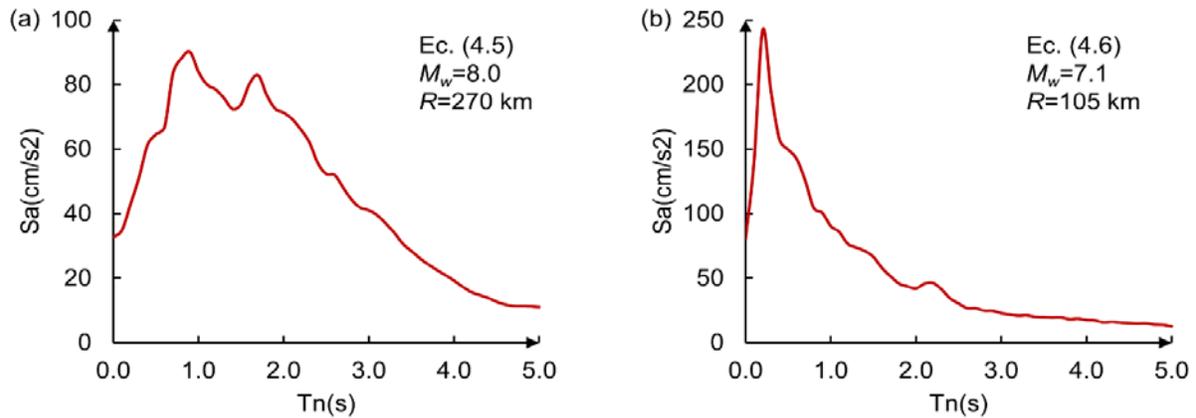


Fig. 4.7 Espectros de aceleración espectral asociados a: a) sismo de Guerrero Michoacán de 1985, y b) sismo de Puebla del 2017, calculados con las Ecuaciones (4.5) y (4.6), respectivamente

Dichos espectros están asociados a las magnitudes y distancias correspondientes al evento sísmico de Guerrero-Michoacán (Fig. 4.7a) y al de Puebla (Fig. 4.7b), los cuales ocurrieron el 19 de septiembre de 1985 y 2017, respectivamente. Ahora, más que en conocer un valor determinado de intensidad $\ln Y$, estamos interesados en conocer la distribución de probabilidad de intensidades $\ln Y$. Para esto, se ha observado que los valores de $\ln Y$ se representan adecuadamente por una distribución normal. Por lo tanto, la probabilidad que, $\ln Y$ exceda un valor determinado $\ln y$, asociado a un evento sísmico de magnitud, m , que ocurre a una cierta distancia, r , se estima como sigue:

$$P(Y > y|m, r) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln y - \ln Y}{\sigma_{\ln Y}}\right) \quad (4.7)$$

donde $\Phi(\cdot)$ es la distribución normal estándar acumulada; $\ln Y$ y $\sigma_{\ln Y}$ son el valor medio esperado y la desviación estándar obtenidos con un modelo de atenuación existente (e.g. Ecs. 4.5 y 4.6).

4.5 Curvas de peligro sísmico

El producto final de un APPS puede expresarse de diferentes formas. Una de ellas es a través de curvas de peligro sísmico las cuales indican la tasa media anual de excedencia correspondiente a cierto nivel de intensidad, correspondiente a un periodo estructural dado. El procedimiento para calcular una curva de peligro sísmico está basado en el teorema de probabilidad total, en el cual se suman las probabilidades correspondientes a que un parámetro sísmico, Y , exceda un determinado nivel de intensidad, y , dada la ocurrencia de eventos sísmicos asociados a todas las posibles magnitudes y ubicaciones concernientes a cada una de las zonas sísmicas que influyen en el peligro sísmico del sitio en estudio (Cornell, 1968; Esteva, 1968; McGuire, 1995; Steven L. Kramer, 1996; Baker, 2008). En este sentido, la tasa media anual de excedencia puede calcularse como sigue:

$$\lambda_y = \sum_{i=1}^{N_S} \sum_{j=1}^{N_M} \sum_{k=1}^{N_R} v_i P(Y > y | m_j, r_k) P(M_i = m_j) P(R_i = r_k) \quad (4.8)$$

donde λ_y es la tasa media anual de exceder un determinado nivel de intensidad, y . Por su parte, v_i indica la tasa de ocurrencia de sismos mayores a una magnitud mínima, M_{min} , correspondiente a la i -ésima zona sísmica analizada. El término $P(Y > y | m_j, r_k)$ es la probabilidad de que el parámetro sísmico seleccionado, Y (e.g., PGA, $Sa(T_I)$, I_{Np}), supere un valor específico, y , el cual es estimado con una función de atenuación (e.g., Ecs. 4.5 y 4.6). Los términos $P(M_i = m_j)$ y $P(R_i = r_k)$ corresponden a las probabilidades de que ocurra un evento sísmico de magnitud, m_j , en una ubicación, r_k , dentro de la i -ésima fuente sísmica (ver Fig. 4.4 y Fig. 4.6, respectivamente); donde las posibles magnitudes, M_i , y distancias, R_i , se han discretizado en intervalos N_M y N_R , respectivamente, y N_S es el número de zonas sísmicas que se analizan.

La Fig. 4.8 muestra las curvas de peligro sísmico en términos de $Sa(T_I)$ asociadas a dos periodos de vibración estructural: $T_n=0.2s$ (Fig. 4.8a) y $T_n=1.0s$ (Fig. 4.8b). Estas curvas de peligro sísmico se determinaron utilizando la Ec. (4.8), y la información descrita en los subcapítulos precedentes. Las curvas corresponden al sitio CU.

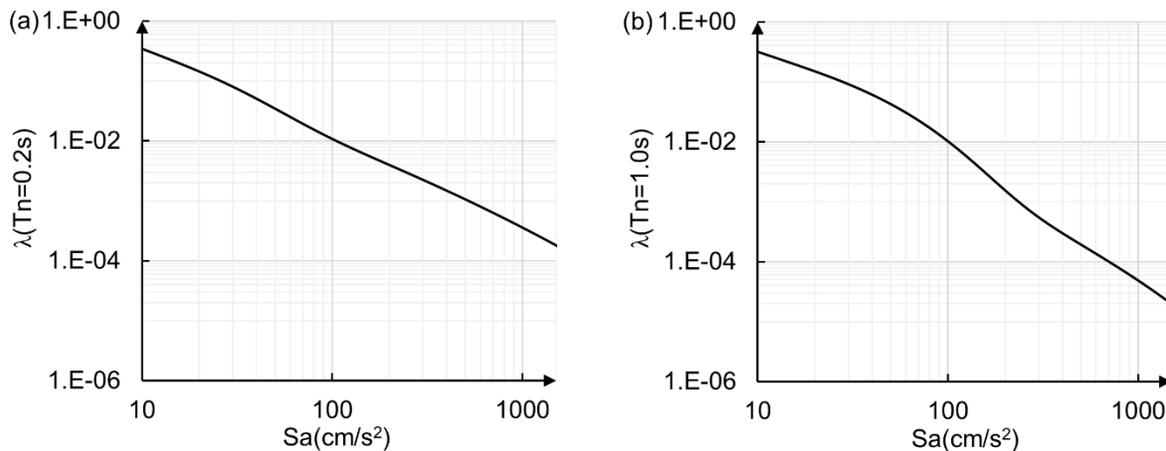


Fig. 4.8 Tasa media de excedencia anual en términos de $Sa(T_i)$ para a) $T_n=0.2\text{s}$, y b) $T_n=1.0\text{s}$, correspondientes al sitio CU

4.6 Espectros de peligro uniforme

El diseño sísmo resistente de edificaciones frecuentemente se lleva a cabo mediante un análisis dinámico espectral. Para ello, a través de un espectro elástico, se especifica el nivel de intensidad sísmica correspondiente a una estructura en función de su periodo de vibración (T_n), y que como ya se mencionó, sus ordenadas se modifican por medio de factores de reducción de resistencia con la finalidad de considerar ciertas características mecánicas de los elementos estructurales y del mismo sistema estructural que influyen en la respuesta global de la edificación.

Al respecto, los códigos de diseño sísmico establecen sus espectros elásticos, entre otras cosas, con base en un espectro de peligro uniforme. Este se determina, primeramente, evaluando la Ec. (4.8) para un intervalo de periodos de interés, lo cual dará como resultado un conjunto de curvas de peligro sísmico asociadas a dichos periodos. Enseguida, se selecciona una tasa de excedencia (λ_y^*) y, para cada una de las curvas de peligro generadas, se identifica el nivel de intensidad asociado a la tasa de excedencia previamente seleccionada. Finalmente, los valores de intensidad resultantes se grafican en función del periodo vibrar correspondiente. De aquí su designación, espectro de peligro uniforme, pues cada ordenada espectral tiene la misma probabilidad de ser excedida.

Para ejemplificar lo anterior, considere las curvas de peligro sísmico de la figura anterior. Inicialmente, se puede seleccionar una tasa de excedencia asociada a un periodo de retorno de 250 años ($\lambda_y^*=1/250$), el cual es un periodo de retorno adecuado según las normas actuales para el diseño de estructuras sismo-resistentes.

Enseguida, se identifica la tasa de excedencia $\lambda_y^*=1/250$ en cada una de las curvas y sus correspondientes niveles de aceleración, $Sa(T_I)$ (ver Figs. 4.9a y 4.9b). Finalmente, los valores de $Sa(T_I)$ se grafican como función del periodo de vibración correspondiente (ver Fig. 4.9c).

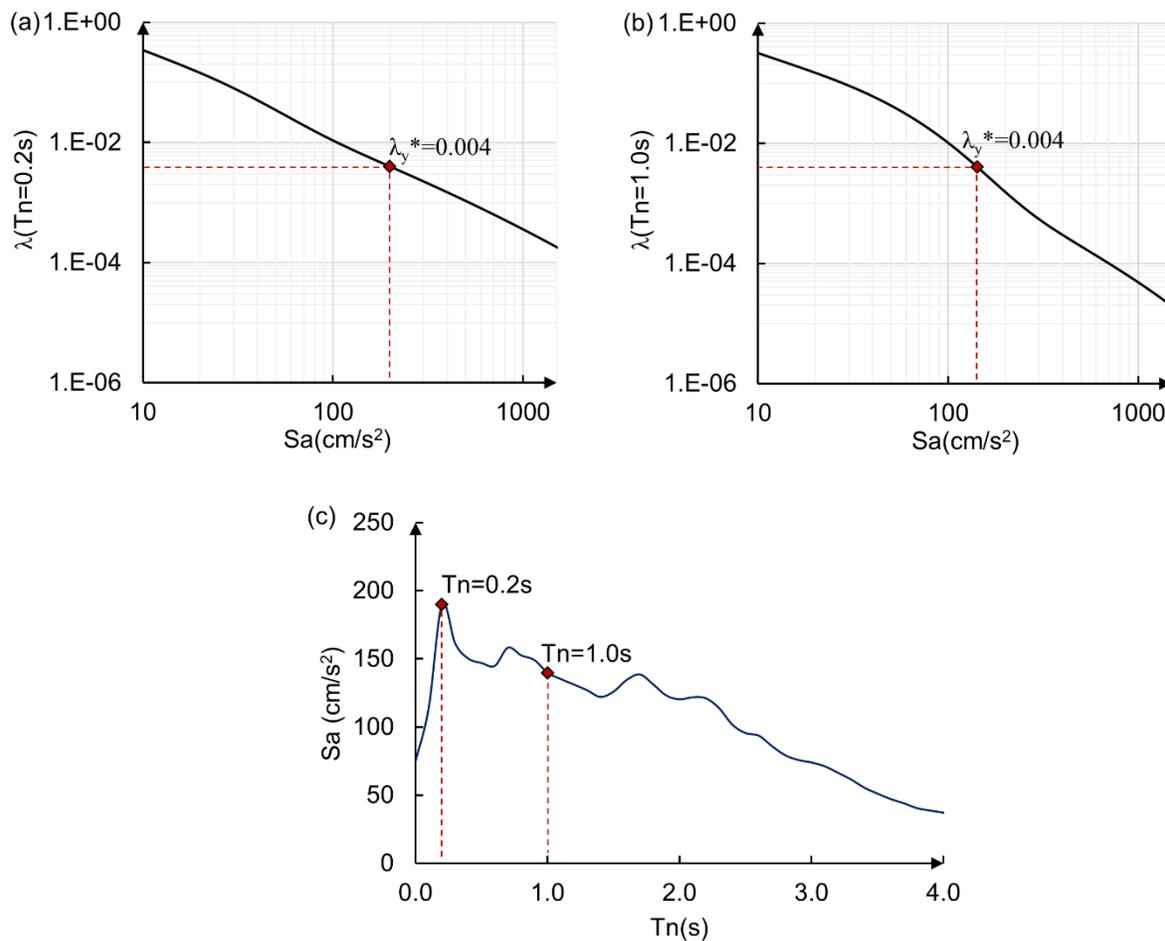


Fig. 4.9 Curvas de peligro sísmico asociadas a los periodos a) $T_n=0.2s$ y b) $T_n=1.0s$, y c) espectro de peligro uniforme para CU, considerando un periodo de retorno de 250 años

5. Medida de intensidad I_{Np}

Con la finalidad de superar las limitaciones de medidas de IS tradicionales (e.g., PGA, $Sa(T_I)$), en la literatura universal se han propuesto medidas de IS avanzadas. Algunos investigadores sugieren usar medidas de IS de carácter vectorial. Ellos sugieren que, al incluir dos o más parámetros representativos del movimiento del suelo, se logra una estimación más precisa y con menor variabilidad del desempeño de una estructura ante cargas sísmicas (Cordova, *et al.*, 2001; Baker y Cornell, 2005; Tothong y Luco, 2007; Bojórquez, Iervolino y Manfredi, 2008; Bojórquez y Iervolino, 2011; Kostinakis, *et al.*, 2018).

En particular, Bojórquez *et al.* (2008) desarrollaron la medida de IS vectorial $\langle Sa(T_I), Np \rangle$, donde Np es un parámetro representativo de la forma espectral. Su estudio demuestra que dicha medida de IS predice mejor la respuesta sísmica de estructuras en comparación con otras medidas de intensidad; sin embargo, realizar un APPS usando medidas de IS vectoriales es una labor complicada y poco práctica; por esta razón, Bojórquez y Iervolino (2011) propusieron una medida de IS escalar basada en $Sa(T_I)$ y el parámetro Np , la cual denominaron I_{Np} . Al respecto, medidas de IS vectoriales y escalares basadas en el parámetro Np han sido usadas satisfactoriamente. Por ejemplo, Buratti (2012) hizo una comparación exhaustiva, respecto a la eficiencia y suficiencia de varias medidas de IS escalares.

El estudio concluyó que la medida de intensidad más efectiva es I_{Np} . Adicionalmente, en un estudio comparativo basado en análisis no lineales, De Biasio *et al.*, (2014, 2015) mostraron el buen desempeño de I_{Np} para predecir la distorsión máxima de entrepiso y la demanda máxima de ductilidad en estructuras de concreto reforzado. Además, Modica y Stafford (2014), empleando como medida de intensidad $\langle Sa(T_I), Np \rangle$, estimaron curvas de fragilidad y desempeño sísmico para estructuras de concreto reforzado, demostrando la gran eficiencia de dicha medida. Similarmente, Minas y Galassos (2019) mostraron las ventajas de I_{Np} tras comparar curvas de fragilidad de $Sa(T_I)$ y diferentes niveles de daño.

Adicionalmente, Yakhchalian *et al.* (2015) demostraron que el parámetro N_p trabaja apropiadamente, particularmente, para niveles de desempeño relacionados con niveles moderados de no linealidad. Kostinakis *et al.* (2016) señalaron la eficiencia de I_{N_p} en reducir la variabilidad en la respuesta de estructuras de concreto reforzado. Asimismo, Jamshidiha *et al.*, (2018) examinaron la habilidad de diferentes medidas de IS para predecir la capacidad al colapso de marcos de acero resistentes a momento con amortiguadores de fluido viscoso. El estudio indica que medidas de IS escalares que resulten de la combinación con el parámetro N_p son más eficientes. Con base en la anterior revisión de la literatura, los autores del presente estudio concluyen que I_{N_p} es una herramienta prometedora para realizar APPS.

5.1 Metodología para realizar APPS utilizando I_{N_p}

La aplicación de nuevas medidas de IS regularmente se ve limitada debido a la indisponibilidad de leyes de atenuación apropiadas, las que son fundamentales para efectuar APPS. Por ejemplo, no se disponen de modelos de atenuación que proporcionen I_{N_p} como función del período de vibrar, como ocurre con relaciones de atenuación existentes; sin embargo, haciendo uso de leyes de atenuación disponibles para otras medidas de IS, es posible definir el valor esperado y la varianza del logaritmo natural de I_{N_p} (i.e., establecer una ley de atenuación) y poder realizar APPS.

A continuación, se presenta el desarrollo para definir el valor esperado y la varianza para el logaritmo natural de I_{N_p} , la cual se expresa como sigue:

$$I_{N_p} = Sa(T_1) \cdot N_p^\alpha \quad (5.1)$$

$$N_p = \frac{Sa_{avg}(T_1 \dots T_N)}{Sa(T_1)} \quad (5.2)$$

donde I_{N_p} es la medida de intensidad escalar, α es un parámetro que debe calibrarse de acuerdo con la estructura y el parámetro de demanda sísmica seleccionado (en este estudio se adopta $\alpha=0.5$, de acuerdo con el estudio de Bojórquez y Iervolino (2011)). Al respecto, Bojórquez y Iervolino (2011), a través de análisis no lineales de sistemas de un grado de

libertad con diferentes periodos de vibración, calibraron el parámetro α utilizando como parámetro de demanda sísmica la máxima demanda de ductilidad y el índice de daño de Park y Ang. Así, ellos estimaron valores óptimos de α en un intervalo de 0.3 a 0.6. Finalmente, Sa_{avg} es la media geométrica entre valores de aceleración espectral asociada a N números de períodos, que se expresa como sigue:

$$Sa_{avg}(T_1 \dots T_N) = \left(\prod_{i=1}^N Sa(T_i) \right)^{1/N} \quad (5.3)$$

Sustituyendo las Ecs. (5.3) y (5.2) en la Ec. (5.1), y aplicando el logaritmo natural, resulta:

$$\ln(I_{Np}) = (1 - \alpha) \ln[Sa(T_1)] + \frac{\alpha}{N} \sum_{i=1}^N \ln[Sa(T_i)] \quad (5.4)$$

Por lo tanto, la esperanza y la varianza del $\ln(I_{Np})$ pueden expresarse como en las Ecs. (5.5) y (5.6), respectivamente:

$$E[\ln(I_{Np})] = (1 - \alpha)E\{\ln[Sa(T_1)]\} + \frac{\alpha}{N} \sum_{i=1}^N E\{\ln[Sa(T_i)]\} \quad (5.5)$$

$$\begin{aligned} Var[\ln(I_{Np})] &= \alpha^2 Var\{\ln[Sa_{avg}(T_1 \dots T_N)]\} \\ &+ (1 - \alpha)^2 Var\{\ln[Sa(T_1)]\} \end{aligned} \quad (5.6)$$

$$+ 2\alpha(1 - \alpha)\rho_{\ln[Sa_{avg}(T_1 \dots T_N)], \ln[Sa(T_1)]} \sigma_{\ln[Sa_{avg}(T_1 \dots T_N)]} \sigma_{\ln[Sa(T_1)]}$$

Los valores de $\ln[Sa(T_i)]$ se obtienen de leyes de atenuación existentes (e.g, Ecs. 4.5 y 4.6). Adicionalmente, se asume que los valores de $\ln[Sa(T_i)]$ siguen una distribución normal bivariada, por lo tanto, la sumatoria también resulta con una distribución normal. Por otro lado, la varianza asociada a la media geométrica de aceleraciones espectrales, $Var\{\ln[Sa_{avg}(T_1 \dots T_N)]\}$, y el coeficiente de correlación $\rho_{\ln[Sa_{avg}(T_1 \dots T_N)], \ln[Sa(T_1)]}$ se obtienen por medio de las Ecs. (5.7) y (5.8), respectivamente:

$$\text{Var}\{\ln [Sa_{avg}(T_1 \dots T_N)]\} = \frac{1}{N^2} \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N [\rho_{\ln[Sa(T_i)], \ln[Sa(T_j)]} \sigma_{\ln[Sa(T_i)]} \sigma_{\ln[Sa(T_j)]}] \quad (5.7)$$

$$\rho_{\ln[Sa(T_1 \dots T_N)], \ln[Sa(T_1)]} = \frac{\sum_{i=1}^N \rho_{\ln[Sa(T_i)], \ln[Sa(T_1)]} \sigma_{\ln[Sa(T_i)]}}{\sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N [\rho_{\ln[Sa(T_i)], \ln[Sa(T_j)]} \sigma_{\ln[Sa(T_i)]} \sigma_{\ln[Sa(T_j)]]}} \quad (5.8)$$

donde $\rho_{\ln[Sa(T_i)], \ln[Sa(T_j)]}$ representa la correlación entre los valores de aceleración espectral en los períodos T_i y T_j . Así, con las ecuaciones anteriores es posible obtener una ley de atenuación para describir la distribución completa de I_{Np} . Sin embargo, antes de realizar cualquier análisis con I_{Np} es necesario definir dos aspectos esenciales, el primero, asociado con el valor de T_N correspondiente a la media geométrica $Sa_{avg}(T_1 \dots T_N)$, y el segundo, relacionado con la correlación entre aceleraciones espectrales $\rho_{\ln[Sa(T_i)], \ln[Sa(T_j)]}$. En la siguiente sección se aborda el tema del valor de T_N , mientras que el concepto de correlación entre valores de aceleración espectral se estudia en el capítulo siguiente.

5.2 Valores de T_N que se usan para para definir $Sa_{avg}(T_1 \dots T_N)$

Entre los parámetros que definen la medida de intensidad I_{Np} , la media geométrica, $Sa_{avg}(T_1 \dots T_N)$, tiene un papel crucial en el cálculo de la tasa de excedencia asociada a los distintos niveles de intensidad sísmica (curva de peligro sísmico) y, consecuentemente, en el nivel de las ordenadas espectrales que se alcancen en los EPU. Al respecto, sabemos que $Sa_{avg}(T_1 \dots T_N)$ representa la multiplicatoria de valores de $Sa(T_i)$ en un intervalo de periodos elevados a la potencia $1/N$ (ver Ec. 5.3). Se observa que el intervalo de periodos va desde el periodo elástico de la estructura, T_l , hasta un valor igual a T_N . En este sentido, T_N representa el alargamiento del periodo elástico del sistema producto del comportamiento degradante, y es el N -ésimo periodo de vibración en la serie (el último). Se ha demostrado a través de análisis no lineales de S1GL que el periodo elástico de una estructura se alarga consecuencia de la degradación de sus propiedades mecánicas. El alargamiento del periodo depende del nivel de no linealidad (caracterizado por ductilidad o resistencia) y del periodo del sistema.

De esta manera, el incremento del periodo se expresa como una fracción del periodo elástico. Es decir, si el periodo alargado es el doble del periodo del sistema, entonces, $T_N=2T_I$, donde T_N represente el valor del periodo alargado. Así, cuando el valor de T_N se utiliza para calcular $S_{avg}(T_I...T_N)$, se hace en un intervalo de periodos que van desde el periodo elástico (T_I) hasta el periodo alargado (T_N) espaciados a cada 0.1s.

En este sentido, Bojórquez *et al.*, (2008, 2011) recomiendan, de forma general, $T_N=2.0T_I$. Sin embargo, es razonable pensar que no existe un intervalo de periodos óptimo para $S_{avg}(T_I...T_N)$ que se adecue completamente a los diferentes periodos estructurales, en este sentido, aquí se asume que T_N varía en función del periodo de la estructura. Lo anterior concuerda cabalmente con lo sugerido por Tsantaki *et al.* (2012, 2017), quienes señalan que mientras más rígida es una estructura, mayor será el alargamiento del periodo de vibrar. Al respecto, para estructuras con periodos de vibrar cortos consideran adecuado un valor de $T_N=2.0T_I$, lo cual concuerda con las recomendaciones hechas por otras investigaciones para estructuras relativamente rígidas, suponiendo ductilidades estructurales entre 2 y 3 (Bianchini, Diotallevi y Baker, 2009; Katsanos y Sextos, 2015; Tsantaki, Adam y Ibarra, 2017).

Por otro lado, para periodos de vibrar intermedios, el alargamiento del periodo disminuye de forma casi lineal hasta que alcanza un comportamiento semi-constante, lo anterior ocurre independientemente del nivel de no linealidad desarrollado por la estructura (Katsanos y Sextos, 2015). En este contexto, Di Sarno y Amiri (2019) cuantificaron el alargamiento del periodo fundamental de estructuras de concreto reforzado por medio de la razón entre espectros de respuesta pertenecientes a sistemas con periodos de vibración alargado y sus respectivos periodos de vibración elástico (T_N/T_I). Los resultados sugieren dividir el espectro de respuesta de T_N/T_I en dos regiones principales: la primera, asociada a estructuras con periodos cortos a moderados, donde el cociente T_N/T_I disminuye al incrementarse el periodo elástico; y la segunda región relacionada a estructuras con periodo de vibración largos, donde el cociente T_N/T_I se comporta prácticamente constante. Por lo tanto, se asume que debe existir un límite a partir del cual el cociente T_N/T_I sigue un comportamiento casi constante. En este sentido, aquí se propone $T_N=T_s$ (recordando que T_s es el periodo dominante del terreno) como ese límite a partir el cual el alargamiento del periodo estructural se mantiene constante.

Con base en lo anterior, para periodos de vibración mayores al periodo dominante del terreno, se propone $T_N=1.25T_I$, el cual es, en promedio, el valor del cociente T_N/T_I para estructuras con un nivel de no linealidad bajo a moderado que se presenta con una ductilidad estructural promedio entre 2 y 3 (Katsanos y Sextos, 2015; Di Sarno y Amiri, 2019).

Resumiendo, en el presente estudio se propone $T_N=2.0T_I$ para sistemas con periodos de vibración cortos; $T_N=T_s$ para aquellos sistemas con periodos de vibración intermedio; y $T_N=1.25T_I$ para periodos estructurales largos (mayor al periodo del terreno). Estos valores de T_N conducen a resultados razonables, como se verificará más adelante. Además, están asociados con niveles de ductilidad bajo a moderado ($\mu=2-3$). Adicionalmente, la Fig. 5a muestra la delimitación de las regiones espectrales que se establecieron empleando una franja de color amarillo, verde y anaranjado para periodos cortos, largos e intermedios, respectivamente. Adicionalmente, con fines ilustrativos, se utiliza el espectro promedio asociado al terreno de transición en Ciudad de México cuyo periodo dominante es de aproximadamente 1.0s (línea continua).

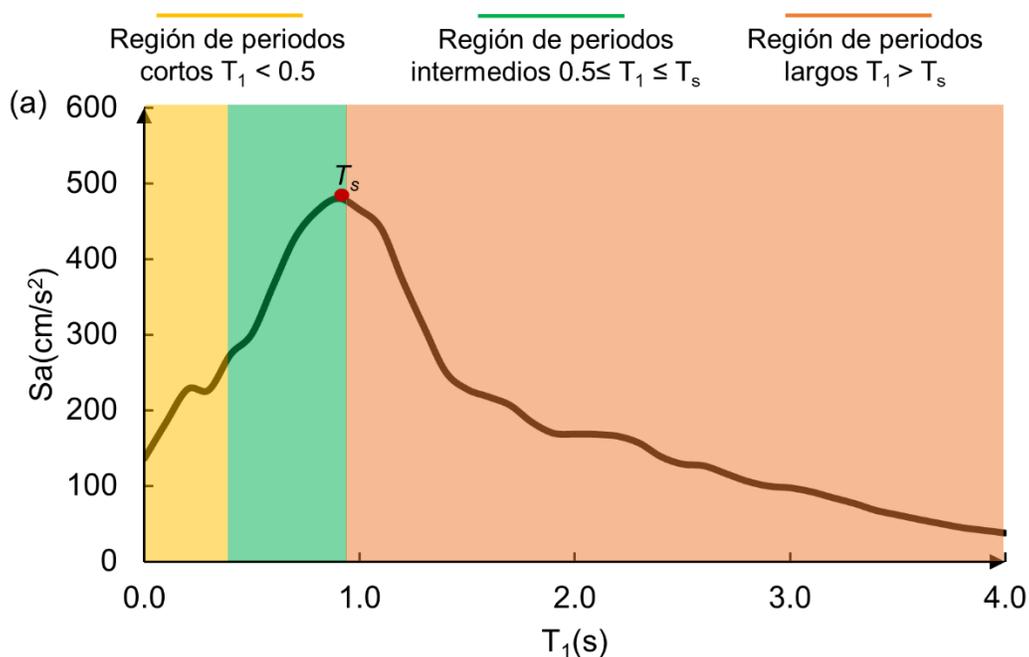


Fig. 5.1 a) Delimitación de las regiones espectrales asociadas a periodos cortos, intermedios y largos correspondiente al espectro promedio de terreno de transición en Ciudad de México ($T_s \approx 1$ s), b) espectro en términos de la relación entre el periodo alargado y periodo elástico (T_N/T_I) asociados a dos niveles de ductilidad

Por otro lado, la Fig. 5b presenta el espectro en términos del cociente entre el periodo alargado y el periodo elástico del sistema asociado a dos niveles de ductilidad (Katsanos y Sextos, 2015). Dicha relación representa la cantidad de veces en la que el periodo elástico tiene que incrementarse debido al comportamiento no lineal del sistema.

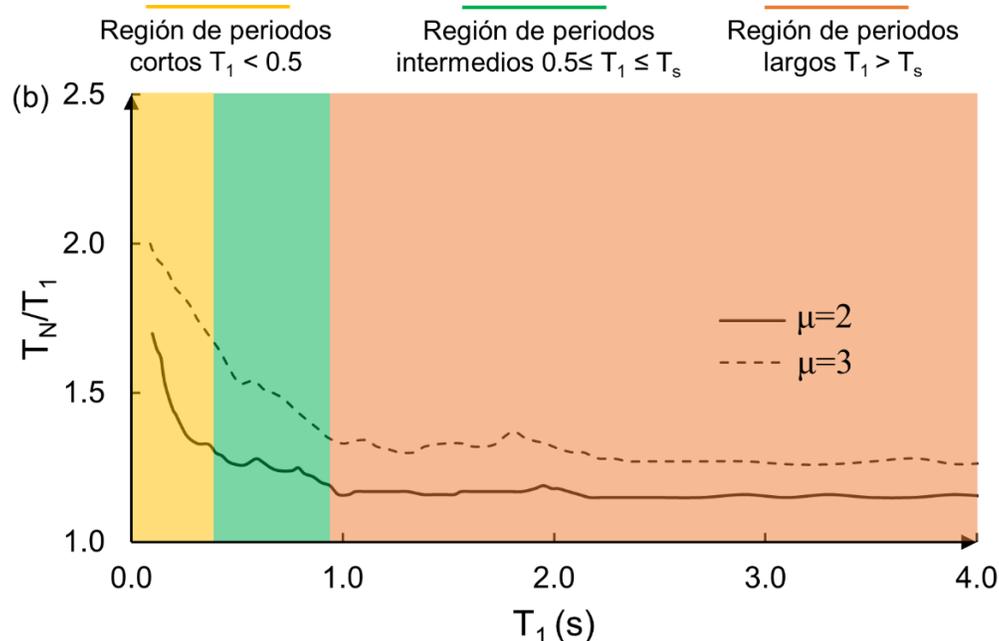


Fig. 5.1 a) Delimitación de las regiones espectrales asociadas a periodos cortos, intermedios y largos correspondiente al espectro promedio de terreno de transición en Ciudad de Mexico ($T_s \approx 1$ s), b) espectro en términos de la relación entre el periodo alargado y periodo elástico (T_N/T_1) asociados a dos niveles de ductilidad

La Fig. 5b brinda, visualmente, una idea clara de la variación del alargamiento del periodo. Tal como se describió previamente, mientras más rígida es una estructura, mayor será el alargamiento del periodo de vibrar (región de periodos cortos). Enseguida, para estructuras más flexibles, el alargamiento del periodo tiende a disminuir linealmente conforme el periodo elástico se incrementa hasta un periodo limite (región de periodos intermedios). Finalmente, para estructuras muy flexibles, el incremento del periodo de vibración permanece casi constante (región de periodos largos).

Una aproximación más refinada, para delimitar T_N , se puede hacer mediante un estudio paramétrico de los cocientes entre periodos de S1GL con comportamiento degradante y aquellos de sistemas elásticos (T_N/T_I), como una función de T_I para una ductilidad específica; dicho estudio podría considerar tanto las características de los movimientos sísmicos como las propiedades estructurales (e.g., degradación de resistencia y/o rigidez, factor de estrangulamiento, daño acumulado, etc.), tal como lo hicieron Di Sarno y Amiri (2019). En dicho estudio se propuso una expresión matemática para estimar el alargamiento del periodo estructural como función del periodo elástico y de algunos parámetros estructurales significativos, dicha expresión es aplicable para estructuras ubicadas en sitios clase D y C de acuerdo con ASCE/SEI 7-10 (2010), cuyas velocidades de onda cortante se encuentran entre $182.88 \leq V_{S30} \leq 365.76$ m/s y $365.76 \leq V_{S30} \leq 762$ m/s, respectivamente.

6. Coeficientes de correlación para sitios de terreno firme en la CDMX

Los coeficientes de correlación son útiles para definir la distribución conjunta de valores espectrales asociados a múltiples períodos, lo cual hace posible ciertas aplicaciones de ingeniería sísmica, por ejemplo, APPS con medidas de IS conformadas por dos o más parámetros sísmicos (Bazzurro y Cornell, 2002), simulación de espectros de respuesta para un escenario sísmico dado (Baker y Cornell, 2006a), relaciones de atenuación ‘personalizadas’ (Baker y Cornell, 2006b; Kohrangi, Kotha y Bazzurro, 2018). Además, es posible realizar APPS con medidas de IS escalares mejoradas (Baker y Cornell, 2005) o construir espectros condicionales promedio (Baker y Cornell, 2005; Baker, 2011).

En este sentido, Inoue y Cornell (1990) propusieron una ecuación para predecir la correlación entre valores de velocidad espectral correspondientes a diferentes períodos de vibración, cuya finalidad fue cuantificar el daño estructural en sistemas de múltiples grados de libertad. Por otra parte, Cordova *et al.* (2001) presentó una metodología para evaluar el desempeño sísmico ante el colapso de estructuras “aporticadas”, esta metodología incluye una medida de IS que combina la aceleración espectral medida en el período fundamental de una estructura, $S_a(T_1)$, y un parámetro que pretende incluir el ‘ablandamiento’ estructural. Por lo tanto, fue necesario estimar la correlación entre valores de aceleración espectral en dos períodos de vibrar determinados, al respecto, se utilizó la ecuación desarrollada por Inoue y Cornell (1990). En la misma dirección, Baker y Cornell (2006a) presentaron una ecuación para correlacionar valores de aceleración espectral correspondientes a dos períodos de vibrar distintos; para esto, utilizaron un conjunto de registros sísmicos asociados a eventos sísmicos corticales superficiales ocurridos en distintas partes del mundo. Adicionalmente, Baker y Jayaram (2008), utilizando las relaciones de atenuación derivadas del proyecto ‘Next Generation Attenuation Project, NGA’ para el Oeste de los Estados Unidos, presentaron un

nuevo modelo matemático para predecir la correlación entre aceleraciones espectrales para dos períodos de vibración. Posteriormente, Jayaram y Baker (2011) investigaron si su modelo de correlación (Baker y Jayaram, 2008) predecía valores de correlación similares respecto a aquellos obtenidos utilizando una base de registros sísmicos Japonesa; ellos observaron diferencia entre los valores de los coeficientes de correlación obtenidos y aquellos estimados, atribuyendo esta disparidad al mecanismo de falla de los eventos sísmicos analizados más que a la magnitud o distancia de los mismos (Baker y Bradley, 2017). Acorde a lo anterior, Daneshvar *et al.* (2015) calcularon los coeficientes de correlación, entre valores de aceleración espectral, para el Este de Canadá, y demostraron que la magnitud y distancia de los eventos sísmicos utilizados tienen poca influencia sobre los valores de correlación obtenidos. Además, reportaron valores de correlación mayores a aquellos estimados con un modelo de correlación propuesto por Baker y Jayaram (2008). Lo anterior sugiere que modelos de correlación establecidos para zonas con condiciones sísmicas específicas quizá no son adecuados para distintos ambientes sísmicos, excepto para los cuales fueron concebidos. En relación a lo anterior, Cimellaro (2013), con el objetivo de adaptar dos modelos de correlación existentes (Baker y Cornell, 2006a; Chiou y Youngs, 2008), realizó un análisis de regresión utilizando una base de eventos sísmicos registrados en Europa, y encontró que los modelos de correlación analizados no eran óptimos para dicha área. Consiguientemente, Cimellaro propuso un modelo de correlación específico para dicha región. Contrariamente, Ji *et al.* (2017) estimaron los coeficientes de correlación, entre valores de aceleración espectral, utilizando como base de datos movimientos sísmicos registrados en China, y encontraron que el modelo de Baker y Jayaram (2008) predice, aproximadamente, los valores de correlación observados. De hecho, Ji *et al.* (2018) utilizaron dicho modelo de correlación para calcular espectros condicionales promedio para diferentes sitios en China.

En el caso de México, Hong y Goda (Hong y Goda, 2010) estimaron la correlación entre valores de aceleración espectral para múltiples periodos de vibrar utilizando una base de datos sísmicos registrados en el Centro y Sureste del país, disponible en la referencia (García Jiménez, 2006). De este modo, se propuso un modelo de correlación simple para sitios de suelo firme, tipo B acorde con la clasificación del '*Building Seismic Safety Council*,

NEHRP, y se concluyó que los coeficientes de correlación dependen del período de vibración y del mecanismo de falla. Recientemente, Jaimes y Candia (2019), empleando la misma base de registros sísmicos utilizada por Hong y Goda (2010), adaptaron el modelo propuesto por Baker y Jayaram (2008) para predecir la correlación entre valores de aceleración espectral, con lo cual se alcanzó una mayor precisión en la determinación del valor de correlación asociado a pares de periodos de vibrar cortos.

El objetivo del presente capítulo es proponer, para un sitio de terreno firme de la Ciudad de México, una expresión matemática para predecir la correlación entre los valores de aceleración espectral asociada a eventos sísmicos tipo interplaca y, separadamente, a eventos sísmicos tipo intraplaca. De esta manera, el modelo de correlación que se proponga será el vínculo que permitirá realizar APPS utilizando la medida de intensidad sísmica I_{Np} .

Para alcanzar los objetivos del presente capítulo, primeramente, se recopilan eventos sísmicos interplaca e intraplaca registrados en la estación acelerométrica de Ciudad Universitaria (CU), la cual se encuentra dentro de la zona de lomas (terreno firme) en la Ciudad de México. Además, se seleccionan relaciones de atenuación de acuerdo a las características de los registros sísmicos. Posteriormente, se estiman los coeficientes de correlación a partir de la diferencia entre un espectro de respuesta real y uno calculado utilizando su correspondiente función de atenuación para sismos interplaca e intraplaca. Finalmente, se propone una ecuación de correlación que es aplicable a sitios de terreno firme en la Ciudad de México.

6.1 Registros sísmicos y relaciones de atenuación

Primeramente, se compilaron un conjunto de registros sísmicos pertenecientes a eventos interplaca y eventos intraplaca. Los eventos sísmicos se obtuvieron exclusivamente de la estación acelerométrica de CU (terreno firme). La Red de Acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la UNAM, México (RAII-UNAM) proporcionó los registros sísmicos seleccionados (ver Tabla 6.1 y Tabla 6.2), y la Fig. 6.1 muestra los epicentros de los eventos sísmicos considerados en el presente estudio.

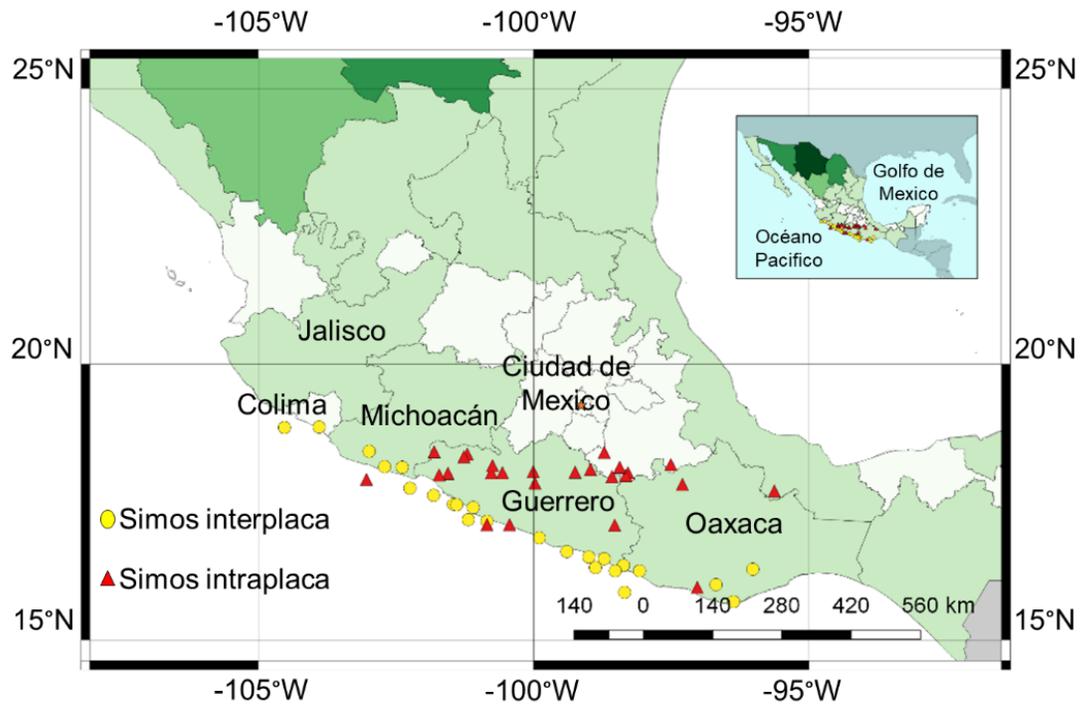


Fig. 6.1 Mapa del Sureste de México donde se muestran los epicentros de los sismos interplaca (círculos), y sismos intraplaca (triángulos) utilizados en este estudio

Tabla 6.1 Sismos interplaca registrados en la estación acelerométrica de CU

Fecha	M_w	Distancia (km)	Profundidad (km)	Fecha	M_w	Distancia (km)	Profundidad (km)
23/08/1965	7.8	466	16	15/05/1993	6.0	320	20
02/08/1968	7.4	326	33	24/10/1993	6.7	310	19
19/03/1978	6.4	285	16	14/09/1995	7.3	320	22
29/11/1978	7.8	414	19	09/10/1995	8.0	530	27
14/03/1979	7.6	287	20	15/07/1996	6.6	301	20
25/10/1981	7.3	330	20	19/07/1997	6.7	394	15
07/06/1982	6.9	304	15	03/02/1998	6.3	509	33
07/06/1982	7.0	303	15	09/08/2000	6.5	380	33
19/09/1985	8.1	295	15	22/01/2003	7.5	526	26
21/09/1985	7.6	318	15	01/01/2004	6.0	323	15
30/04/1986	7.0	409	16	20/03/2012	7.4	329	16
25/04/1989	6.9	290	19	18/04/2014	7.2	304	10
31/05/1990	6.1	304	21	08/05/2014	6.4	298	17

Tabla 6.2 Sismos intraplaca registrados en la estación acelerométrica de CU

Fecha	M_w	Distancia (km)	Profundidad (km)	Fecha	M_w	Distancia (km)	Profundidad (km)
06/07/1964	7.3	217	55	21/06/1999	6.3	310	53
07/06/1976	6.4	310	57	30/09/1999	7.4	415	47
24/10/1980	7.0	169	70	21/07/2000	5.9	146	50
05/08/1993	5.2	237	54	20/02/2006	5.2	191	56
23/02/1994	5.8	278	75	11/08/2006	6.0	228	58
06/05/1994	5.2	160	62	13/04/2007	6.0	244	43
23/05/1994	6.2	209	50	28/04/2008	5.8	195	56
10/12/1994	6.4	300	50	22/05/2009	5.6	168	59
11/01/1997	7.1	377	40	11/12/2011	6.5	176	55
03/04/1997	5.2	154	52	16/06/2013	5.9	103	52
22/05/1997	6.5	300	54	29/07/2014	6.4	432	110
20/04/1998	5.9	246	64	20/03/2015	5.4	178	61
15/06/1999	6.9	218	61	19/09/2017	7.1	105	57

Los coeficientes de correlación se obtienen a partir de la diferencia entre la aceleración espectral correspondiente a un espectro de respuesta real y uno calculado utilizando una relación de atenuación apropiada. Las relaciones de atenuación que aquí se emplean son las propuestas por Reyes *et al.* (2002) y Jaimes *et al.* (2006) para eventos interplaca; y las propuestas por Jaimes *et al.* (2015) y García *et al.* (2005) para eventos intraplaca, de aquí en adelante identificados como Reyes02, Jaimes06, Jaimes15 y García05, respectivamente. Cabe mencionar que, a excepción del modelo de atenuación de García *et al.* (2005), los modelos de atenuación fueron desarrollados empleando únicamente eventos sísmicos registrados en la estación acelerométrica de CU. La función de atenuación de García *et al.* (2005) se incluyó dado que se ha convertido en una referencia importante asociada a la sismicidad de eventos tipo intraplaca en México.

6.2 Coeficientes de correlación entre aceleraciones espectrales

Con el fin de describir adecuadamente el concepto de correlación entre valores de aceleración espectral, considérese el siguiente modelo general para una relación de atenuación:

$$\ln Sa(T_n) = \mu_{\ln Sa}(M_w, R, \theta, T_n) + \sigma_{\ln Sa}(T_n) \varepsilon(T_n) \quad (6.1)$$

donde $\mu_{\ln Sa}(M, R, \theta, T_n)$ y $\sigma_{\ln Sa}(T_n)$ son el valor promedio y la desviación estándar, respectivamente, del logaritmo natural de la aceleración espectral en un período determinado (T_n), calculados con una ley de atenuación, en función de la magnitud del evento sísmico (M_w), distancia de la fuente al sitio de interés (R) y otros parámetros, (θ).

Reorganizando la Ec. (6.1), se obtiene:

$$\varepsilon(T_n) = \frac{\ln Sa(T_n) - \mu_{\ln Sa}(M_w, R, \theta, T_n)}{\sigma_{\ln Sa}(T_n)} \quad (6.2)$$

donde $\varepsilon(T_n)$ representa el número de desviaciones estándar en las que la aceleración espectral real difiere del valor promedio estimado, $\mu_{\ln Sa}(M_w, R, \theta, T_n)$. Los valores de $\varepsilon(T_n)$ están correlacionados probabilísticamente en diferentes períodos de vibrar, además, se supone que presentan una distribución normal (Ordaz, Singh y Arciniega, 1994; Baker y Cornell, 2006; Jayaram y Baker, 2008; Jaimes, Ramirez-Gaytan y Reinoso, 2015). Es decir, si se registró un valor de aceleración mayor al esperado en un periodo determinado (i.e., $\varepsilon(T_n)$ mayor a 0), entonces, es probable que también sea mayor al esperado en periodos adyacentes. Esta relación puede describirse probabilísticamente utilizando coeficientes de correlación entre valores de $\varepsilon(T_n)$ asociados a dos períodos de interés (Baker y Jayaram, 2008).

A modo de ilustración, la Fig. 6.2a muestra un espectro de respuesta real y su correspondiente obtenido con una ley de atenuación; a partir de los valores de aceleración espectral, asociados a un par de periodos de interés (e.g., 1.0s y 1.4s), se puede evaluar la Ec. (6.2) y determinar los valores de $\varepsilon(T_n)$. Por otra parte, la Fig. 6.2b muestra los valores de $\varepsilon(T_n)$ obtenidos para un conjunto de registros sísmicos (Tabla 6.1) correspondientes a los dos periodos vibrar que se indican en la Fig. 6.2a (1.0s y 1.4s). Así, habiendo calculado los valores de $\varepsilon(T_n)$ para un conjunto de movimientos sísmicos determinado, es posible estimar la correlación existente entre los valores de $\varepsilon(T_n)$ asociada a un par de periodos de interés, tal como se describiré en lo que sigue. De esta manera, el proceso se repetirá para valores de aceleración espectral asociados a tantos pares de periodos como se desee.

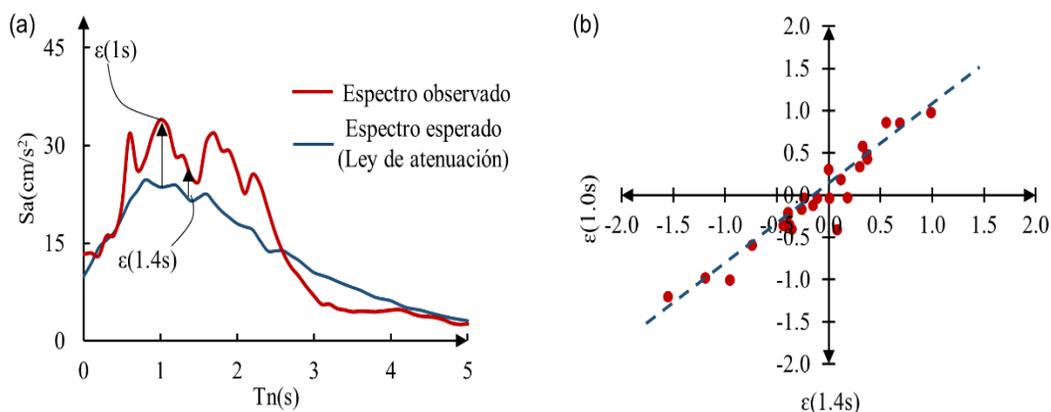


Fig. 6.2 a) Espectro de respuesta observado y estimado para un evento sísmico determinado, b) valores de ε observados para 1.0s y 1.4s para un conjunto de eventos sísmicos

Para calcular las correlaciones se emplea el coeficiente de Pearson entre valores de ε asociados a dos períodos de vibración $\varepsilon(T_1)$ y $\varepsilon(T_2)$, como sigue:

$$\rho_{\varepsilon(T_1), \varepsilon(T_2)} = \frac{\sum_{i=1}^n (\varepsilon_i(T_1) - \overline{\varepsilon(T_1)}) (\varepsilon_i(T_2) - \overline{\varepsilon(T_2)})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (\varepsilon_i(T_1) - \overline{\varepsilon(T_1)})^2 \sum_{i=1}^n (\varepsilon_i(T_2) - \overline{\varepsilon(T_2)})^2}} \quad (6.3)$$

donde $\varepsilon_i(T_1)$ y $\varepsilon_i(T_2)$ indican el valor de épsilon asociado al i -ésimo registro sísmico en el período de vibrar T_1 y T_2 , respectivamente. La línea horizontal sobre $\varepsilon(T_1)$ y $\varepsilon(T_2)$ hace referencia al promedio de los valores de épsilon correspondiente a n -número de registros sísmicos (e.g., Tabla 6.1 y 6.2). Así, el cálculo se repite para cada par de períodos de interés. La Fig. 6.3 muestra los coeficientes de correlación, calculados con la Ec. (6.3), para un conjunto determinado de períodos T_2 , como función de valores de T_1 entre 0.05s y 5.0s (línea continua). Antes de realizar cálculos adicionales, las matrices de correlación estimadas con la Ec. (6.3) (asociadas a sismos interplaca, y alternativamente a sismos intraplaca) se suavizaron aplicando una simple media móvil a los coeficientes de correlación (línea discontinua), cuyo objetivo es establecer una tendencia más manejable que pueda beneficiar el desarrollo de una ecuación para predecir la correlación entre valores de aceleración espectral. Así, los coeficientes de correlación suavizados se utilizan más adelante para desarrollar las ecuaciones predictivas, asumiendo que estos valores se obtuvieran si se dispusiera de una base de datos más amplia (como las bases de datos utilizadas en otras

investigaciones compuestas por cientos de registros de movimientos del suelo). En el futuro, la base de datos de registros sísmicos de la Ciudad de México será más extensa y los modelos matemáticos derivados serán más precisos, por lo que será posible verificar la eficiencia de modelos como el propuesto en el presente estudio.

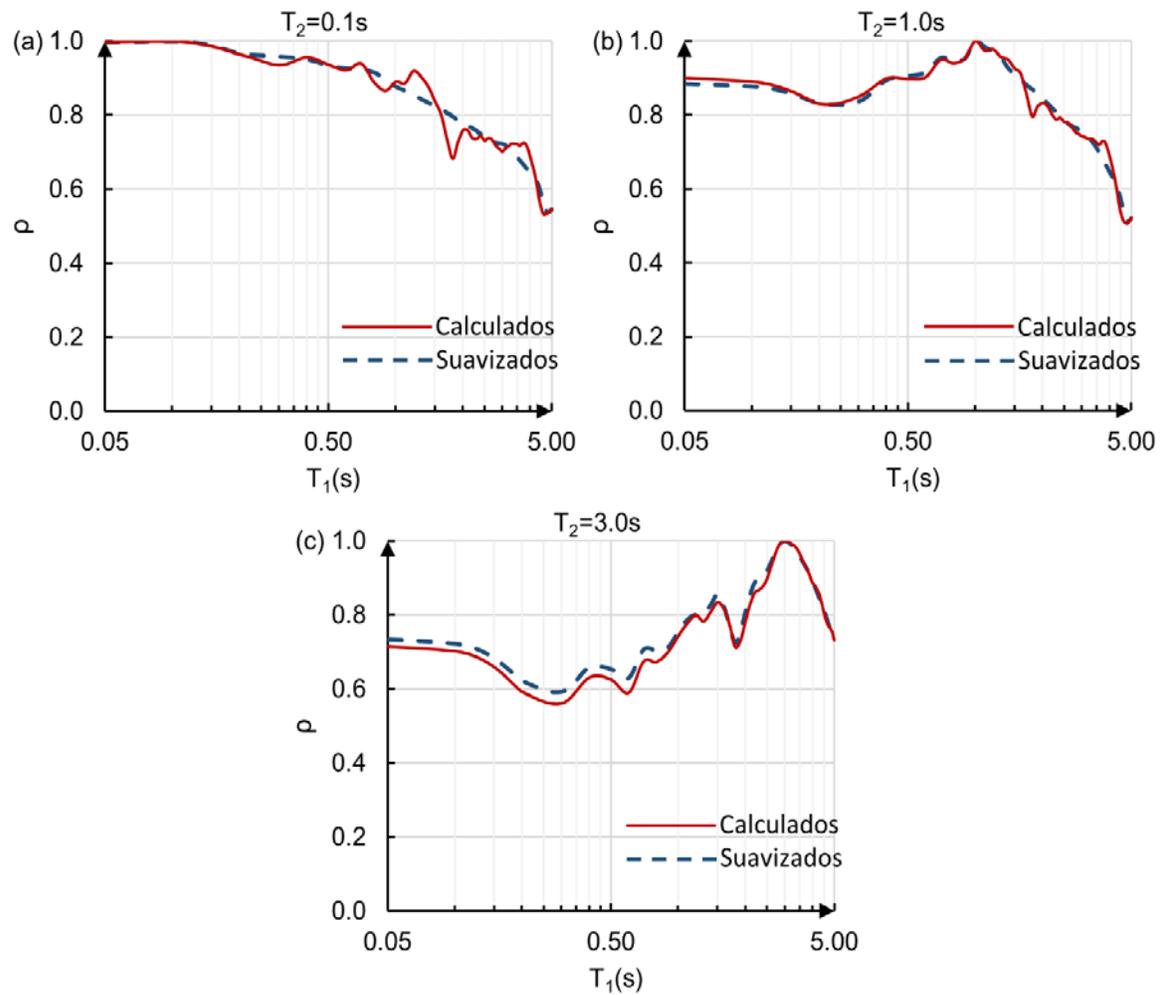


Fig. 6.3 Coeficientes de correlación, ρ , para a) $T_2 = 0.1s$, b) $T_2 = 1.0s$ y c) $T_2 = 3.0s$

6.3 Coeficientes de correlación estimados para CU correspondientes a sismos interplaca

Las Figs. 6.4a y 6.4b muestran, para ciertos pares de periodos, los coeficientes de correlación obtenidos con las leyes de atenuación Reyes02 y Jaimes06, respectivamente. Por otro lado, las Figs. 6.5a y 6.5b muestran las mismas correlaciones utilizando gráficas de contorno en función de T_1 y T_2 .

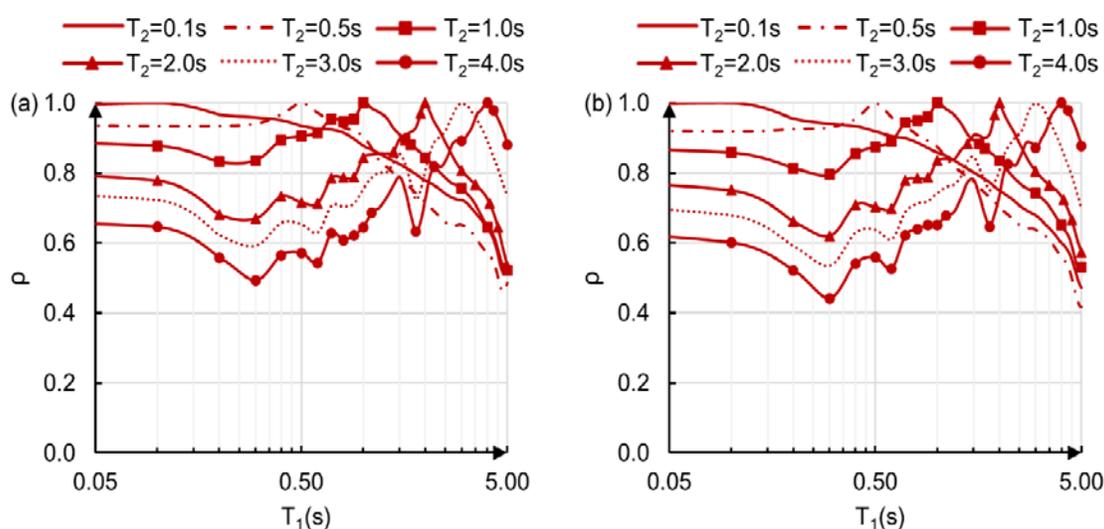


Fig. 6.4 Coeficientes de correlación entre T_1 y distintos valores para T_2 . a) Modelo Reyes02 y b) Modelo Jaimes06

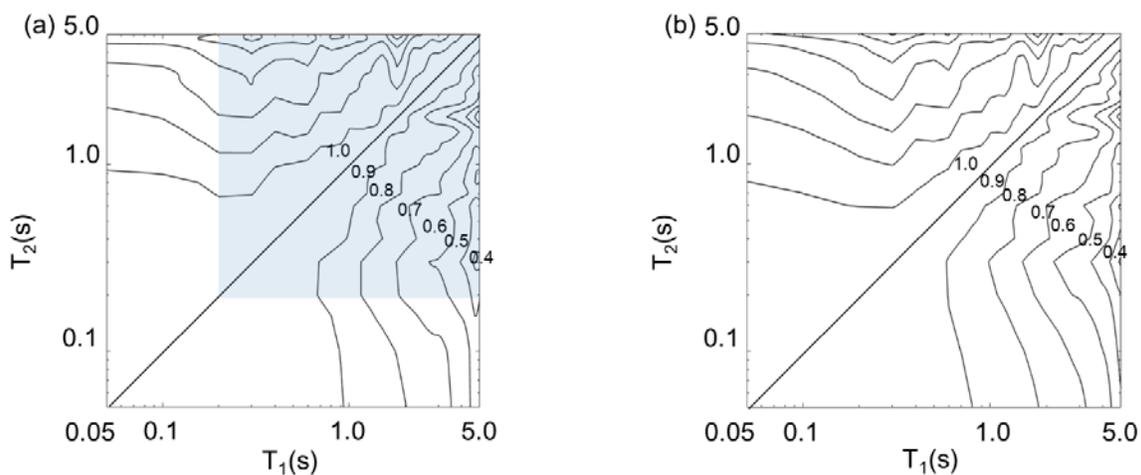


Fig. 6.5 Contornos de los coeficientes de correlación entre T_1 y T_2 , utilizando a) Modelo Reyes02 y b) modelo Jaimes06

En las Figs. 6.5a y 6.5b se puede observar que los valores de correlación oscilan entre 0.4 y 1.0, los cuales alcanzan valores cercanos a la unidad para pares de periodos contiguos; sin embargo, se observan valores de correlación altos incluso para pares de periodos considerablemente separados. Por ejemplo, la correlación asociada al par de periodos $\rho[\varepsilon(T_1=0.1s), \varepsilon(T_2=1.0s)]$ es igual a 0.88. Al respecto, Hong y Goda (2010) examinaron la correlación entre aceleraciones espectrales utilizando eventos interplaca registrados en sitios a lo largo de la costa de México, y también encontraron que los valores de correlación permanecen elevados incluso para periodos de vibración ampliamente separados.

En el presente estudio, las comparaciones referentes a correlaciones asociadas a sismos interplaca se realizarán con el modelo Reyes02, debido que dicho modelo de atenuación reporta los coeficientes de atenuación para predecir la media cuadrática de los valores de aceleración espectral correspondientes a las componentes ortogonales del movimiento sísmico.

6.4 Coeficientes de correlación estimados para CU correspondientes a sismos intraplaca

De manera similar a lo anterior, las Figs. 6.6 y 6.7 muestran los coeficientes de correlación, pero asociados a eventos sísmicos intraplaca.

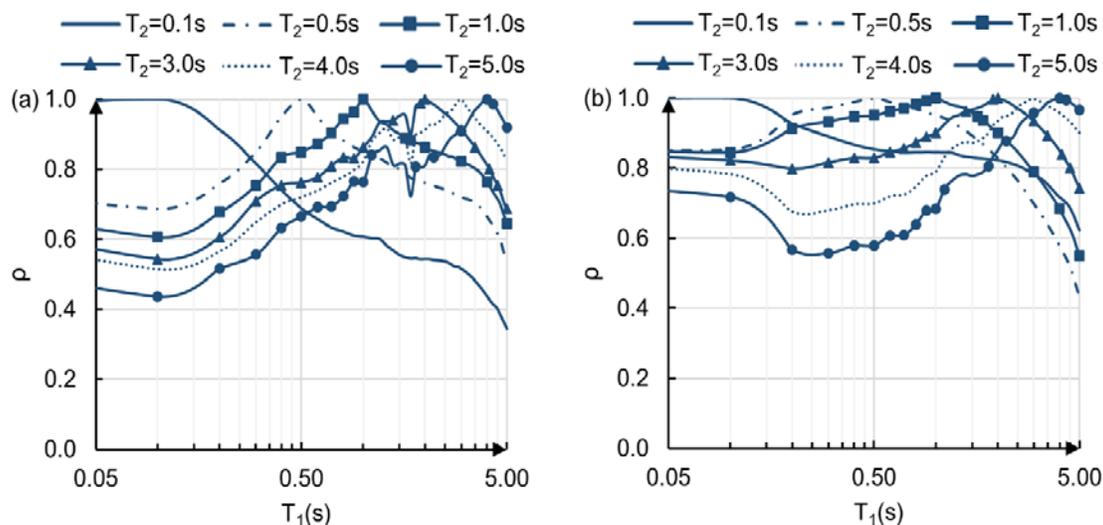


Fig. 6.6 Coeficientes de correlación entre T_1 , y un distintos valores de T_2 , utilizando a) modelo Jaimes15, y b) modelo Garcia05

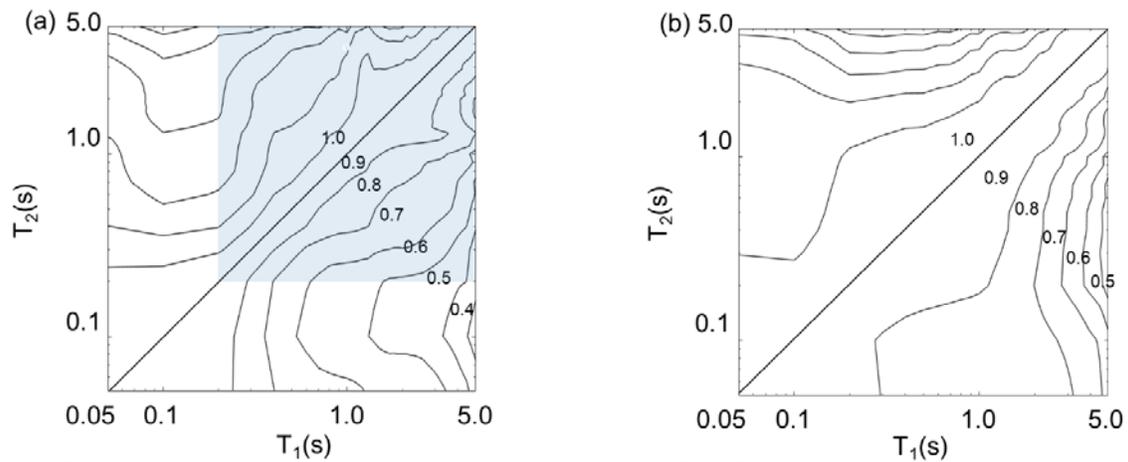


Fig. 6.7 Contornos de los coeficientes de correlación entre T_1 y T_2 . a) modelo Jaimes15 y b) modelo García05

Primeramente, se hace ver que la dispersión de los coeficientes de correlación difiere de la de los eventos tipo interplaca. Por lo que se deduce que el mecanismo focal impacta significativamente en la dispersión de los coeficientes de correlación. Al respecto, Jayaram y Baker (2011) utilizando datos sísmicos registrados en Japón, establecieron diferentes grupos de movimientos sísmicos asociados al mecanismo de falla, fuentes tectónicas, condiciones del terreno, modelos de atenuación y distancia del sitio a la fuente. De esta manera, ellos evaluaron los coeficientes de correlación, entre valores de aceleración espectral, y concluyeron que la variación de los valores de correlación depende del mecanismo de falla.

Adicionalmente, en las Figs. 6.6 y 6.7 se observa que los valores de correlación difieren de manera importante entre los modelos de atenuación empleados: mientras el modelo Jaimes15 (Fig. 6.6a) da lugar a coeficientes de correlación que varían entre 0.4 y 1.0, el modelo García05 (Fig. 6.6b) mantiene valores de correlación elevados, entre 1.0 y 0.7, para la mayoría de los pares de períodos. Lo anterior es debido a que el modelo Jaimes15 fue desarrollado utilizando eventos sísmicos registrados exclusivamente en la estación CU, no así el modelo García05, el cual resultó del empleo de movimientos sísmicos registrados en la zona centro-sur de México. Sin embargo, este modelo se incluyó porque se ha convertido en una referencia obligatoria respecto a sismos intraplaca en el país. Además, el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) considera dicho modelo

adecuado para realizar APPS en México (CFE, 2008). En el presente estudio, el modelo de atenuación Jaimes15 se considera para realizar comparaciones disponibles en secciones posteriores. Por lo tanto, centrándonos en este modelo de atenuación, se observa que los valores de correlación entre períodos considerablemente espaciados, ciertamente, no son tan elevados como lo eran para eventos interplaca; sin embargo, se considera que siguen siendo significativos, por ejemplo, $\rho[\varepsilon(T_1=0.1s), \varepsilon(T_2=1.0s)]=0.63$.

6.5 Coeficientes de correlación observados versus modelos de correlación existentes

En los últimos años se ha investigado la correlación entre valores de aceleración espectral utilizando movimientos sísmicos registrados en diferentes entornos sísmicos, cuyo propósito es poder llevar a cabo diferentes aplicaciones como las que se mencionan en la introducción de este capítulo. Actualmente, en la literatura existen distintos modelos matemáticos enfocados en predecir dichas correlaciones; por ejemplo, el conocido modelo de correlación propuesto por Baker y Jayaram (2008), el cual surgió a través de un análisis de regresión utilizando una base de datos sísmicos determinada (sismos costeros) y relaciones de atenuación específicas (funciones de atenuación del proyecto *NGA*); dicho modelo de correlación se utiliza con regularidad para comparar los coeficientes de correlación obtenidos de diversas zonas sísmicas alrededor del mundo (Lin, Haselton y Baker, 2013; Daneshvar, Bouaanani y Godia, 2015; Ji *et al.*, 2017). Ciertamente, dicho modelo hace un trabajo excelente para lo cual fue desarrollado; sin embargo, ¿podría describir apropiadamente los coeficientes de correlación correspondientes a diferentes zonas sísmicas, y en particular para la Ciudad de México? Con el fin de responder esta pregunta, se comparó la eficiencia de cuatro modelos de correlación disponibles en la literatura, para predecir los valores de correlación observados en el presente estudio (Figs. 6.5a y 6.7a). Para esto, se utilizaron los modelos de correlación propuestos por Baker y Cornell (2006), Baker y Jayaram (2008), Hong y Goda (2010) y Jaimes y Candia (2019); en lo sucesivo se les llamará modelos BC06, BJ08, HG10 y JC19, respectivamente. Al respecto, las Figs. 6.8a a 6.8d ilustran las gráficas de contorno de los coeficientes de correlación, correspondientes a los cuatro modelos, como función de los períodos de vibrar T_1 y T_2 . Adicionalmente, en cada gráfica de contorno se

puede ver una región sombreada, misma que se observa en las Figs. 6.5a y 6.7a; esta región cubre un intervalo de períodos específico (0.2s-5.0s), y servirá como referencia para realizar las comparaciones que se presentan a continuación.

En primer lugar, se analizan los modelos BC06 y BJ08 (Figs. 6.8a y 6.8b), los cuales fueron desarrollados para el oeste de América del Norte con el fin de predecir la correlación entre aceleraciones espectrales asociada con sismos costeros de profundidad intermedia. En las figuras se observa que los valores de correlación se aproximan a 1.0 cuando el par de períodos (T_1 y T_2) son contiguos entre sí, y viceversa, cuando los períodos están muy espaciados; lo anterior es la tendencia general en el cálculo de estos coeficientes de correlación. Analizando el área sombreada, se observa que mientras los modelos BC06 y BJ08 predicen valores de correlación entre 0.1 y 1.0, las correlaciones observadas están entre 0.4 y 1.0 para ambos mecanismos focales (ver Figs. 6.5a y 6.7a). Sin embargo, los modelos BC06 y BJ08 exhiben una dispersión de los valores de correlación representados por líneas rectas con una pendiente determinada, la cual es similar a los datos observados. Fuera de la región sombreada, los modelos estiman valores de correlación elevados incluso para pares de períodos suficientemente separados entre sí. Esta tendencia se vuelve más significativa cuando uno de los períodos de vibración es corto; sin embargo, no es tan significativa como la estimada para el suelo firme de la Ciudad de México (Figs. 6.5 a y 6.7a). En este sentido, Carlton y Abrahamson (2014) explican cómo para sitios de terreno firme con contenido predominante de altas frecuencias y un período del terreno determinado T_s , la correlación entre T_s y períodos menores que éste es elevada; además, se indica que dicha correlación sigue siendo elevada incluso para períodos mayores que T_s . Este comportamiento se manifiesta como un ensanchamiento de las curvas de contorno en periodos cortos, el cual es más pronunciado para eventos tipo interplaca (ver Figs. 6.5a y 6.7b).

Enseguida, se examinan los modelos HG10 y JC19 (Figs. 6.8c y 6.8d), los cuales fueron desarrollados usando movimientos sísmicos registrados en la zona centro-sur de México, con la misma base de datos sísmicos compilada por García et al. (2006), la cual corresponde a sismos registrados en sitios de terreno firme, clasificados como sitios tipo B, según el NEHRP. Por lo tanto, se espera que estos dos modelos de correlación estimen coeficientes de correlación similares.

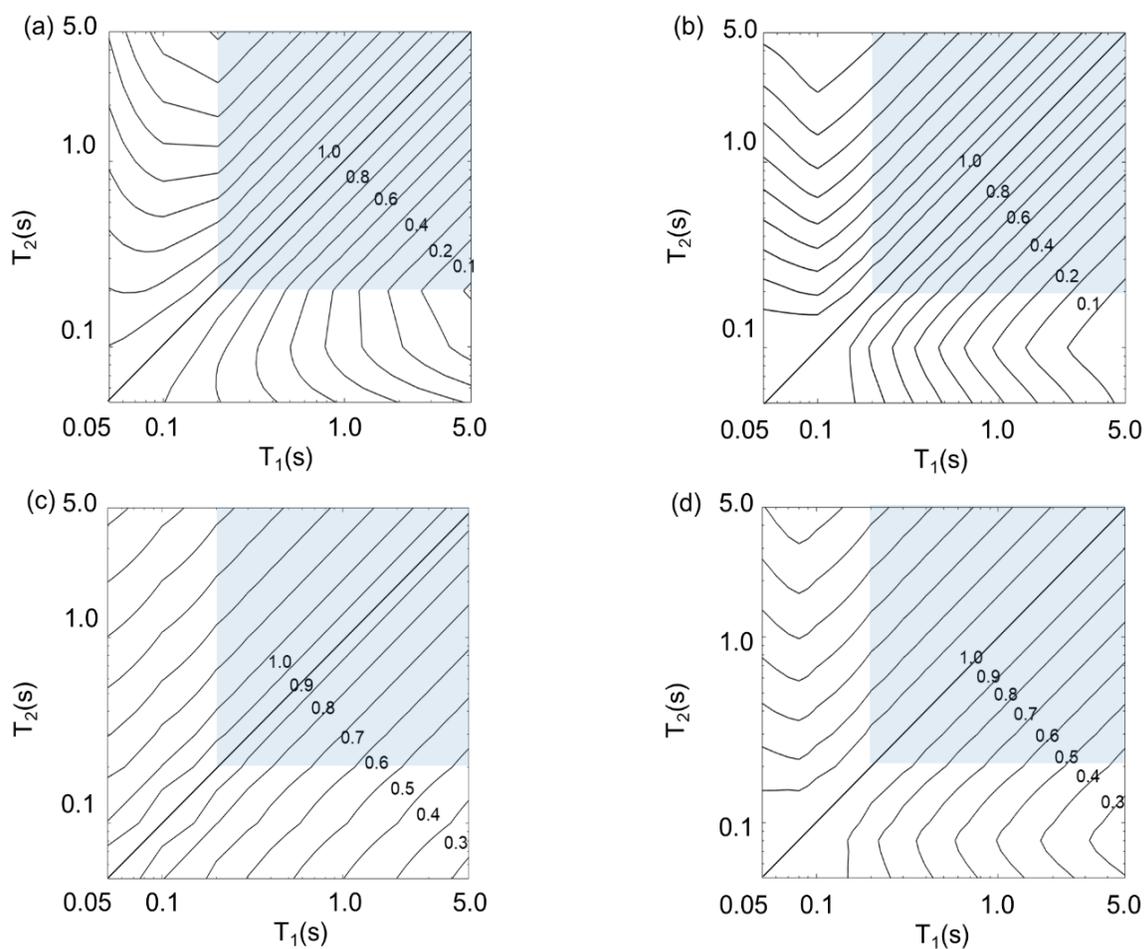


Fig. 6.8 Contornos de los coeficientes de correlación entre T_1 y T_2 . a) BC06, b) BJ08, c) HG10 y d) JC19

Se observa que el modelo HG10 predice valores casi idénticos a los estimados por el modelo JC19; sin embargo, el modelo JC19 describe esa tendencia que tienen los valores de correlación a incrementarse en pares de períodos ampliamente espaciados entre sí, particularmente, cuando uno de estos es inferior a 0.3s. Ahora, considerando la región sombreada, se observa que estos modelos predicen una dispersión de los coeficientes de correlación similar a los datos observados (Figs. 6.5a y 6.7a), principalmente, para sismos tipo intraplaca. Fuera de la región sombreada, los modelos HG10 y JC19 estiman valores de correlación que no son comparables con los datos observados (Figs. 6.5a y 6.7a). Adicionalmente, aunque el modelo JC19 captura esa tendencia de valores de correlación elevados en períodos cortos (la cual se muestra como un ensanchamiento de las curvas de

contorno en periodos cortos), esta no representa apropiadamente la observada, principalmente, para eventos tipo interplaca (ver Figs. 6.5a y 6.7b). Lo anterior indica que los sitios considerados para la determinación de los modelos HG10 y JC19 no son equivalentes a los sitios en terreno firme de la Ciudad de México.

Resumiendo, en la región sombreada, las correlaciones observadas y los modelos de correlación presentan una distribución similar. En este sentido, como era de esperarse, en comparación con los resultados obtenidos (Figs. 6.5a y 6.7a), los modelos HG10 y JC19 estiman valores de correlación más equiparables que los que se estiman con los modelos BC06 y BJ08. Esto último sugiere que, aproximadamente, en un intervalo de periodos entre 0.4s y 5.0s, los modelos HG10 y JC19 estiman valores de correlación adecuados para suelo firme de la Ciudad de México, particularmente, para sismos tipo intraplaca. Fuera de la región sombreada, los cuatro modelos de correlación predicen valores de correlación diferentes a los que se estiman usando registros sísmicos procedentes de la estación acelerográfica de CU.

Adicionalmente, las observaciones anteriores se validan a través de pruebas de hipótesis para cada par de periodos (T_1 , T_2), asumiendo $H_0: \rho_{CU} = \rho_{modelos\ existentes}$ y $H_1: \rho_{CU} \neq \rho_{modelos\ existentes}$ como hipótesis nula e hipótesis alternativa, respectivamente, utilizando un nivel de significancia $\alpha_0 = 5\%$ (ver Fig. 6.9). De esta manera, los análisis confirman que, para todos los modelos de correlación analizados, considerando movimientos sísmicos tipo interplaca, los coeficientes de correlación estimados pueden aceptarse cuando los periodos T_1 y T_2 son relativamente altos (ver zona oscura de la Fig. 6.9a); sin embargo, cuando dichos periodos se encuentran muy espaciados, principalmente cuando uno de ellos es corto (ver zona clara de la Fig. 6.9a), los coeficientes de correlación estimados no son adecuados.

Por otro lado, cuando se consideran los movimientos sísmicos tipo intraplaca, la aceptación de los valores de correlación calculados depende del modelo de correlación que se utilice en las pruebas de hipótesis. Por ejemplo, la Fig. 6.9b muestra que los coeficientes de correlación, calculados con modelos de correlación que no fueron derivados empleando registros sísmicos mexicanos (e.g., BC06 y BJ08), no son aceptables para una amplia región de pares de periodos; sin embargo, las correlaciones calculadas con modelos utilizando registros mexicanos (e.g., HG10 y JC19) tienen un mejor desempeño (ver Fig. 6.9c). Es decir, los modelos HG10 y JC19 brindan valores

de correlación adecuados para un amplio intervalo de pares de periodos (ver zona oscura de la Fig. 6.9c); sin embargo, similar a los otros dos modelos, estiman coeficientes de correlación inaceptables en la región de periodos cortos.

Con base en los resultados anteriores, se vio la conveniencia de desarrollar una expresión matemática aplicable a movimientos registrados en el terreno firme de la Ciudad Mexico, útil para redecir la correlación entre valores de aceleración espectral asociada a sismos tipo interplaca, y separadamente, a sismos tipo intraplaca; lo que se trata en la sección que sigue.

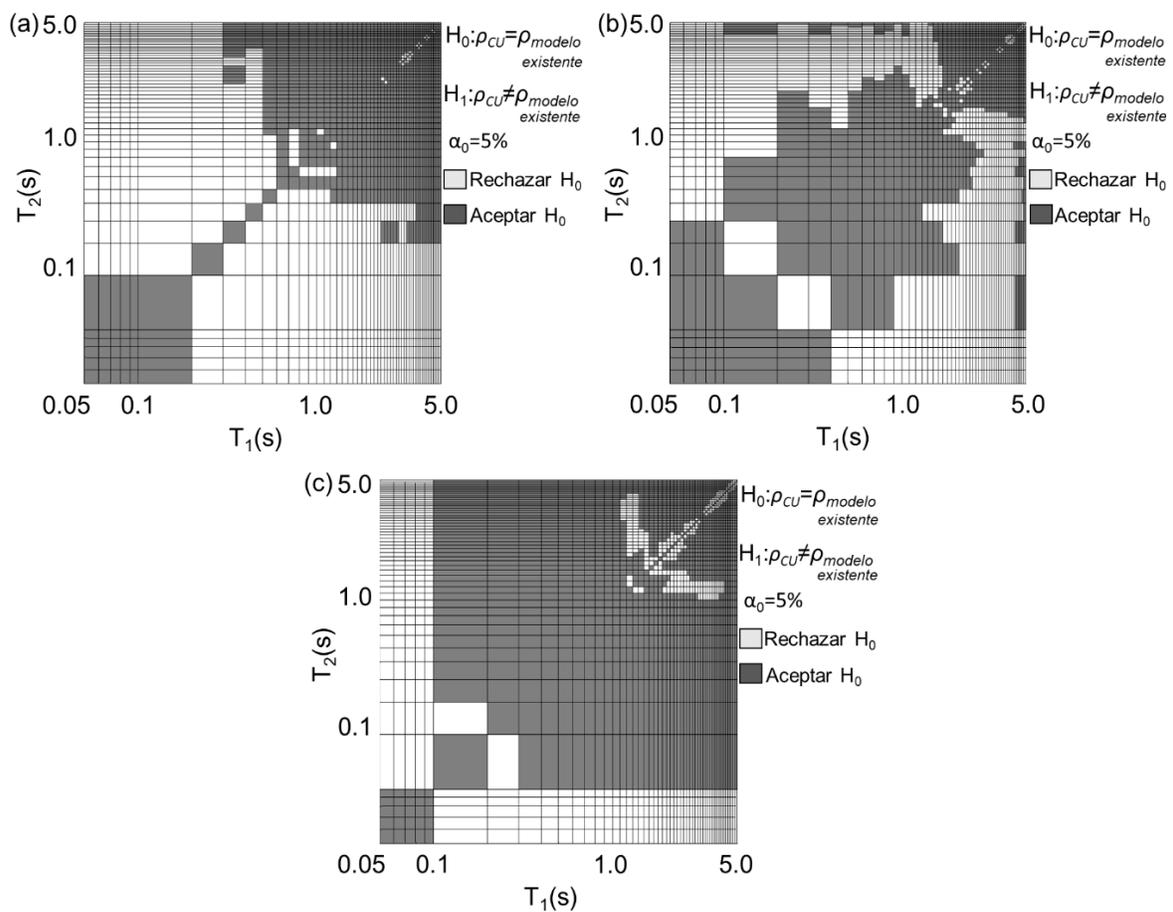


Fig. 6.9 Tendencia de las pruebas de hipótesis para cada par de periodos (T_1 y T_2) cuando se utilizan a) los cuatro modelos de correlación, considerando los registros sísmicos interplaca, b) BC06 y BJ08 considerando los registros sísmicos intraplaca, y c) HG10 y JC19 considerando los registros sísmicos intraplaca

6.6 Modelo de correlación para el terreno firme de la Ciudad de México

Los coeficientes de correlación que se mencionan en las secciones 6.4 y 6.5 pueden usarse cuando sean necesarios; sin embargo, sería menos cómodo emplearlos debido a la dimensión de cada matriz de correlación, por lo que es más adecuado ajustar una expresión matemática a los datos observados (Figs. 6.5a y 6.7a). Adicionalmente, de esta manera, nos coloca a la vanguardia de la investigación que se hace, en este rubro, alrededor del mundo. En este sentido, el objetivo es proponer un modelo que estime valores de correlación suficientemente precisos para los distintos pares de períodos, especialmente, cuando uno de éstos es corto (lo cual es una de las carencias de los cuatro modelos analizados arriba), además, es necesario que el modelo que se proponga sea lo más simple posible, con una única forma funcional para ambos mecanismos de falla (i.e., eventos tipo interplaca e intraplaca).

Para lograr lo anterior, en la siguiente subsección se ajusta una expresión matemática, en donde se utiliza el método de mínimos cuadrados no lineal para encontrar los parámetros asociados a la expresión. Cabe mencionar que, el método de mínimos cuadrados es más eficiente cuando los errores para cada valor observado son de tamaño similar, sin embargo, éste no es el caso; es decir, los coeficientes de correlación calculados no tienen errores estándar constantes y la varianza de dichos coeficientes, generalmente, se vuelve más pequeña cuando se aproxima a 1 o -1 . Por lo tanto, con la finalidad de estabilizar la varianza y aprovechar al máximo el método de mínimos cuadrados, se emplea la transformación z de Fisher (Kutner *et al.*, 2004), la cual convierte a los coeficientes de correlación en una variable z con distribución normal (ver Ecs. 6.4 y 6.5). Así, el error estándar de la variable z se vuelve una constante conocida, la cual depende solamente del tamaño de la muestra n .

$$z = \frac{1}{2} \ln \left(\frac{1 + \rho}{1 - \rho} \right) \quad (6.4)$$

$$\text{std}(z) = \frac{1}{\sqrt{n - 3}} \quad (6.5)$$

donde ρ es el coeficiente de correlación calculado con la Ec. (6.3), y z es la variable transformada. Enseguida, el método de mínimos cuadrados no lineal, en lugar de aplicarse a los valores de correlación originales, se aplica a la variable transformada z , como sigue (Baker y Jayaram, 2008):

$$\frac{\min}{\beta} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \left[\frac{1}{2} \ln \left(\frac{1 + \rho_{i,j}}{1 - \rho_{i,j}} \right) - \frac{1}{2} \ln \left(\frac{1 + \tilde{\rho}_{i,j}(\beta)}{1 - \tilde{\rho}_{i,j}(\beta)} \right) \right] \quad (6.6)$$

donde $\rho_{i,j}$ es la correlación correspondiente al par de períodos (T_i, T_j) , y $\tilde{\rho}_{i,j}(\beta)$ es el valor de correlación que se estima con la ecuación propuesta y su respectivo vector de parámetros β .

6.7 Modelo de correlación para eventos sísmicos interplaca e intraplaca

La ecuación de correlación que se propone es la siguiente:

$$\rho \ln[Sa(T_i)], \ln[Sa(T_j)] = \frac{a + bT_{min} + cT_{max}}{1 + dT_{min} + eT_{max}} - f \ln \left(\frac{T_{max}}{T_{min}} \right) \quad (6.7)$$

donde $T_{min} = \min(T_1, T_2)$ y $T_{max} = \max(T_1, T_2)$; los parámetros a, b, c, d, e y f se encuentran en la Tabla 6.3 y la Tabla 6.4, para eventos interplaca e intraplaca, respectivamente. Así, los valores de los parámetros para el modelo propuesto se obtuvieron al aplicar la transformada z de Fisher a los coeficientes de correlación calculados con la Ec. (6.3) y, enseguida, tomar dichos valores para realizar el análisis de regresión con la Ec. (6.6).

Tabla 6.3 Parámetros correspondientes al modelo de correlación propuesto para sismos interplaca

Restricción	a	b	c	d	e	f
$T_{min} \leq 0.3$	1.244	-0.704	-0.1415	0.52	-0.092	0.081
$T_{min} \geq 0.2$	0.991	0.432	0.0496	0.06	0.413	-0.018
$T_{min} < 0.1$ o $T_{min} = 0.1 \& T_{max} > 1.0$	1.222	3.374	-0.1880	5.00	-0.139	0.059
$T_{max} > 4.4 \& T_{min} \geq 0.2 \& T_{min} \leq 1.0$	-0.22	4.704	-4.2504	5.00	0.482	-1.586

Tabla 6.4 Parámetros correspondientes al modelo de correlación propuesto para sismos intraplaca

Restricción	a	b	c	d	e	f
	0.831	4.887	0.1499	5.00	-0.061	0.216
$T_{min} \geq 0.3$	0.984	-0.029	-0.1624	-0.04	-0.160	0.135
$T_{max} < 3.0 \& T_{min} \leq 0.2$	1.479	0.722	1.0289	3.95	0.433	0.350
$T_{min} < 0.1 \& T_{max} > 1.0$	0.907	-1.859	-0.1306	-0.04	-0.140	0.00

En relación con lo anterior, las Figs. 6.10a y 6.10b muestran los coeficientes de correlación para un conjunto específico de períodos T_2 , en función de valores T_1 entre 0.05 y 5.0s, correspondientes a eventos sísmicos interplaca e intraplaca, respectivamente, y las Figs. 6.11a y 6.11b muestran los contornos de los coeficientes de correlación entre T_1 y T_2 correspondientes a eventos sísmicos interplaca e intraplaca, respectivamente.

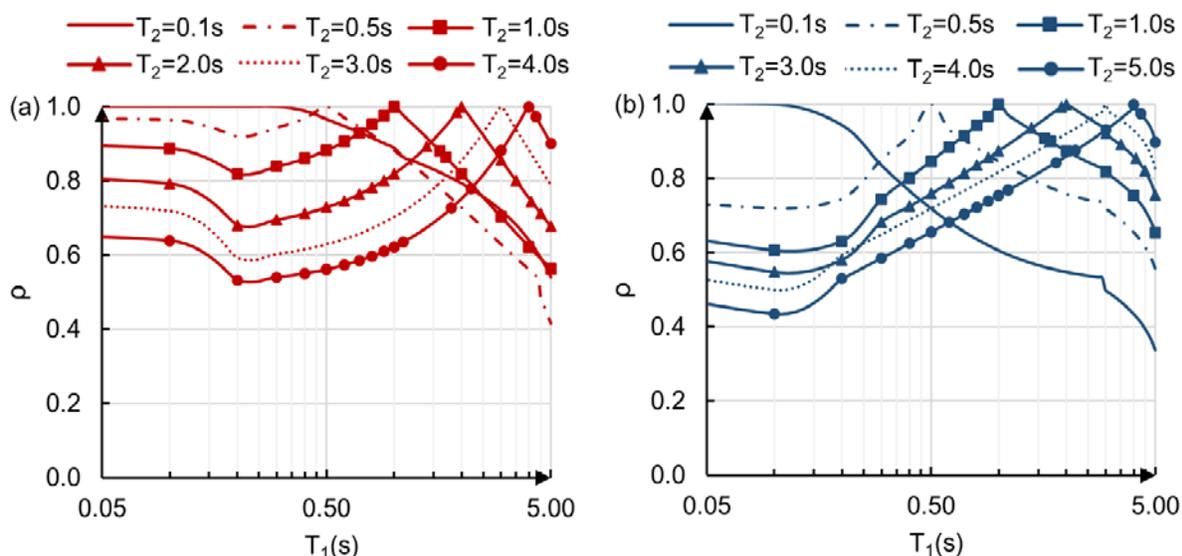


Fig. 6.10 Coeficientes de correlación entre T_1 , y distintos valores de T_2 . Usando el modelo de correlación propuesto para eventos sísmicos: a) interplaca y b) intraplaca

Con el objetivo de validar la ecuación de correlación propuesta (Ec. 6.7), en lo que sigue se realizan análisis de pruebas de hipótesis para cada par de períodos (T_1 , T_2), suponiendo $H_0: \rho_{CU} = \rho_{\text{modelo propuesto}}$ y $H_1: \rho_{CU} \neq \rho_{\text{modelo propuesto}}$ como hipótesis nula e hipótesis alternativa, respectivamente, y utilizando un nivel de significancia $\alpha_0 = 5\%$ (ver Fig. 6.12). Al respecto, los análisis confirman que, para el modelo de correlación propuesto considerando movimientos sísmicos tipo interplaca, los coeficientes de correlación estimados pueden

aceptarse para la gran mayoría de pares de periodos T_1, T_2 (ver zona oscura de la Fig. 6.12a), y únicamente, para pares de periodos específicos, dicho modelo de correlación sería inadecuado (ver zona clara de la Fig. 6.11a). Por otro lado, cuando se consideran los movimientos sísmicos tipo intraplaca, el modelo de correlación propuesto muestra un gran desempeño para los diferentes pares de periodos T_1, T_2 (ver zona oscura de la Fig. 6.12b), y solamente, una pequeña región de pares de periodos largos resulta en valores de correlación imprecisos (ver zona clara de la Fig. 6.11b)

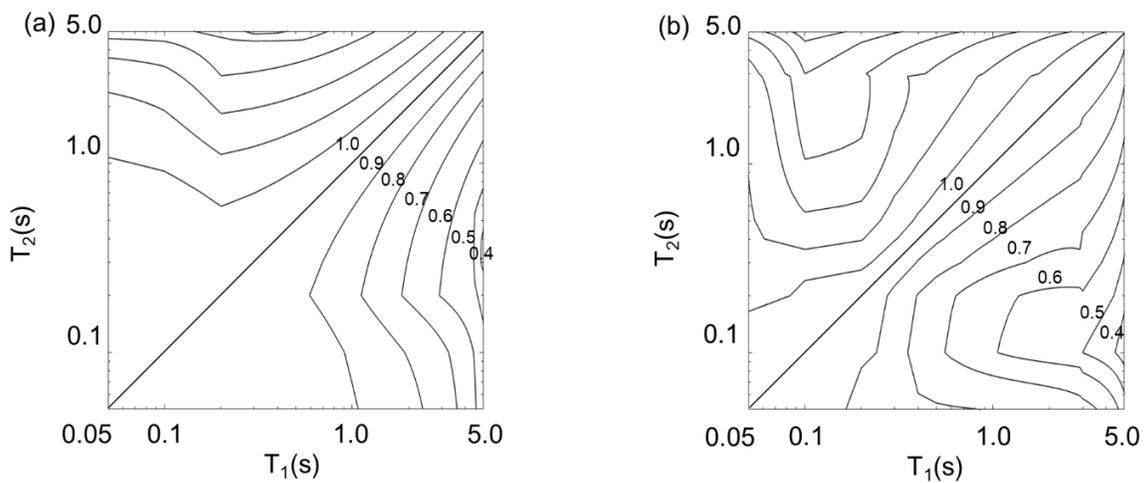


Fig. 6.11 Contornos de los coeficientes de correlación entre T_1 y T_2 . Usando el modelo de correlación propuesto para eventos sísmicos: a) interplaca e b) intraplaca

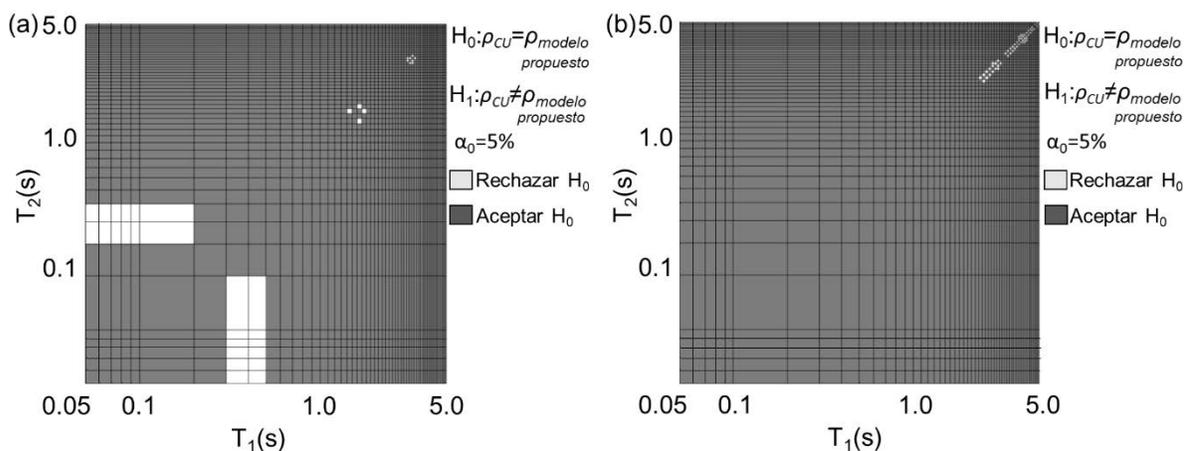


Fig. 6.12 Prueba de hipótesis para cada par de periodos (T_1 y T_2) cuando se utiliza el modelo de correlación propuesto (Ec. 6.7), considerando: a) eventos sísmicos tipo interplaca y b) eventos sísmicos tipo intraplaca

7. APPS para distintos sitios de la CDMX, utilizando $Sa(T_1)$ e I_{Np}

7.1 APPS para sitios de terreno firme de la CDMX, utilizando $Sa(T_1)$ e I_{Np}

Con la metodología que se presenta en el Capítulo 3, y el modelo de correlación propuesto en la Capítulo 6, es posible realizar APPS utilizando la medida de intensidad I_{Np} . A continuación, se presentan los espectros de peligro uniforme correspondientes a la estación acelerográfica de CU ubicada sobre suelo firme de la Ciudad de México. La Fig. 7.1a muestra los EPU en términos de $Sa(T_1)$ suponiendo que solo ocurrieran eventos sísmicos interplaca o, alternativamente, sismos tipo intraplaca. Adicionalmente, se muestra cuando se consideran simultáneamente ambos tipos de eventos sísmicos (indicado como “Total”). Por su parte, la Fig. 7.1b muestra los EPU (Total) en términos de $Sa(T_1)$ e I_{Np} , ambos asociados con un periodo de retorno de 250 años. Puede observarse que los espectros son similares, es decir, prácticamente ambos alcanzan los mismos niveles de intensidad.

Por otro lado, a lo largo de este trabajo se ha hecho la distinción entre eventos sísmicos tipo interplaca e intraplaca. Ahora, el siguiente paso es estimar el peligro sísmico en distintos sitios de la Ciudad de México. Al respecto, a pesar de ser posible estimar el peligro sísmico asociado con sismos tipo interplaca y, separadamente, para sismos tipo intraplaca, el objetivo de un APPS es integrar la contribución de las distintas fuentes sísmicas (sea interplaca o intraplaca) en un solo producto, es decir, una única curva de peligro sísmico o un único espectro de peligro uniforme. Claramente, de no ser así, las curvas de peligro sísmico, cocientes espectrales y espectros de peligro uniforme correspondientes a eventos interplaca e intraplaca fueran muy diferentes, sin embargo, la idea es unificar. Por lo tanto, en adelante, no se hará distinción entre el peligro sísmico relacionado con eventos tipo interplaca o intraplaca.

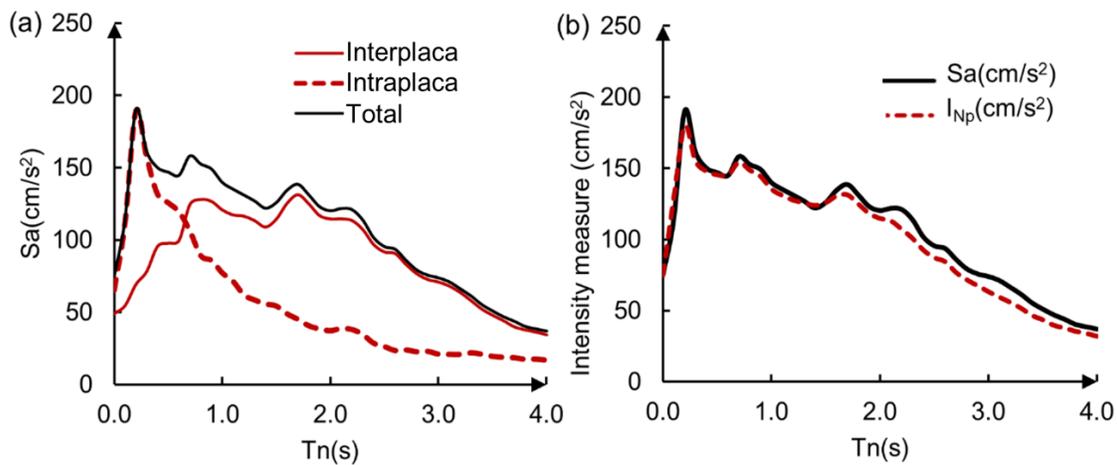


Fig. 7.1 (a) Espectro de peligro uniforme para CU, y (b) espectro de peligro uniforme de $Sa(T_1)$ e I_{Np} , para CU. Periodo de retorno igual a 250 años

7.2 ¿Cómo realizar un APPS cuando no se disponen de funciones de atenuación?

En la sección anterior se presentaron los EPU correspondientes a la estación de CU. Lo anterior es producto del APPS, lo que es posible gracias a que se cuenta con relaciones de atenuación existentes para CU; sin embargo, ¿cómo calcular la tasa media anual de excedencia para sitios donde no se disponen de funciones de atenuación? Para contestar a esta pregunta, Esteva (1970) presentó una formulación con la cual, a través de una curva de peligro sísmico conocida en un sitio de referencia, es factible estimar una curva de peligro sísmico en un sitio receptor. En el presente estudio, la estación acelerográfica de CU se asume como ese sitio de referencia, ya que desde 1964 ha registrado los eventos sísmicos más significativos que han afectado a la Ciudad de México. Diferentes autores han considerado la estación acelerográfica de CU como un sitio de referencia apropiado (Ordaz *et al.*, 1988; Singh, Mena y Castro, 1988; Reinoso y Ordaz, 1999). De esta manera, es posible realizar un análisis de peligro sísmico para la estación de CU, y después estimar las tasas de excedencia para sitios de suelo blando o de transición, ubicados en la Ciudad de México. Lo anterior es posible realizarlo mediante la siguiente función:

$$v_Y = \int_0^{\infty} v_X \left(\frac{y}{\tau} \right) f_{\tau}(\tau) d\tau = E_{\tau} \left(v_X \left(\frac{y}{\tau} \right) \right) \quad (7.1)$$

donde:

$v_Y(y)$ es la tasa de excedencia de cierta medida de *IS* para al sitio receptor.

$v_X(y/\tau)$ es la tasa de excedencia de cierta medida de *IS* para al sitio de referencia.

τ es el cociente espectral entre el sitio receptor y el sitio de referencia (Y/X).

$f_{\tau}(\tau)$ es la función de probabilidad de τ .

Para evaluar la función anterior, primeramente, se debe contar con las curvas de peligro sísmico pertenecientes al sitio de referencia, en este caso para CU, las cuales fueron calculadas en la sección anterior. Por lo tanto, resta estimar los cocientes espectrales de respuesta; estos representan, aproximadamente, la amplificación espectral de suelo blando respecto a terreno firme, además, actúan como un puente que ayuda a transformar la tasa de excedencia (curva de peligro sísmico) del sitio de referencia en la tasa de excedencia del sitio receptor. Sin embargo, para estimar dichos cocientes espectrales y proceder con la formulación descrita es necesario contar con una base de eventos sísmicos que hayan sido registrados simultáneamente en diferentes sitios de la Ciudad de México. De este modo, la base de registros sísmicos compilada será fundamental para evaluar el peligro sísmico con $Sa(T_i)$ e I_{Np} para distintos sitios de la CDMX.

7.3 Base de datos sísmicos para evaluar el peligro sísmico en diferentes sitios de la CDMX

Como se mencionó anteriormente, los cocientes espectrales de respuesta son el vínculo entre la curva de peligro sísmico del sitio de referencia y la curva de peligro sísmico resultante para el sitio receptor. Como se verá en la siguiente sección, para estimar dichos cocientes espectrales, es necesario contar con una base de movimientos sísmicos que hayan sido registrados simultáneamente en el sitio de referencia y en el sitio receptor. Para dicho objetivo, se compilaron más de 1100 registros sísmicos pertenecientes a diferentes estaciones acelerométricas, las cuales se indican en la Tabla 7.1, en donde las estaciones acelerométricas

se encuentran agrupadas de acuerdo al periodo dominante del suelo T_s donde se localizan, como sigue: Zona A: $T_s < 0.5s$; Zona B: $0.5s < T_s < 1.0s$; Zona C: $1.0s < T_s < 1.5s$; Zona D: $1.5s < T_s < 2.0s$; Zona E: $2.0s < T_s < 2.5s$; and Zona F: $2.5s < T_s < 3.0s$.

Tabla 7.1 Estaciones acelerográficas de la CDMX agrupadas por zonas de acuerdo con el periodo dominante del suelo que pertenecen

Zonas	Estación	$T_s(s)$	Estación	$T_s(s)$	Promedio, $T_s(s)$
Zona A	A1	0.5	A4	0.4	0.5
	A2	0.5	A5	0.5	
	A3	0.5	A6	0.5	
Zona B	B1	0.9	B6	0.8	0.75
	B2	0.9	B7	0.8	
	B3	0.7	B8	0.7	
	B4	0.6	B9	1.1	
	B5	0.7			
Zona C	C1	1.4	C4	1.3	1.3
	C2	1.4	C5	1.3	
	C3	1.4	C6	1.2	
Zona D	D1	1.8	D7	2.0	1.9
	D2	1.7	D8	2.0	
	D3	1.7	D9	1.8	
	D4	2.1	D10	2.2	
	D5	2.0	D11	1.7	
	D6	2.0			
Zona E	E1	2.4	E5	2.1	2.3
	E2	2.4	E6	2.3	
	E3	2.2	E7	2.5	
	E4	2.0	E8	2.5	
Zona F	F1	2.7	F4	2.6	2.7
	F2	2.5	F5	2.5	
	F3	2.7			

Por otro lado, vale la pena destacar que los periodos promedio asociados a cada una de las zonas de la Tabla 7.1 se establecieron de la siguiente manera: inicialmente, se calculan los espectros elásticos de $Sa(T_l)$ para cada uno de los registros pertenecientes a cada una de las estaciones que conforman las zonas; posteriormente, se estima el espectro promedio asociado a dichos espectros elásticos, y se identifica el periodo de vibración donde ocurre la ordenada espectral máxima;

finalmente, dicho periodo de vibrar se asocia al periodo dominante del suelo promedio (i.e., T_s), para cada una de las zonas que muestran en la Tabla 7.1. El Anexo A muestra, para cada una de las zonas que se indican en la Tabla 7.1, los espectros de $Sa(T_I)$ (líneas delgadas), y su respectivo espectro promedio (línea obscura). Por último, la Fig. 7.2 muestra la localización de cada una de las estaciones acelerográficas que se emplearon en este estudio. Para esto, se utilizan círculos de diferentes colores asociados a cada una de las zonas (A, B, C, D, E, y F).

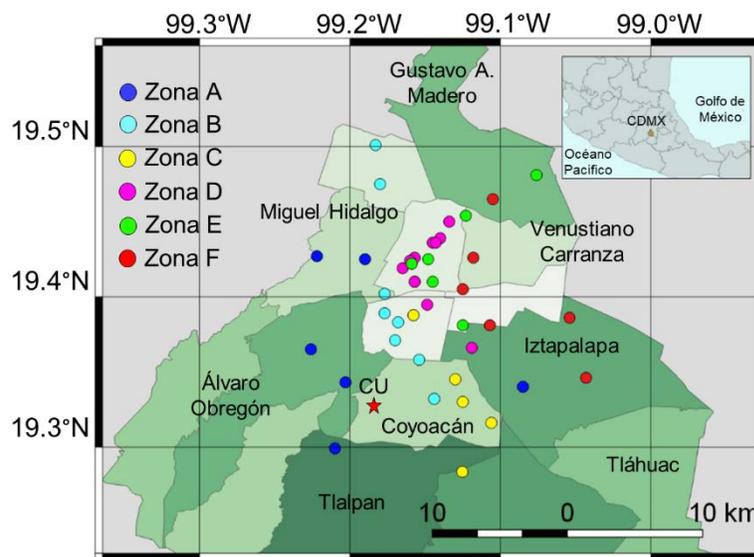


Fig. 7.2 Ubicación de las estaciones acelerográficas utilizadas (ver Tabla 7.1)

7.4 Cocientes espectrales de respuesta de $Sa(T_I)$ e I_{Np}

Para determinar los cocientes espectrales de respuesta, es necesario identificar los movimientos sísmicos que hayan sido registrados simultáneamente en el sitio de referencia y en el sitio receptor. Enseguida, se estiman los espectros de respuesta para cada uno de los eventos sísmicos compilados en ambos sitios (de referencia y receptor). Así, para un sitio receptor seleccionado, el promedio de los cocientes entre las ordenadas de cada uno de los espectros pertenecientes al sitio receptor y al sitio de referencia, representaran los cocientes espectrales de respuesta necesarios para evaluar la Ec. (7.1). Las Figs. 7.3a a 7.3f muestran el promedio de los cocientes espectrales en términos de $Sa(T_I)$ (líneas continuas) e I_{Np} (líneas punteadas), los cuales corresponden a una estación representativa de cada una de las zonas que se indican en la Tabla 7.1.

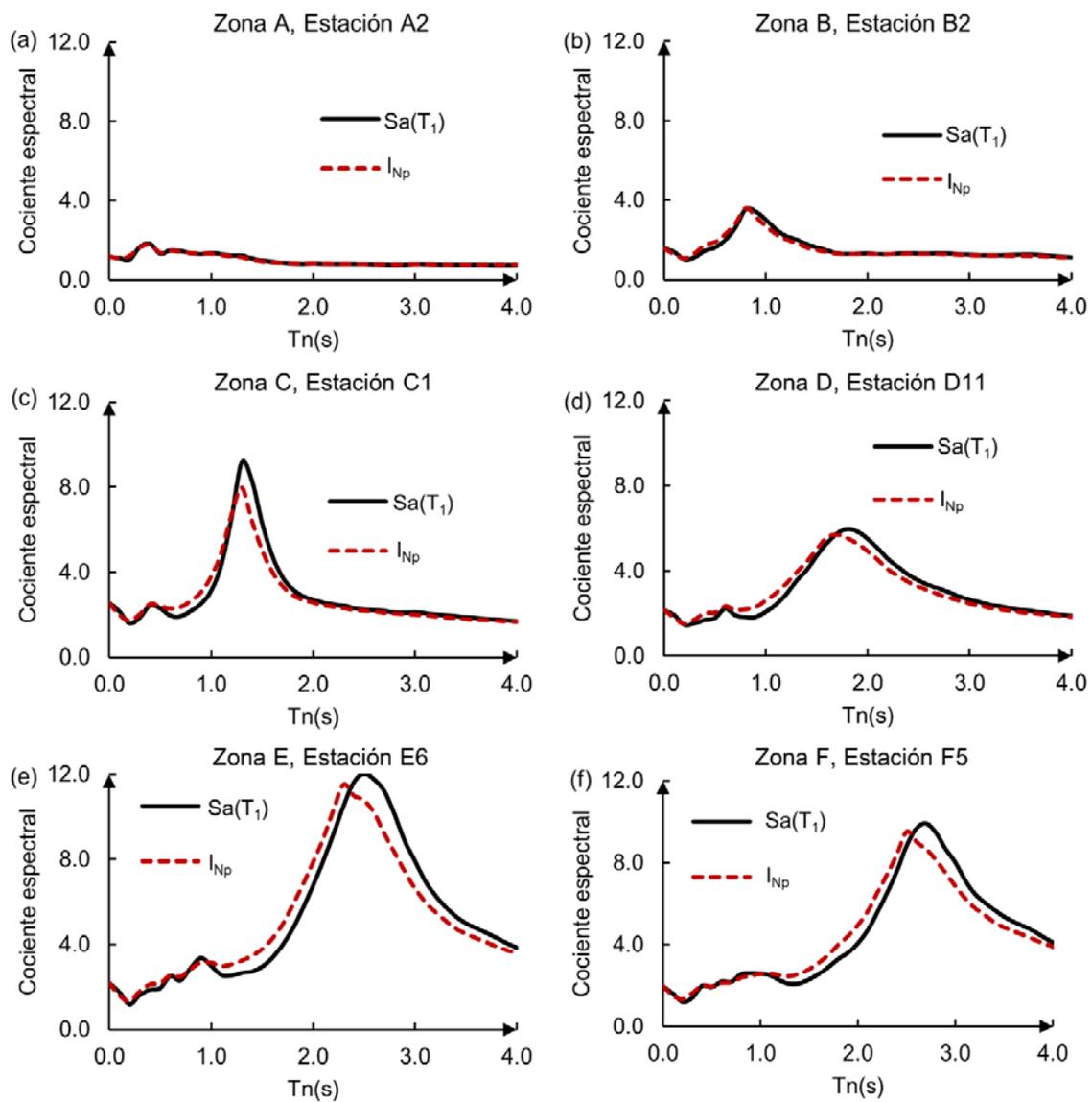


Fig. 7.3 Cocientes espectrales de $Sa(T_1)$ e I_{Np} , correspondientes a una estación representativa de cada zona de la Tabla 7.1

Se observa que los valores máximos de dichos cocientes ocurren en periodos de vibración cercanos al periodo dominante del terreno. Adicionalmente, los Anexos B y C muestran los cocientes espectrales promedio para cada estación acelerométrica (líneas delgadas), y un promedio general que es representativo para la zona analizada (línea gruesa) en términos de $Sa(T_1)$ e I_{Np} , respectivamente. Dichos cocientes se agrupan conforme a las zonas de la Tabla 7.1, y corresponden a cada una de las estaciones acelerométricas que se indican en la tabla.

7.5 Curvas de peligro sísmico para diferentes sitios de la CDMX, utilizando como medidas de intensidad $Sa(T_I)$ e I_{Np}

En esta sección se determina la tasa media anual de excedencia (λ) en términos de las medidas de intensidad $Sa(T_I)$ e I_{Np} , para diferentes sitios de la CDMX. Estas se obtuvieron a partir de una curva de peligro sísmico correspondiente a CU (sitio de referencia), y apoyados en los cocientes espectrales que se calcularon en la sección anterior, mediante la Ec. (7.1).

Las Figs. 7.4a a 7.4f muestran las curvas de peligro sísmico (λ) en términos de $Sa(T_I)$ y de I_{Np} , asociadas a diferentes periodos de vibrar (T_n), pertenecientes a las mismas estaciones acelerográficas que se muestran en las Figs. 7.3a a 7.3f. Como era de esperarse, se observa que las tasas de excedencia para las estaciones acelerográficas que se localizan en terrenos blando y de transición son mayores que aquellas obtenidas para CU, que se localiza en suelo duro. Se observa que las curvas de peligro sísmico correspondientes a CU son similares para ambas medidas de intensidad, $Sa(T_I)$ e I_{Np} , y las diferencias son apenas visibles para periodos de retorno muy grandes. Por otro lado, para el resto de las estaciones, las Figs. 7.4c y 7.4d muestran variaciones notables entre las tasas de excedencia de $Sa(T_I)$ e I_{Np} , sin embargo, las Figs. 7.4e y 7.4f advierten una diferencia casi imperceptible entre las tasas de excedencia para ambas medidas de intensidad. Lo anterior es relativo, pues para describir integralmente la variación entre la tasa de excedencia de $Sa(T_I)$ y de I_{Np} , es necesario analizar un intervalo de periodos amplio. Por ello, en la siguiente sección se estiman los espectros de peligro uniforme para las dos medidas de intensidad, lo que brindará un panorama más claro respecto a las diferencias entre las tasas de excedencia de ambas medidas de intensidad.

Por otro lado, los Anexos D y E presentan la tasa media anual de excedencia (líneas delgadas) en términos de $Sa(T_I)$ y de I_{Np} , respectivamente, para cada una de las estaciones acelerométricas que conforman cada una de las zonas de la Tabla 7.1. Las curvas se asocian a dos periodos de vibración diferentes. Estos se seleccionaron de manera que fueran próximos al periodo dominante del suelo correspondiente a cada una de las zonas estudiadas. Además, se incluye la tasa de excedencia anual promedio (línea gruesa), la cual es representativa para el periodo de vibración y la zona en estudio.

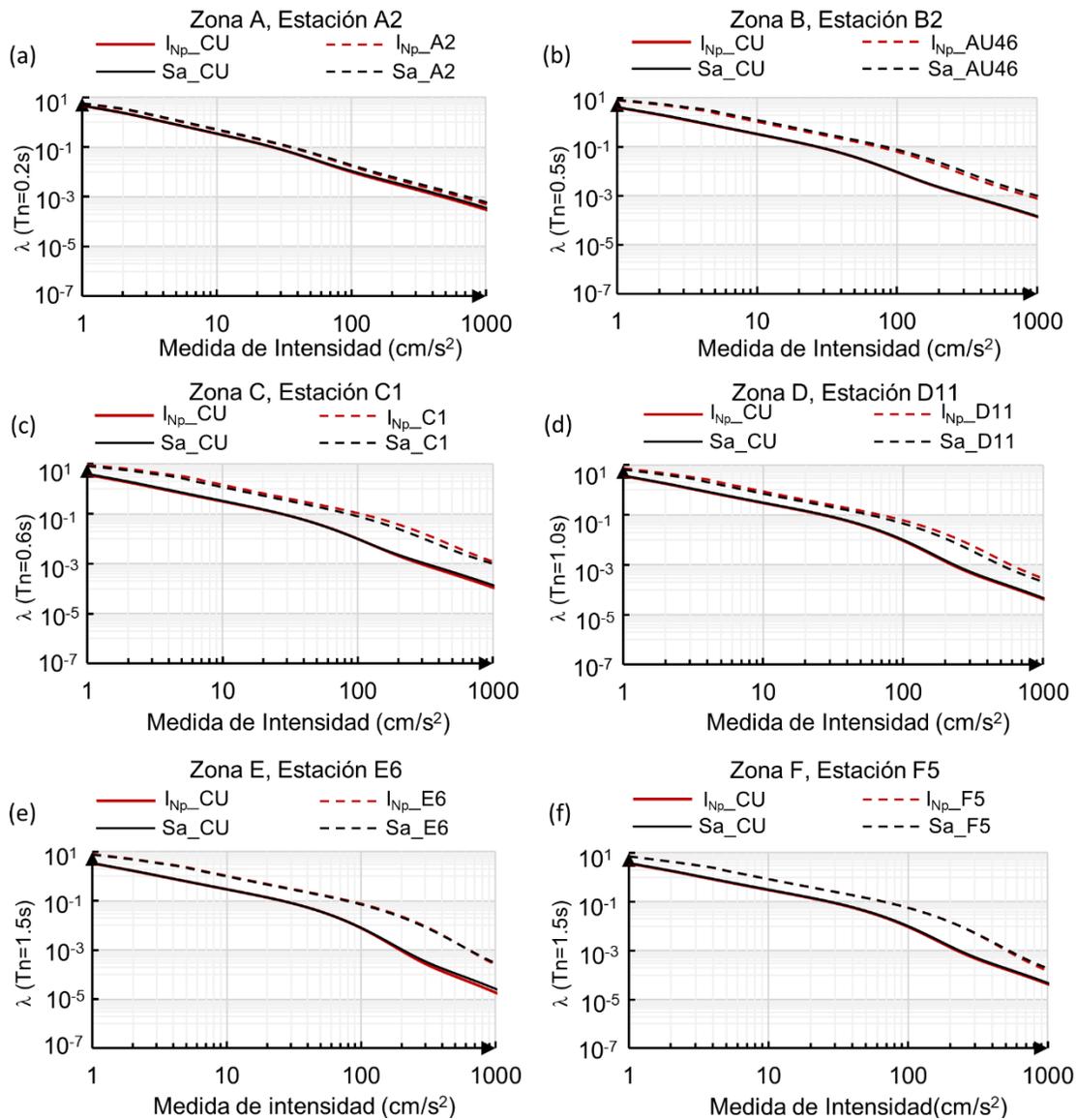


Fig. 7.4 Tasa media anual de excedencia (λ), en términos $Sa(T_i)$ e I_{Np} , para distintos periodos de vibrar, correspondientes a una estación representativa de las zonas que se indican en la Tabla 7.1

7.6 Espectros de peligro uniforme para diferentes sitios de la CDMX, utilizando como medidas de intensidad $Sa(T_1)$ e I_{Np}

A partir de las tasas medias anuales de excedencia, para cada sitio en donde se ubica una estación acelerográfica (Tabla 7.1), se estiman los EPUs para un periodo de retorno determinado. De este modo, las Figs. 7.5a a 7.5f muestran los espectros de peligro uniforme, con un periodo de retorno de 250 años, en términos de $Sa(T_1)$ e I_{Np} para las mismas estaciones acelerográficas indicadas en las Figs. 7.4a a 7.4f.

De las figuras anteriores se observa que, para periodos estructurales menores al periodo del terreno, las aceleraciones correspondientes al espectro de I_{Np} son mayores que aquellas del espectro de $Sa(T_1)$. Lo anterior se debe a que para periodos cortos (brecha ascendente del espectro) el efecto de alargamiento del periodo por degradación estructural es significativo, consecuentemente, para un periodo alargado se alcanza una mayor aceleración que la correspondiente a la de un periodo elástico. Por otra parte, cuando el periodo estructural es mayor al periodo dominante del terreno, se observa que las aceleraciones de I_{Np} son menores que las de su contraparte de $Sa(T_1)$. Lo anterior se debe a que conforme los periodos estructurales se alejan del periodo del terreno (brecha descendente del espectro) el efecto de alargamiento del periodo por degradación resulta de algún modo benéfico, de esta manera, se obtienen valores de aceleración menores para un periodo alargado que los correspondientes a los de un periodo elástico.

En general, se puede decir que las ordenadas espectrales son comparables para ambas medidas de IS, particularmente para las zonas de terreno firme (Zonas A, B y C); sin embargo, para las zonas de suelo blando (Zonas D, E y F) las ordenadas espectrales de I_{Np} son notablemente mayores a aquellas correspondientes a las de $Sa(T_1)$, principalmente para periodos de vibración menores al periodo dominante del terreno T_s , y menores para periodos mayores a T_s .

Adicionalmente, los Apéndices F y G muestran los espectros de peligro uniforme en términos de $Sa(T_1)$ e I_{Np} , respectivamente. Al respecto, se presentan agrupados conforme a las zonas de la Tabla 7.1 y corresponden a cada una de las estaciones acelerométricas que en dicha tabla se indican.

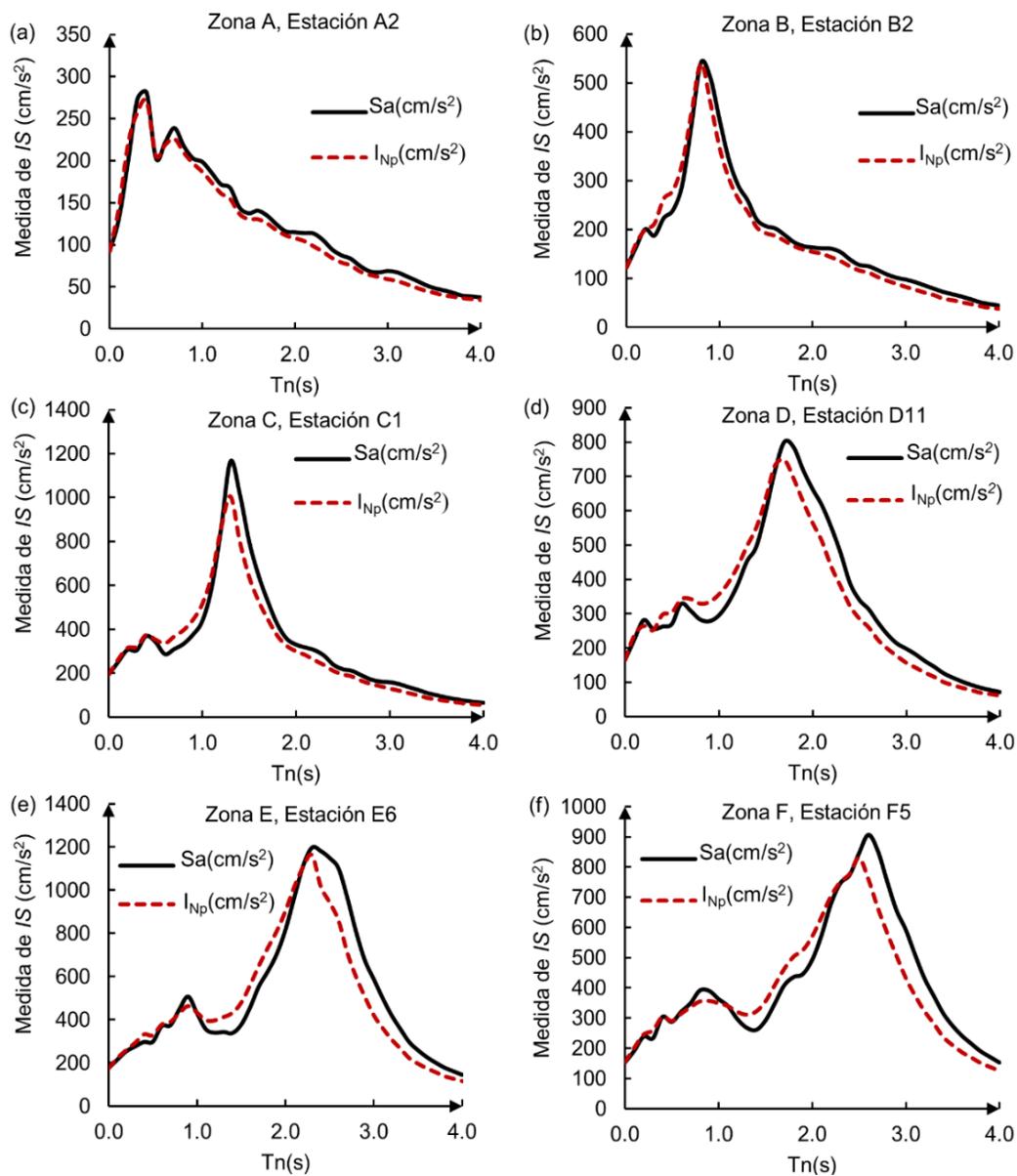


Fig. 7.5 Espectros de peligro uniforme de $Sa(T_1)$ e I_{Np} , correspondientes a una estación representativa de las zonas de la Tabla 7.1, correspondientes a un periodo de retorno $T_r=250$ años

Las Figuras 7.6a a 7.6d muestran lo anterior, de manera generalizada, mediante mapas de intensidad para distintos sitios de la Ciudad de México. Para realizar dichos mapas de intensidad sísmica es necesario determinar las curvas de peligro sísmico, para cada una de las estaciones acelerográficas definidas previamente, correspondientes a tantos periodos de vibrar como sea requerido. Enseguida, se identifican los valores de intensidad asociados a un

nivel de excedencia seleccionado (e.g., $\lambda=0.004$) y, finalmente, dichos valores de intensidad se interpolan por toda el área que comprenden las estaciones acelerográficas analizadas. Los mapas corresponden a $Sa(T_I)$ (lado izquierdo) e I_{Np} (lado derecho), para $T_I=0.5s$ (arriba) y $T_I=1.0s$ (abajo), para un periodo de retorno $T_r=250$ años. Se hace notar que esta es la primera vez que se presentan mapas de IS para la Ciudad de México en términos de la medida I_{Np} .

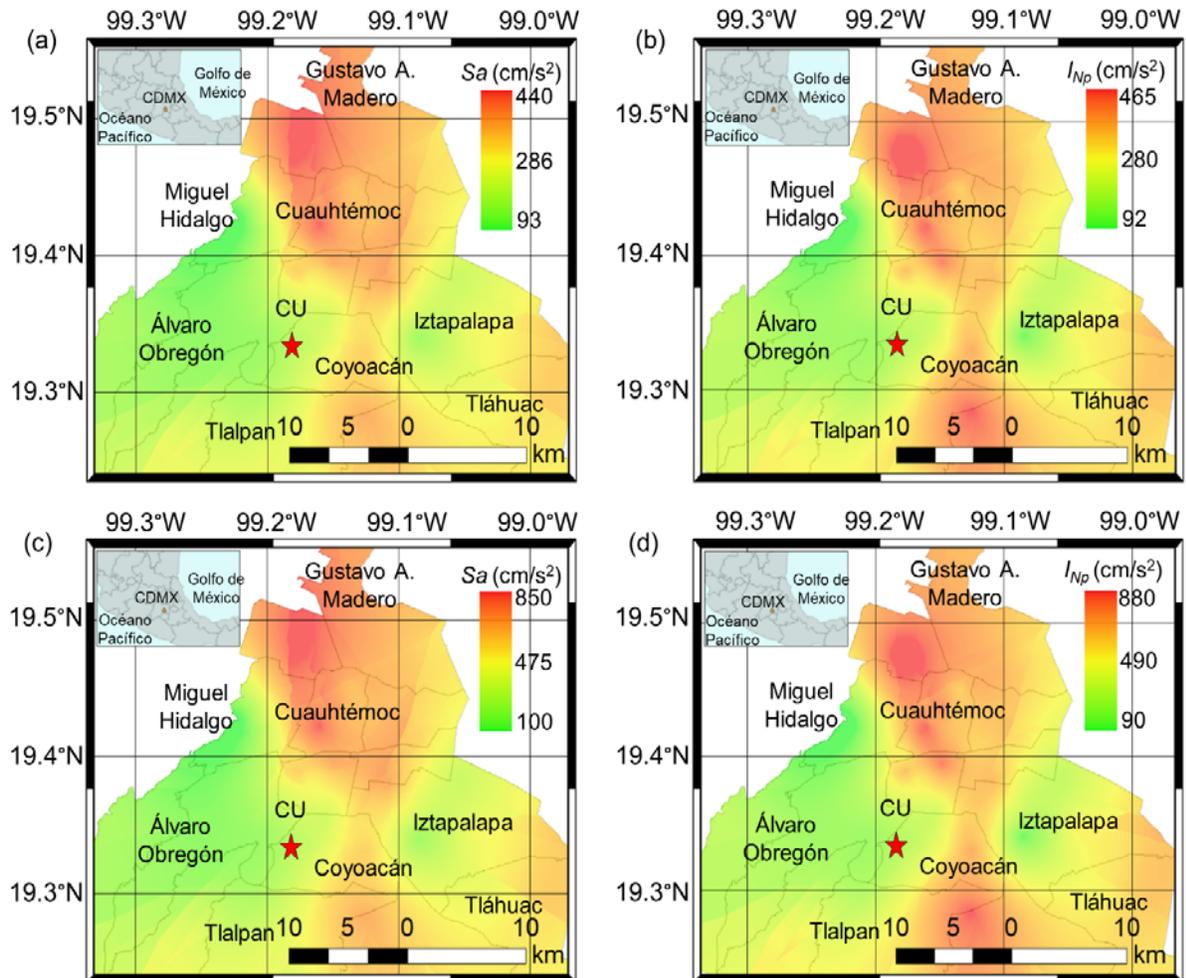


Fig. 7.6 Mapas de intensidades correspondientes a $Sa(T_I)$ (lado izquierdo) e I_{Np} (lado derecho), para $T_I=0.5s$ (arriba) y $T_I=1.0s$ (abajo) y un periodo de retorno $T_r=250$ años

8. Factores de modificación por comportamiento estructural degradante

Habiendo calculado los espectros de peligro uniforme de $Sa(T_1)$ e I_{Np} , el comportamiento estructural degradante se caracteriza a través del cociente entre los espectros de peligro uniforme de las dos medidas de intensidad aquí analizadas: $I_{Np}/Sa(T_1)$.

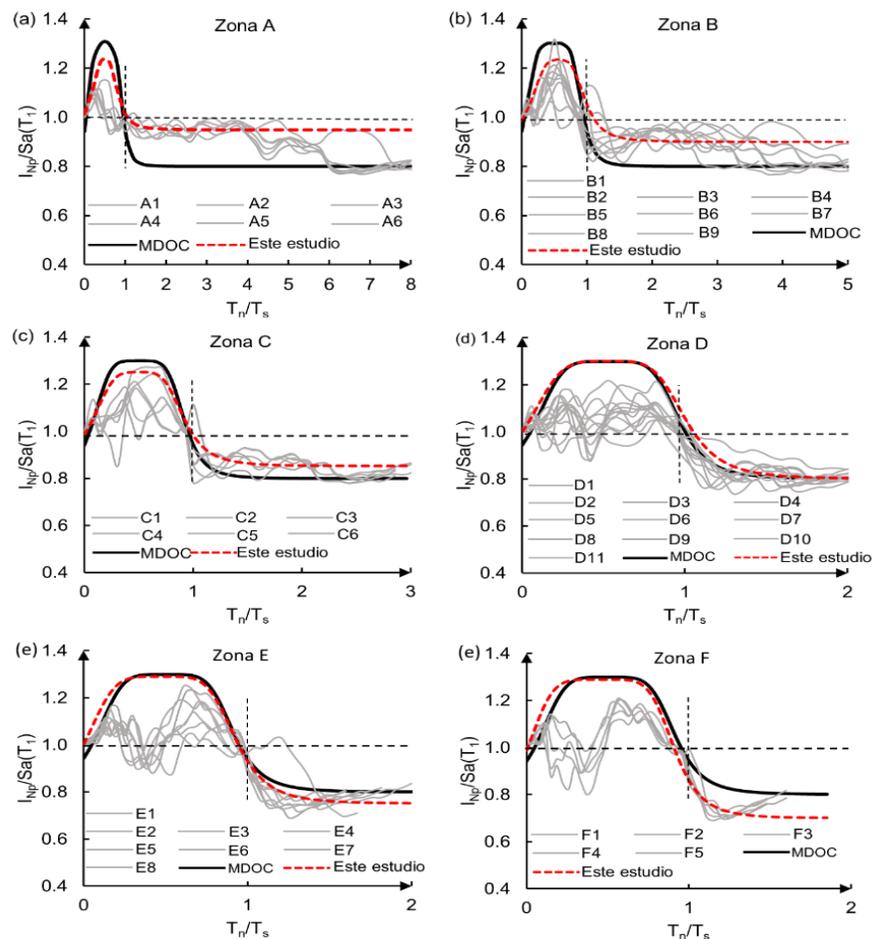


Fig. 8.1 Relación entre el espectro de peligro uniforme de I_{Np} y $Sa(T_1)$ ($I_{Np}/Sa(T_1)$), para las estaciones de registro, correspondientes a las seis zonas de la Tabla 7.1

Estos cocientes representan la relación de resistencia entre un sistema con comportamiento degradante y el mismo sistema sin degradación de sus propiedades mecánicas. En relación a lo anterior, las Figuras 8.1a a 8.1f muestran los cocientes espectrales $I_{Np}/S_a(T_I)$ (líneas grises) obtenidos para cada estación acelerográfica que aparece en la Tabla 7.1, y se agrupan conforme a las zonas ahí indicadas, además, se presentan como función del periodo estructural normalizado sobre el periodo dominante del terreno T_n/T_s .

Enseguida, con el objetivo de plantear nuevos factores de modificación de resistencia, se ajusta una función a los cocientes obtenidos, mediante mínimos cuadrados; en este sentido, la función seleccionada es una variación de aquella especificada en el Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC) de CFE (2008; 2015).

$$F_{degr} = a + \frac{1}{b + c \left| d \frac{T_n}{T_s} - 1 \right|^e} \quad (8.1)$$

donde los valores de los parámetros a , b , c , d y e se muestran en la Tabla 8.1, adicionalmente, se observa que los valores de estos parámetros dependen del tipo de terreno donde se localice la estructura. Por el contrario, la función del Manual de Obras Civiles de CFE especifica valores constantes para dichos parámetros, y es aplicable, únicamente, para estructuras localizadas sobre suelos blandos.

Tabla 8.1 Coeficientes numéricos para la expresión propuesta (Ec. 8.1)

Zona	a	b	c	d	e
A	0.95	3.5	12.0	2.0	3.0
B	0.90	3.0	8.5	2.0	3.5
C	0.85	2.5	5.0	2.0	4.0
D	0.80	2.0	3.0	2.0	4.5
E	0.75	1.9	2.1	2.3	4.9
F	0.70	1.7	1.8	2.1	5.5

En relación a lo anterior, la ecuación aquí propuesta y la especificada en el Manual de obras Civiles se incluyen en las Figs. 8.1a a 8.1f (línea gruesa punteada y continua, respectivamente). Además, se incorporan unas líneas punteadas horizontales y verticales, alineadas con $I_{Np}/S_a(T_I)=1$ y $T_n/T_s=1$, las cuales delimitan, aproximadamente, el incremento o disminución de la ordenadas espectrales. De estas figuras se puntualiza lo siguiente:

- a) Los valores del cociente $I_{Np}/S_a(T_1)$ alcanzan su máximo en periodos de vibrar menores al periodo dominante del terreno ($T_s/2$, aproximadamente). Consecuentemente, la demanda de resistencia lateral para sistemas con comportamiento estructural degradante será mayor respecto a aquella solicitada por sistemas sin degradación.
- b) Los valores del cociente $I_{Np}/S_a(T_1)$, asociados a periodos de vibrar próximos al periodo dominante del suelo ($T_n/T_s \approx 1$), son cercanos a la unidad. Por lo tanto, la demanda de resistencia entre sistemas con y sin degradación es similar.
- c) Por otro lado, los valores del cociente $I_{Np}/S_a(T_1)$ disminuyen conforme el periodo del sistema se aleja del periodo dominante del terreno ($T_n/T_s > 1$). Por lo tanto, las demandas de resistencia para sistemas con comportamiento degradante son menores respecto a aquellas obtenidas para sistemas sin degradación. En este sentido, el comportamiento estructural degradante produce un efecto benéfico para sistemas con periodos de vibrar mayores a T_s . Ciertamente, a pesar que, aparentemente, se produce un efecto benéfico se debería poner especial atención en el daño acumulado e inestabilidad que se produce por la degradación de las propiedades mecánicas de la estructura.
- d) Adicionalmente, considerando la zona D (ver Fig. 8.1d), se observa que los valores de modificación espectral, estimados con la función del Manual de Obras Civiles y la función propuesta en este estudio, son similares. En este sentido, lo anterior se debe a que la función del MOC se calibró usando registros sísmicos obtenidos de la estación de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT), cuya ubicación pertenece a la Zona D. No obstante, lo anterior no ocurre en otras zonas, principalmente cuando $T_n/T_s > 1$.
- e) Por otro lado, cuando $T_n/T_s > 1$, la ecuación aquí propuesta estima valores cercanos a la unidad para sitios pertenecientes a las Zonas A, B y C (suelo firme y suelo de transición). Consiguientemente, la influencia del “*ablandamiento estructural*” es más significativa para las Zonas D, E y F. En este contexto, distintas investigaciones concluyen que la degradación de rigidez en estructuras localizadas sobre terreno firme tiene un efecto limitado sobre la demanda de resistencia (Akkar et al., 2004;

Chenouda y Ashraf, 2008; Chopra y Chintanapakdee, 2004). Al respecto, en terreno firme de Ciudad de Mexico, a pesar de no ser tan significativo, si existe cierta amplificación espectral (Singh *et al.*, 1988; Ordaz y Singh, 1992). Además, para sistemas con periodos de vibración muy cortos ($T_n/T_s < 0.1$), la función propuesta predice valores de amplificación próximos a la unidad, lo cual es consistente para estructuras extremadamente rígidas.

- f) Finalmente, en comparación a la función del Manual de Obras Civiles, sea un incremento o disminución de las ordenadas espectrales, la Ec. (8.1) se ajusta mejor a los datos observados (líneas grises delgadas) para cada tipo de suelo (Zonas A a F).

Finalmente, para verificar la validez de la expresión propuesta, las Figs. 8.2a y 8.2b comparan los resultados obtenidos con la Ec. (8.1) y aquellos estimados al someter S1GL a excitaciones sísmicas registradas en suelo firme y suelo blando (Miranda y Ruiz-Garcia, 2002; Terán-Gilmore y Espinosa Johnson, 2008). Al respecto, se presenta el cociente promedio de las demandas de resistencia entre sistemas con comportamiento degradante y no degradante (comportamiento elasto-plástico) correspondiente a un valor de ductilidad específico μ_u (líneas grises).

Los movimientos sísmicos para suelo firme (Fig. 8.2a) corresponden a registros sintéticos ($T_s=1.0s$) (Terán-Gilmore y Espinosa Johnson, 2008) y registros pertenecientes al área de la Bahía de San Francisco captados durante el sismo de Loma Prieta en 1989 ($T_s=1.1s$) (Miranda y Ruiz-García, 2002). En contraste, los movimientos sísmicos para suelo blando fueron registrados en la zona de lago de la Ciudad de México ($T_s=2.0s$) (Fig. 8.2b) (Miranda y Ruiz-Garcia, 2002; Terán-Gilmore y Espinosa Johnson, 2008).

Adicionalmente, las Figuras 8.2a y 8.2b incluyen los cocientes espectrales $I_{Np}/Sa(T_1)$ (línea roja punteada) correspondiente a las estaciones acelerográficas C3 y D11, las cuales son representativas de la zona C y D con periodos dominante del suelo $T_s=1.0s$ y $T_s=2.0s$, respectivamente. De este modo, se observa que los valores del cociente $I_{Np}/Sa(T_1)$ son semejantes a los obtenidos por Miranda y Ruiz-García (2002), y alternativamente, por Terán-Gilmore y Espinoza-Johnson (2008). Además, se observa la función dada por la Ec. (8.1) se ajusta apropiadamente a los datos obtenidos con análisis no lineales tiempo-historia.

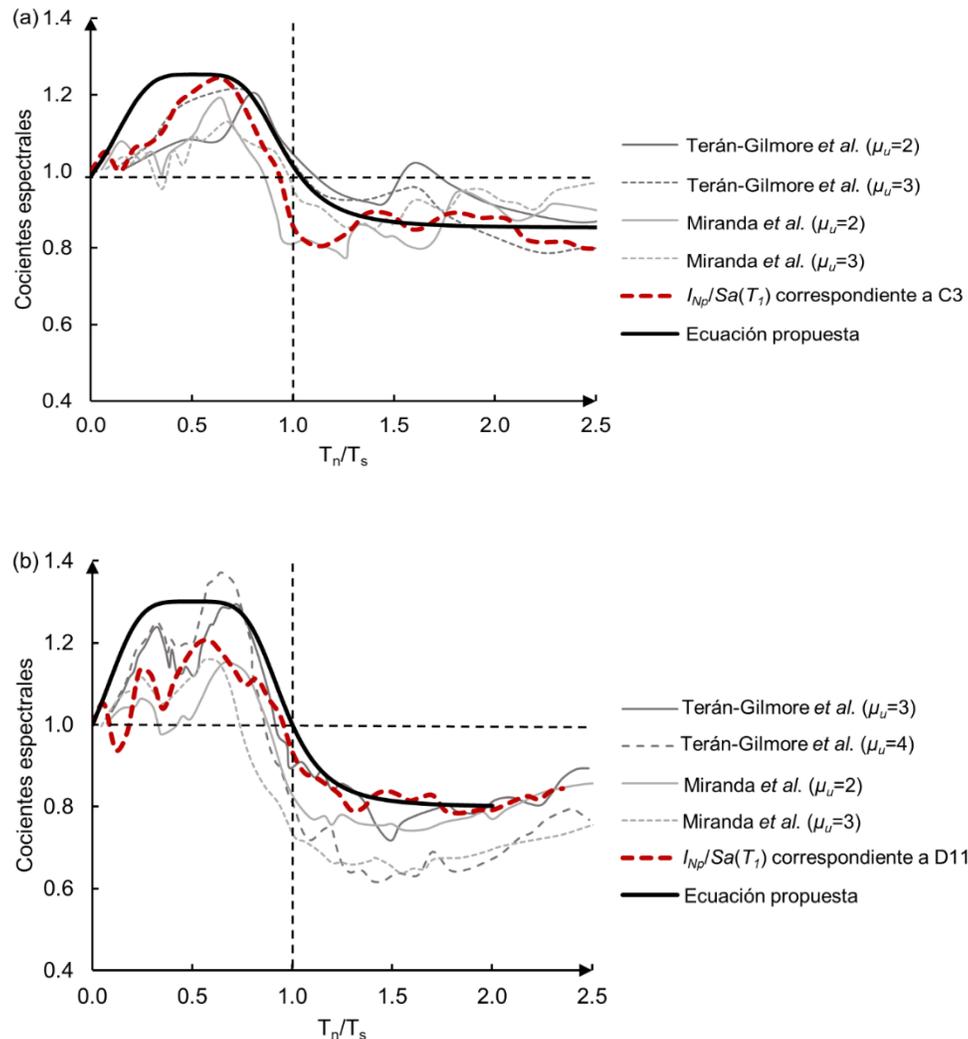


Fig. 8.2 Cocientes espectrales promedio de las demandas de resistencia de sistemas con degradación y sin degradación estructural, correspondientes a: a) terreno firme (zona C), y b) suelo blando (zona D) de la Ciudad de México

Los movimientos sísmicos para suelo firme (Fig. 8.2a) corresponden a registros sintéticos ($T_s=1.0s$) (Terán-Gilmore y Espinosa Johnson, 2008) y registros pertenecientes al área de la Bahía de San Francisco captados durante el sismo de Loma Prieta en 1989 ($T_s=1.1s$) (Miranda y Ruiz-García, 2002). En contraste, los movimientos sísmicos para suelo blando fueron registrados en la zona de lago de la Ciudad de México ($T_s=2.0s$) (Fig. 8.2b) (Miranda y Ruiz-García, 2002; Terán-Gilmore y Espinosa Johnson, 2008).

Adicionalmente, las Figuras 8.2a y 8.2b incluyen los cocientes espectrales $I_{Np}/Sa(T_1)$ (línea roja punteada) correspondiente a las estaciones acelerográficas C3 y D11, las cuales son representativas de la zona C y D con periodos dominante del suelo $T_s=1.0s$ y $T_s=2.0s$, respectivamente. De este modo, se observa que los valores del cociente $I_{Np}/Sa(T_1)$ son semejantes a los obtenidos por Miranda y Ruiz-García (2002), y alternativamente, por Terán-Gilmore y Espinoza-Johnson (2008). Además, se observa la función dada por la Ec. (8.1) se ajusta apropiadamente a los datos obtenidos con análisis no lineales tiempo-historia.

8.1 Factor por comportamiento estructural degradante en NTCDS

Actualmente, las metodologías de diseño sismo-resistentes admiten que las estructuras incurrieren en su intervalo de comportamiento inelástico ante la ocurrencia de sismos de gran intensidad, aun cuando esto pueda generar daños y deformaciones considerables que afecten la integridad de la edificación. Este enfoque parte de proporcionar a una estructura una resistencia lateral menor a la requerida para mantenerla en su intervalo de comportamiento elástico durante eventos sísmicos significativos, de esta manera, se obtienen diseños estructurales asequibles desde un punto de vista económico. Por lo tanto, las fuerzas bajo las cuales se diseña una estructura son menores a las necesarias para mantener a dicha estructura elástica.

En este sentido, las fuerzas aplicadas durante el análisis se estipulan por medio de espectros elásticos, donde sus ordenadas se reducen a través de los denominados factores de reducción de resistencia, y así, obtener las fuerzas reducidas de diseño. Entre los factores de reducción de resistencia podemos encontrar el factor de reducción por ductilidad, el factor por sobre-resistencia, factor por redundancia, factor por comportamiento degradante, etc.

Particularmente, en las normas mexicanas para el diseño por sismo (NTCDS, 2017), las acciones sísmicas se determinan a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), cuyos valores se establecen modificando el espectro elástico mediante diferentes factores. Por ejemplo, el factor de reducción por comportamiento sísmico Q' , el cual se determina en función del factor de comportamiento sísmico Q , a su vez, este último es dependiente la tipología de la estructura. Dichos valores

en conjunto intentan reflejar la capacidad de deformación plástica de la estructura sismorresistente, es decir, sería el equivalente al factor de reducción por ductilidad. En este sentido, el factor de reducción por ductilidad se ha establecido a través de sistemas con comportamiento elastoplástico perfecto, el cual no es representativo del comportamiento de estructuras que sufren degradación de resistencia y/o rigidez al verse sometidas a cargas cíclicas provocadas por eventos sísmicos de alta intensidad, como es el caso de las estructuras de concreto y mampostería (Ruiz-garcía y Miranda, 2003). De esta manera, al no considerar el comportamiento estructural degradante, es lógico pensar que existe una sobrestimación de la capacidad de deformación de las estructuras más allá del intervalo elástico, lo cual puede llevar a diseños del lado de la inseguridad.

Adicionalmente, también se contempla un factor de reducción por sobre-resistencia estructural, dicho factor de reducción se encuentra en función del sistema estructural, es decir, es función del factor de comportamiento sísmico Q . Además, el factor por sobre-resistencia se modifica por el factor de corrección por hiperestaticidad (i.e., factor de redundancia), el cual puede aumentar o disminuir las ordenadas del espectro de diseño dependiendo de la redundancia de la edificación. Finalmente, también se incluye un factor por irregularidad, el cual incrementará las ordenadas del espectro de diseño dependiendo si el sistema estructural es irregular o muy irregular.

Como ya se mencionó, en las normas mexicanas para el diseño por sismo, no existe un factor que modifique las ordenadas espectrales para la consideración explícita del comportamiento estructural degradante, el cual es de particular importancia para estructuras localizadas sobre suelo blando, como la zona de lago de la Ciudad de México. En vista de lo anterior, y con base en los resultados obtenidos en esta investigación, se propone incluir el factor del comportamiento degradante a través del factor de modificación Q' . Esta idea es similar a aquella, a través de la cual, es introducido el factor de corrección por irregularidad, donde el parámetro Q' se debe multiplicar por 0.8 o 0.7 dependiendo si la estructura se considera irregular o muy irregular, respectivamente. De este modo, se castiga la irregularidad de la edificación incrementando las ordenadas espectrales para el diseño de la estructura. Siguiendo esta idea, para estructuras susceptibles a desarrollar comportamiento histerético degradante, el factor de modificación por comportamiento estructural degradante

puede tomarse en cuenta al multiplicar los valores que se calculen con la Ec. (8.1) por el factor Q' definido en la sección 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México (NTCDS, 2017). De este modo, las ordenadas espectrales se incrementarán o reducirán en función del periodo fundamental de la estructura y del periodo dominante del terreno donde se localice dicha estructura.

9. Conclusiones

Se propuso una metodología basada en análisis probabilísticos de peligro sísmico para evaluar el efecto del comportamiento estructural degradante en las demandas de resistencia de sistemas de un grado de libertad. Al respecto, se obtienen espectros de peligro uniforme para dos medidas de intensidad: I_{Np} y $Sa(T_1)$, los cuales representan la respuesta de sistemas con comportamiento degradante y no degradante, respectivamente. Enseguida, se estima el cociente entre dichos espectros de peligro uniforme $I_{Np}/Sa(T_1)$, el cual caracteriza la relación entre las demandas de resistencia obtenidas para sistemas con comportamiento degradante y no degradante. De este modo, se ajusta una expresión matemática a los resultados obtenidos del cociente $I_{Np}/Sa(T_1)$, correspondientes a distintos tipos de suelo de la Ciudad de México, que brinda nuevos factores de modificación de resistencia. A partir del presente estudio se concluyó lo siguiente:

- a) La demanda de resistencia de aquellos sistemas estructurales con periodos de vibrar menor al periodo dominante del suelo ($T_n/T_s < 1$), y susceptibles a desarrollar un comportamiento histerético degradante, es aproximadamente 30% mayor que la solicitada por sistemas que no presentan degradación de sus propiedades mecánicas.
- b) La demanda de resistencia, entre sistemas con comportamiento degradante y no degradante, es similar cuando los respectivos periodos estructurales se encuentran próximos al periodo dominante del suelo ($T_n/T_s \approx 1$).
- c) Los sistemas con comportamiento estructural degradante y periodos de vibrar mayores al periodo del terreno ($T_n/T_s > 1$) presentan una reducción en la demanda de resistencia, aproximadamente de 5% a 20%, en comparación a la demanda de resistencia solicitada por estructuras sin degradación. En este sentido, dicha reducción depende, principalmente, del periodo dominante del terreno, y se incrementa para sistemas flexibles localizados sobre suelos con periodos dominantes largos. Para esos

casos, la degradación estructural produce un efecto benéfico al reducir la demanda de resistencia lateral requerida.

- d) En relación a lo anterior, se propuso una expresión matemática que provee factores de modificación de resistencia (Ec. 8.1). En este sentido, la expresión se ajustó de acuerdo a los resultados obtenidos del cociente entre espectros de peligro uniforme de I_{Np} y $Sa(T_1)$ que fueron calculados para diferentes condiciones del suelo de la Ciudad de México. Por lo tanto, los valores de los parámetros que conforman la ecuación dependen del tipo de suelo donde la estructura se localice.
- e) La expresión propuesta (Ec. 8.1) es una herramienta útil para realizar análisis modales simplificados no lineales, donde el efecto del comportamiento estructural degradante se puede incorporar explícitamente modificando las ordenadas de un espectro de diseño en función del periodo de la estructura y del sitio donde se encuentre desplantada. Adicionalmente, se verificó que dicha expresión matemática condujera a resultados similares respecto a aquellos obtenidos de análisis tiempo-historia de SIGL, localizados tanto suelo firme como en blando.
- f) Con base en la metodología propuesta, se obtuvo el primer mapa de peligro sísmico de la Ciudad de México, en términos de I_{Np} .

Por otro lado, con el fin de evaluar el peligro sísmico utilizando la medida de intensidad I_{Np} , fue necesario estimar la correlación entre valores de aceleración espectral asociados a múltiples períodos de vibración. Para esto, se utilizaron las relaciones de atenuación presentadas en la Sección 4.4, y eventos sísmicos interplaca e intraplaca registrados a la estación acelerométrica de CU (ver Tabla 6.1 y 6.2), la cual se localiza en la zona de lomas (terreno firme) de la Ciudad de Mexico. A continuación, se mencionan las conclusiones que se obtuvieron a partir del análisis de los coeficientes de correlación:

- g) Se encontró que los coeficientes de correlación son altamente dependientes del mecanismo de falla, ya que los valores de los coeficientes obtenidos utilizando los registros sísmicos interplaca resultaron muy diferentes respecto a aquellos estimados con los registros sísmicos intraplaca.

- h) A partir de la comparación de diferentes modelos de correlación, disponibles en la literatura, para evaluar si predecían correctamente los coeficientes de correlación observados, se observó que, principalmente, en pares de períodos de vibrar cuando uno de estos es más corto que 0.3s-0.4s, los modelos analizados predicen coeficientes de correlación inexactos tanto para eventos sísmicos tipo interplaca como intraplaca. Lo anterior se comprobó con pruebas estadísticas de hipótesis. Debido a lo anterior, se justificó la propuesta de obtener una ecuación que estime la correlación entre valores de aceleración espectral asociados a diferentes periodos de vibración, aplicable para eventos sísmicos registrado en suelo firme de la Ciudad de México.
- i) En relación a lo anterior, se propuso una expresión matemática para predecir los coeficientes de correlación entre valores de aceleración espectral en múltiples períodos correspondientes a sismos interplaca, y separadamente, a sismos intraplaca, para el suelo firme de la Ciudad de México. La ecuación propuesta abordó las deficiencias que presentaron los modelos de correlación examinados respecto a la imprecisión para predecir las correlaciones asociadas a pares de periodos de vibrar cortos.

10. Referencias

- Akkar, S., Yazgan, U., & Güllkan, P. (2004). Deformation limits for simple non-degrading systems subjected to near-fault ground motions. In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada.
- Bazzurro, P., & Cornell, C. A. (2002). Vector valued probabilistic seismic hazard analysis (VPSHA). In *Proceedings of the 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Boston, Massachusetts, USA.
- ASCE 7-10 (2010). ASCE/SEI 7-10: minimum design loads for buildings and other structures, ANSI/ASCE Standard. Reston, VA, USA.
- Baker, J. W. (2008). An introduction to probabilistic seismic hazard analysis (PSHA). Recuperado de: [https://www.jackwbaker.com/Publications/Baker_\(2015\)_Intro_to_PSHA.pdf](https://www.jackwbaker.com/Publications/Baker_(2015)_Intro_to_PSHA.pdf)
- Baker, J. W. (2011). Conditional mean spectrum: Tool for ground-motion selection. *Journal of Structural Engineering*, 137(3), 322–331. doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000215
- Baker, J. W., & Bradley, B. A. (2017). Intensity Measure Correlations Observed in the NGA-West2 Database, and Dependence of Correlations on Rupture and Site Parameters. *Earthquake Spectra*, 33(1), 145–156. doi: 10.1193/060716EQS095M
- Baker, J. W., & Cornell, C. A. (2005). A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(10), 1193–1217. doi: 10.1002/eqe.474.
- Baker, J. W., & Cornell, C. A. (2006a). Correlation of response spectral values for multicomponent ground motions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(1), 215–227. doi: 10.1785/0120050060
- Baker, J. W., & Cornell, C. A. (2006b). Spectral shape, epsilon and record selection. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(9), 1077–1095. doi: 10.1002/eqe.571
- Baker, J. W., & Jayaram, N. (2008). Correlation of spectral acceleration values from NGA ground motion models. *Earthquake Spectra*, 24(1), 299–317. doi: 10.1193/1.2857544
- Bianchini, M., Diotallevi, P. P., & Baker, J. W. (2009). Prediction of Inelastic Structural Response Using an Average of Spectral Accelerations. In *Proceedings of the 10th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR09)*. Osaka, Japan.
- De Biasio, M., Grange, S., Dufour, F., Allain, F., & Pestre-Lazar, I. (2014). A simple and efficient intensity measure to account for nonlinear structural behavior. *Earthquake Spectra*, 30(4), 1403–1426. doi: 10.1193/010614EQS006M
- De Biasio, Grange, S., Dufour, F., Allain, F., & Pestre-Lazar, I. (2015). Intensity measures for probabilistic assessment of non-structural components acceleration demand. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(13), 2261–2280. doi: 10.1002/eqe.2582

- Bojórquez, E., & Iervolino, I. (2011). Spectral shape proxies and nonlinear structural response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(7), 996–1008. doi: 10.1016/j.soildyn.2011.03.006
- Bojórquez, E., Iervolino, I., & Manfredi, G. (2008). Evaluating a new proxy for spectral shape to be used as an intensity measure. In *Proceedings of the 2008 Seismic Engineering Conference Commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake (AIP Conference Proceedings)*, Reggio Calabria, Italy. doi: 10.1063/1.2963788
- Bojórquez, E., & Rivera, J. L. (2008). Effects of degrading models for ductility and dissipated hysteretic energy in uniform annual failure rate spectra. In *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- Buratti, N. (2012). A comparison of the performances of various ground-motion intensity measures. In *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal.
- Carlton, B., & Abrahamson, N. (2014). Issues and approaches for implementing conditional mean spectra in practice. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 104(1), 503–512. doi: 10.1785/0120130129
- Comision Federal de Electricidad, CFE (2008). *Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo*. Mexico, D.F.
- Comision Federal de Electricidad, CFE (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo*. Mexico, D.F.
- Chenouda, M., & Ashraf, A. (2008). Inelastic displacement ratios of degrading systems. *Journal of Earthquake Engineering*, 134(6), 1030–1045. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:6(1030)
- Chiou, B. S. J. & Youngs, R. R. (2008). An NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra. *Earthquake Spectra*, 24(1), 173–215. doi: 10.1193/1.2894832
- Chopra, A. K., & 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. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:9(1309)
- Cimellaro, G. P. (2013). Correlation in spectral accelerations for earthquakes in Europe. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(4), 623–633. doi: 10.1002/eqe.2248
- Cordova, P. P., Derlein G. G., Mehanny, S. S., & Cornell, C. A. (2001). Development of a two-parameter seismic intensity measure and probabilistic design procedure. *Journal of Engineering and Applied Science*, 51(2), 233–252.
- Cornell, C. A. (1968). Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 58(5), 1583–1606. doi: 10.1785/BSSA0580051583
- Daneshvar, P., Bouaanani, N., & Godia, A. (2015). On computation of conditional mean spectrum in Eastern Canada. *Journal of Seismology*, 19(2), 443–467. doi: 10.1007/s10950-014-9476-6
- Esteva, L. (1968). *Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico* (Tesis de Doctorado). Universidad Nacional Autónoma de México. Recuperado de: <http://132.248.9.195/pdtestdf/0294559/0294559.pdf>

- Esteva, L. (1970). Regionalización sísmica de México para fines de ingeniería. Serie Azul de Instituto de Ingeniería, SID 246.
- FEMA-273 (1997). NEHRP *guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Rep. No. FEMA 273. Washington, D.C.
- FEMA-356 (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Rep. No. FEMA-356. Washington, D.C.
- FEMA-440 (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Rep. No. FEMA-440. Washington, D.C.
- FEMA P-58-1 (2018). *Seismic performance assessment of buildings - methodology*. Rep. No. FEMA-P-58-1. Washington, D.C.
- García, D., Singh, S. K., Henrraiz, M., Ordaz, M., & Pacheco, F. J. (2005). Inslab earthquakes of Central Mexico: Peak ground-motion parameters and response spectra. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95(6), 2272–2282. doi: 10.1785/0120050072
- García, D. (2006). *Estimación de parámetros del movimiento fuerte del suelo para terremotos interplaca e intraslab en México Central* (Tesis de Doctorado). Universidad Complutense de Madrid. Recuperado de: <https://eprints.ucm.es/id/eprint/7387/1/T29200.pdf>
- Hong, H. P., & Goda, K. (2010). Characteristics of horizontal ground motion measures along principal directions. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 9(1), 9–22. doi: 10.1007/s11803-010-9048-x
- Inoue, T. (1990). Seismic hazard analysis of multi degree of freedom structures. Report No. RMS-8, Stanford University, Stanford, CA. Recuperado de: <https://stacks.stanford.edu/file/druid:hw982bg3509/RMS-8.pdf>
- Jaimes, M. A., & Candia, G. (2019). Interperiod correlation model for Mexican interface earthquakes. *Earthquake Spectra*, 35(3), 1351–1365. doi: 10.1193/080918EQS200M.
- Jaimes, M. A., Ramirez-Gaytan, A. & Reinoso, E. (2015). Ground-Motion Prediction Model from Intermediate-Depth Intraslab Earthquakes at the Hill and Lake-Bed Zones of Mexico City. *Journal of Earthquake Engineering*, 19(8), 1260–1278. doi: 10.1080/13632469.2015.1025926
- Jaimes, M. A., Reinoso, E., & Ordaz, M. (2006). Comparison of methods to predict response spectra at instrumented sites given the magnitude and distance of an earthquake. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(6), 887–902. doi: 10.1080/13632460609350622
- Jamshidiha, H. R., Yakhchalian, M., & Mohebi, B. (2018). Advanced scalar intensity measures for collapse capacity prediction of steel moment resisting frames with fluid viscous dampers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 109, 102–118. doi: 10.1016/j.soildyn.2018.01.009
- Jayaram, N., Baker, J. W., Okano, H., Ishida, H., McCann, M. W., & Mihara, Y. (2011). Correlation of response spectral values in Japanese ground motions. *Earthquake and Structures*, 2(4), 357–376. doi: 10.12989/eas.2011.2.4.357
- Jayaram, N., & Baker, J. W. (2008). Statistical tests of the joint distribution of spectral acceleration values. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 98(5), 2231–2243. doi: 10.1785/0120070208
- Ji, K., Bouaanani, N., Wen, R., & Ren, Y. (2017). Correlation of spectral accelerations for earthquakes in China. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 107(3), 1213–1226. doi: 10.1785/0120160291

- Ji, K., Bouaanani, N., Wen, R., & Ren, Y. (2018). Introduction of conditional mean spectrum and conditional spectrum in the practice of seismic safety evaluation in China. *Journal of Seismology*, 22(4), 1005–1024. doi: 10.1007/s10950-018-9747-8
- Katsanos, E. I., & Sextos, A. G. (2015). Inelastic spectra to predict period elongation of structures under earthquake loading. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44, 1765–1782. doi: 10.1002/eqe.2554
- Kohrangi, M., Kotha, S. R., & Bazzurro, P. (2018). Ground-motion models for average spectral acceleration in a period range: Direct and indirect methods. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(1), 45–65. doi: 10.1007/s10518-017-0216-5
- Kostinakis, K., & Athanatopoulou, A. (2016). Incremental dynamic analysis applied to assessment of structure-specific earthquake IMs in 3D R/C buildings. *Engineering Structures*, 125, 300–312. doi: 10.1016/j.engstruct.2016.07.007
- Kostinakis, K., Fontara, I. K., & Athanatopoulou, A. M. (2018). Scalar structure-specific ground Motion intensity measures for assessing the seismic performance of structures: A review. *Journal of Earthquake Engineering*, 22(4), 630–665. doi: 10.1080/13632469.2016.1264323
- Kutner, M. H., Nachtsheim, C., Neter, J., & Li, W. (2005). *Applied Linear Regression Models*. New York: McGraw-Hill/Irwin.
- Lin, T., Haselton, C. B., & Baker, J. W. (2013). Conditional spectrum-based ground motion selection. Part II: Intensity-based assessments and evaluation of alternative target spectra. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(12), 1867–1884. doi: 10.1002/eqe.2303
- Gobierno de la Ciudad de México (2017). *Normas técnicas complementarias para diseño por sismo de la Ciudad de México*. Recuperado de: https://data.consejeria.cdmx.gob.mx/portal_old/uploads/gacetas/1d5e89dc4af705e74147078a93484290.pdf
- McGuire, R. K. (1995). Probabilistic seismic hazard analysis and design earthquakes: closing the loop. *Bulletin Seismological Society of America*, 85(5), 1275–1284. doi: 10.1016/0148-9062(96)83355-9
- Minas, S., & Galasso, C. (2019). Accounting for spectral shape in simplified fragility analysis of case-study reinforced concrete frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119, 91–103. doi: 10.1016/j.soildyn.2018.12.025
- Miranda, E., & Ruiz-García, J. (2002). Influence of stiffness degradation on strength demands of structures built on soft soil sites. *Engineering Structures*, 24(10), 1271–1281. doi: 10.1016/S0141-0296(02)00052-4
- Modica, A., & Stafford, P. J. (2014). Vector fragility surfaces for reinforced concrete frames in Europe. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(4), 1725–1753. doi: 10.1007/s10518-013-9571-z
- Ordaz, M., Singh, S. K., Reinoso, E., Lermo, J., Espinosa, J. M., & Domínguez, T. (1988). Mexico earthquake of September 19, 1985 - estimation of response spectra in the lake bed zone of the Valley of Mexico. *Earthquake Spectra*, 4(4), 815–834. doi: 10.1193/1.1585504
- Ordaz, M., & Reyes, C. (1999). Earthquake hazard in Mexico City: observations versus computations. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 89(5), 1379–1383. doi: 10.1785/BSSA0890051379

- Ordaz, M., & Singh, S. K. (1992). Source spectra and spectral attenuation of seismic waves from Mexican earthquakes, and evidence of amplification in the hill zone of Mexico City. *Bulletin of Seismological Society of America*, 82(1), 24–43. doi: 10.1785/BSSA0820010024
- Ordaz, M., Singh, S. K., & Arciniega, A. (1994). Bayesian Attenuation Regressions: an Application to Mexico City. *Geophysical Journal International*, 117(2), 335–344. doi: 10.1111/j.1365-246X.1994.tb03936.x
- Reinoso, E., & Ordaz, M. (1999). Spectral ratios for Mexico City from free-field recordings. *Earthquake Spectra*, 15(2), 273–295. doi: 10.1193/1.1586041
- Reyes, C., Miranda, E., Ordaz, M., & Meli, R. (2002). Estimación de espectros de aceleraciones correspondientes a diferentes periodos de retorno para las distintas zonas sísmicas de la Ciudad de México. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 66, 95–121. doi: 10.18867/RIS.66.198
- Ruiz-García, J., & Miranda, E. (2003). Evaluación de los factores de reducción de resistencia por ductilidad para estructuras de mampostería cimentadas en terreno firme. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 69, 1–23. doi: 10.18867/RIS.69.216
- Di Sarno, L., & Amiri, S. (2019). Period elongation of deteriorating structures under mainshock-aftershock sequences. *Engineering Structures*, 196, 109341, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109341
- Singh, S. K., Rodriguez, M., & Esteva, L. (1983). Statistics of Small Earthquakes and Frequency of occurrence of large earthquakes along the Mexican subduction zone. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 73(6), 1779–1796. doi: 10.1785/BSSA07306A1779
- Singh, S. K., Lermo, J., Domínguez, T., Ordaz, M., Esponosa, J.M., Mena, E., & Quaas, R. (1988). The Mexico earthquake of September 19, 1985 - A study of amplification of seismic waves in the valley of Mexico with respect to a hill zone site. *Earthquake Spectra*, 4, 653–674. doi: 10.1193/1.1585496
- Singh, S. K., Reinoso, E., Arroyo, D., Ordaz, M., Cruz-Atienza, V., Pérez-Campo, X., Iglesias, A., & Hjörleifsdóttir, V. (2018). Deadly intraslab Mexico earthquake of 19 September 2017 (Mw 7.1): Ground motion and damage pattern in Mexico City. *Seismological Research Letters*, 89(6), 2193–2203. doi: 10.1785/0220180159
- Singh, S. K., Mena, E., & Castro, R. (1988). Some aspects of source characteristics of the 19 September 1985 Michoacán earthquake and ground motion amplification in and near Mexico City from strong motion data. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 789(2), 451–477. doi: 10.1017/CBO9781107415324.004
- Steven L. Kramer (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, New Jersey: Prentice-Hall.
- Terán-Gilmore, A., & Espinosa Johnson, M. (2008). Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del Distrito Federal: La resistencia lateral de diseño. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 78, 47–71. doi: 10.18867/RIS.78.20
- Tothong, P., & Luco, N. (2007). Probabilistic seismic demand analysis using advanced ground motion intensity measures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(13), 1837–1860. doi: 10.1002/eqe.696
- Tsantaki, S., Adam, C., & Ibarra, L. F. (2017). Intensity measures that reduce collapse capacity dispersion of P-delta vulnerable simple systems. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(3), 1085–1109. doi: 10.1007/s10518-016-9994-4

- Tsantaki, S., Jäger, C., & Adam, C. (2012). Improved seismic collapse prediction of inelastic simple systems vulnerable to the P-delta effect based on average spectral acceleration. In *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal.
- Yakhchalian, M., Nicknam, A., & Amiri, G. G. (2015). Optimal vector-valued intensity measure for seismic collapse assessment of structures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, *14*(1), 37–54. doi: 10.1007/s11803-015-0005-6
- Zúñiga, F. R., Suárez, G., Figueroa-Soto, A., & Mendoza, A. (2017). A first-order seismotectonic regionalization of Mexico for seismic hazard and risk estimation. *Journal of Seismology*. *Journal of Seismology*, *21*(6), 1295–1322. doi: 10.1007/s10950-017-9666-0
- Zúñiga, F. R., Suárez, G., Ordaz, M., & Acosta, V. (1997). *Peligro sísmico en Latinoamérica y el Caribe*. Capítulo 2: México. Reporte Final. Recuperado de: https://www.researchgate.net/publication/258696944_Peligro_Sismico_en_Latinoamerica_y_el_Caribe_Capitulo_2_Mexico

Anexo A - Espectros de respuesta de $Sa(T_1)$

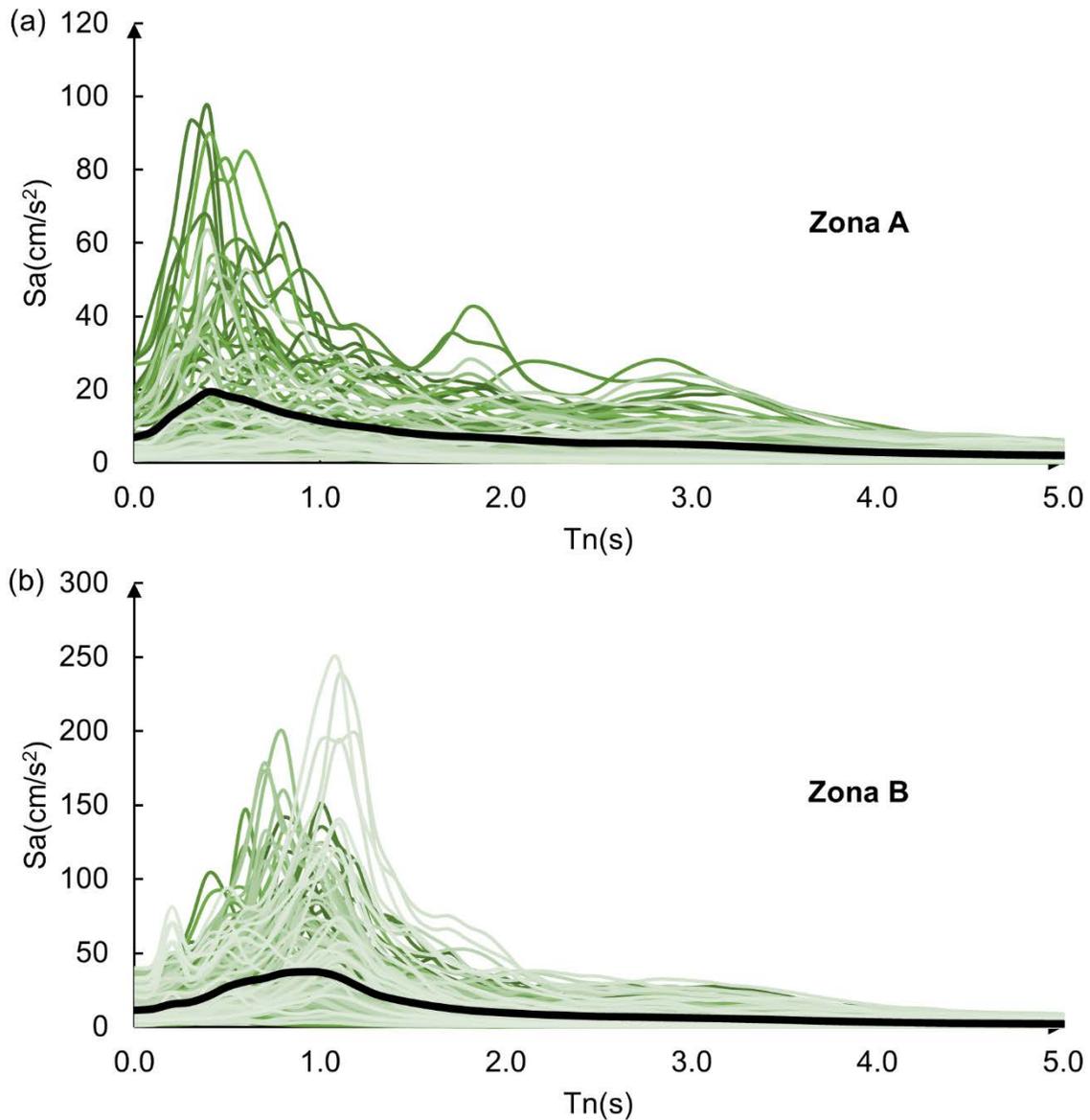


Fig. A1 Espectros asociados a los eventos sísmicos utilizados para definir el periodo dominante del suelo, correspondiente a: a) Zona A y b) Zona B

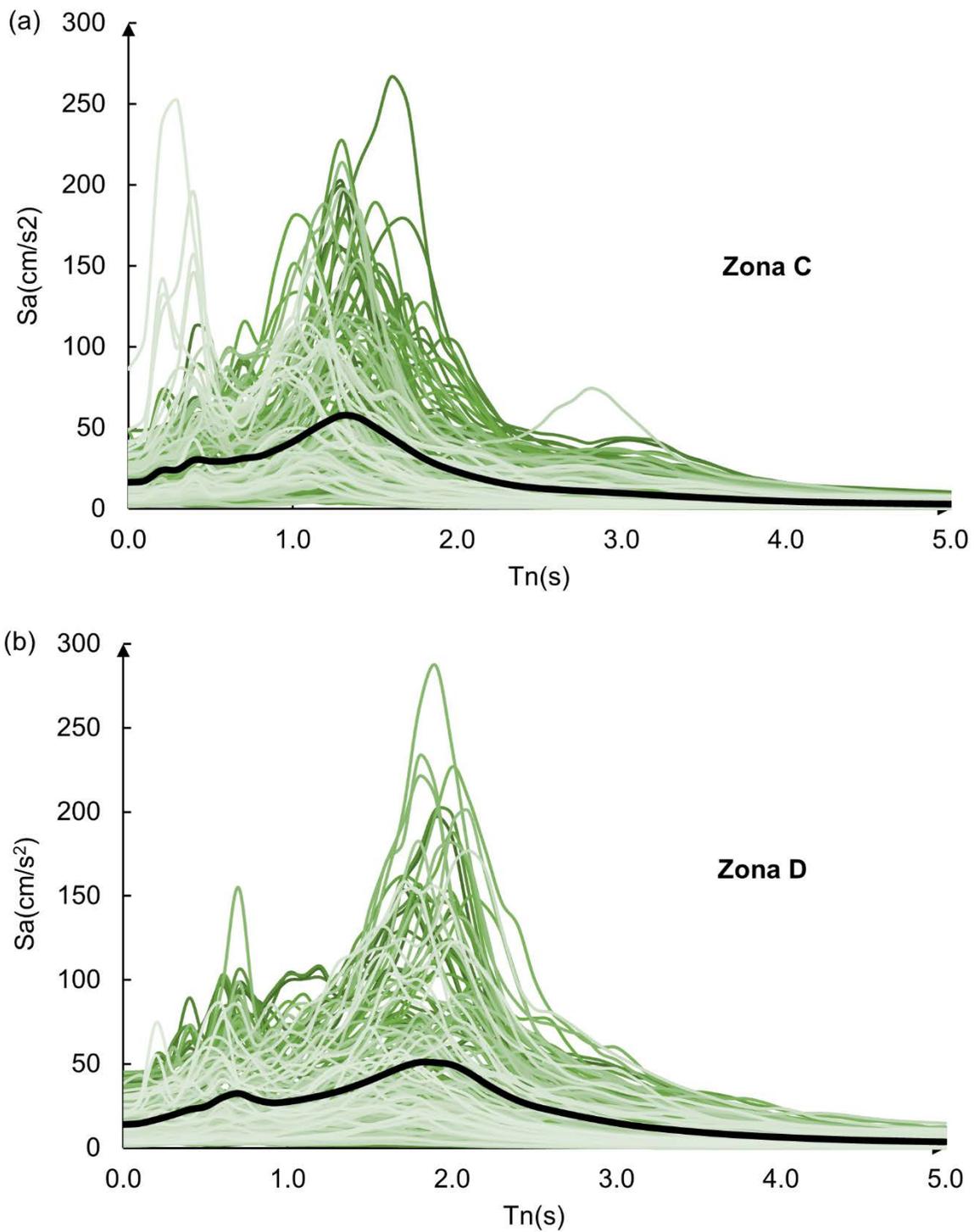


Fig. A2 Espectros asociados a los eventos sísmicos utilizados para definir el periodo dominante del suelo, correspondiente a: a) Zona C y b) Zona D

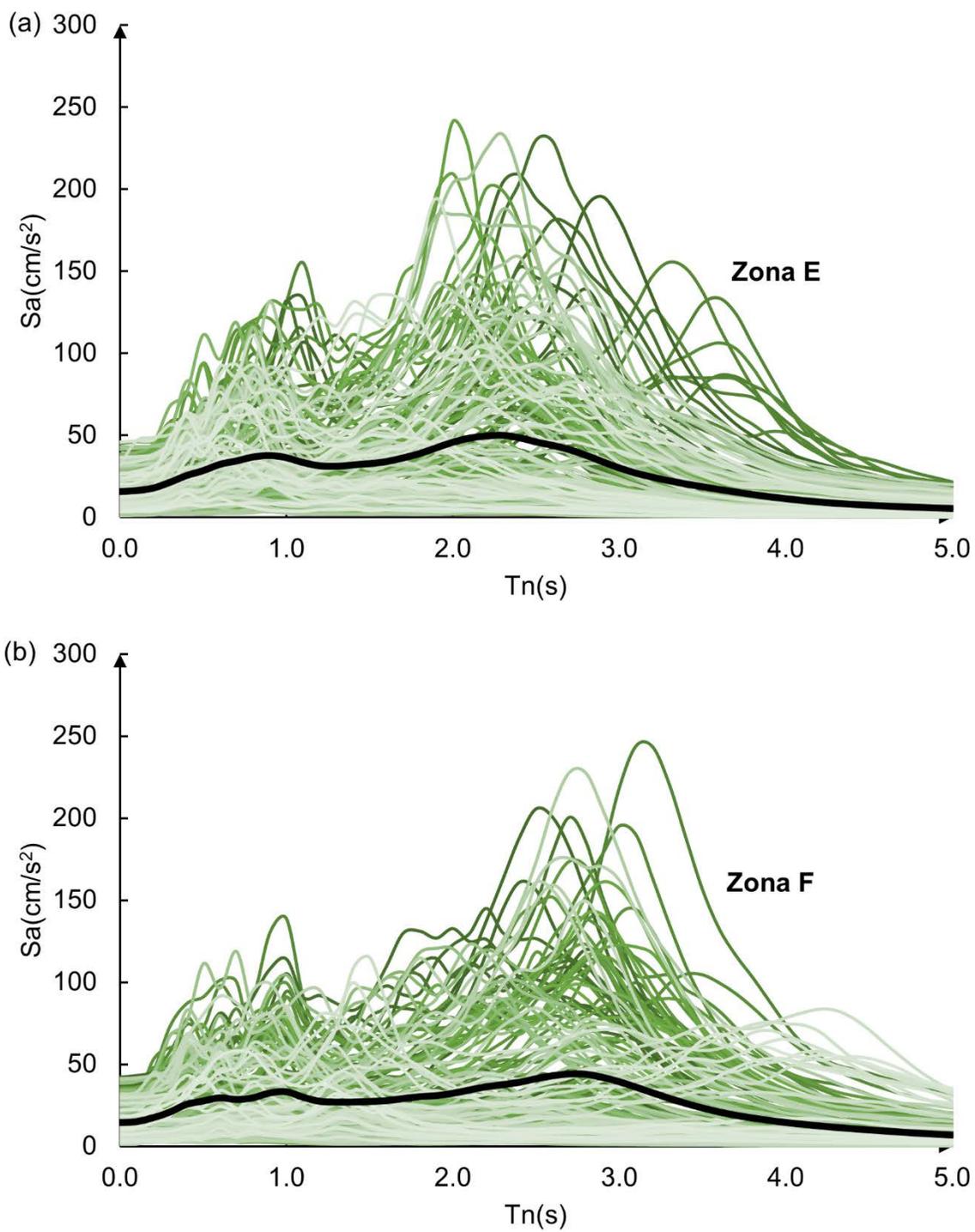


Fig. A3 Espectros asociados a los eventos sísmicos utilizados para definir el periodo dominante del suelo, correspondiente a: a) Zona E y b) Zona F

Anexo B - Cocientes espectrales de $Sa(T_1)$

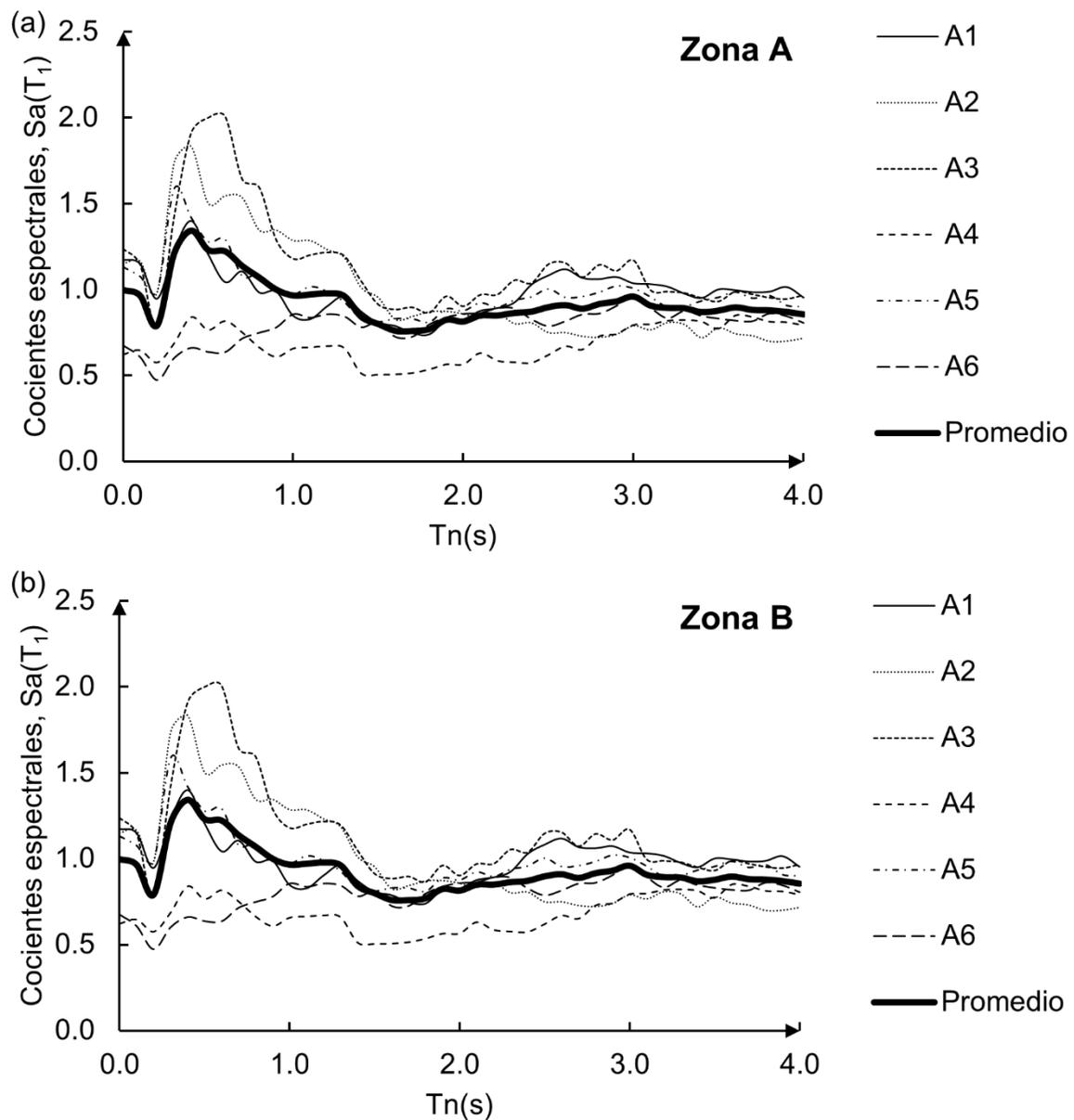


Fig. B1 Espectros promedio para los cocientes espectrales de $Sa(T_1)$ correspondientes a: a) Zona A
b) Zona B

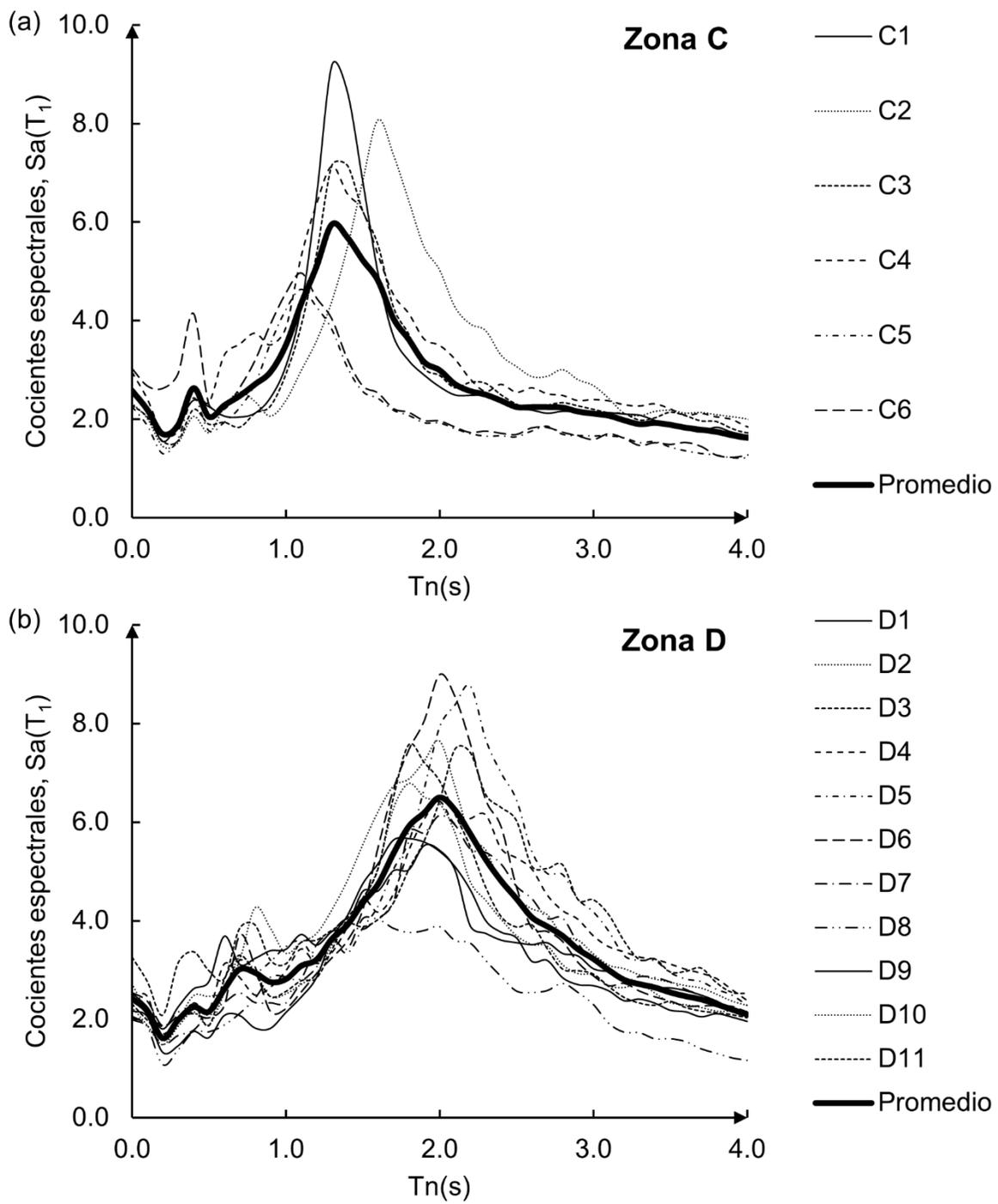


Fig. B2 Espectros promedio para los cocientes espectrales de $Sa(T_1)$ correspondientes a: a) Zona C
b) Zona D

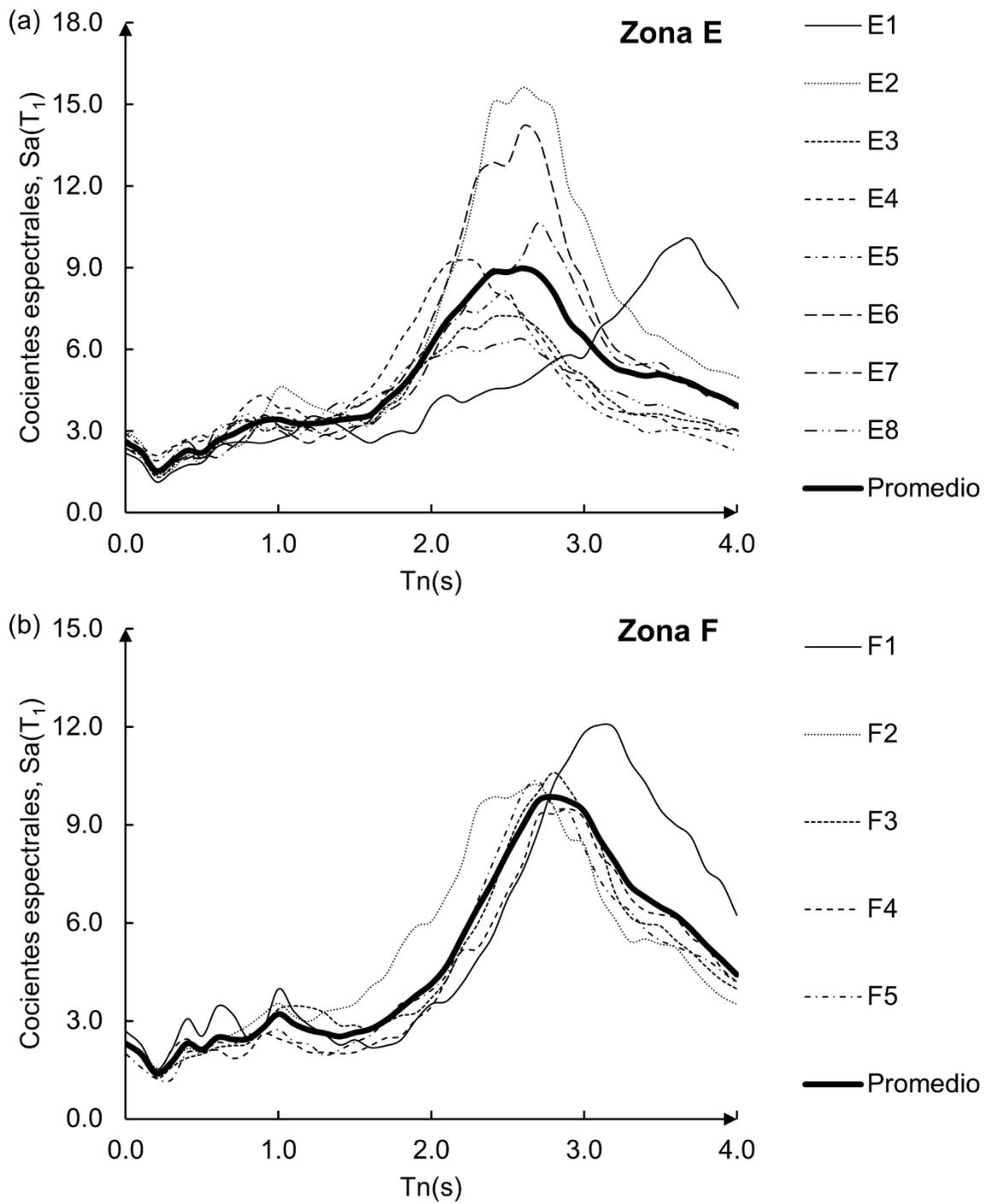


Fig. B1 Espectros promedio para los cocientes espectrales de $Sa(T_1)$ correspondientes a: a) Zona E
b) Zona F

Anexo C - Cocientes espectrales de I_{Np}

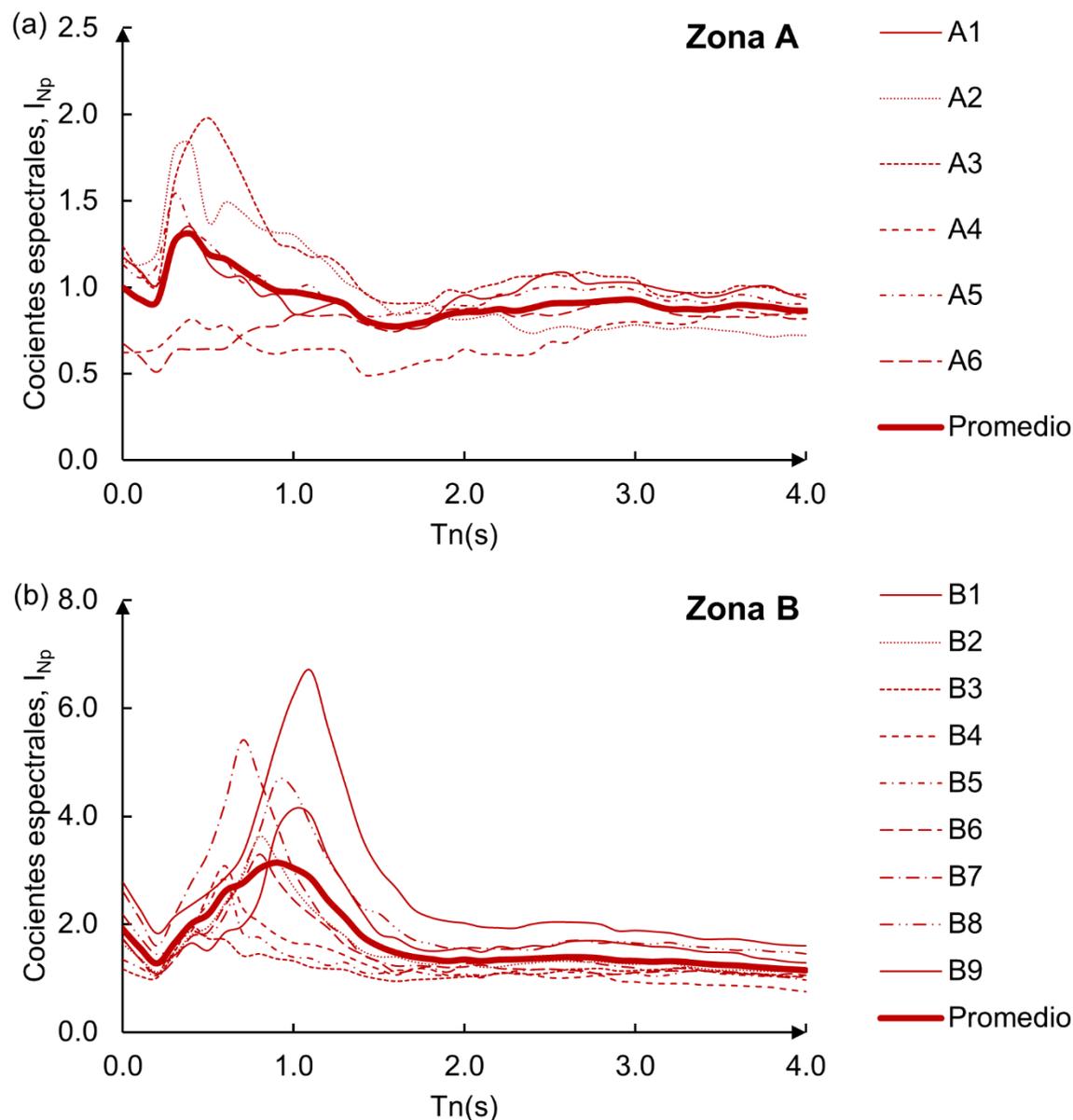


Fig. C1 Espectros promedio para los cocientes espectrales de I_{Np} correspondientes a: a) Zona A y b) Zona B

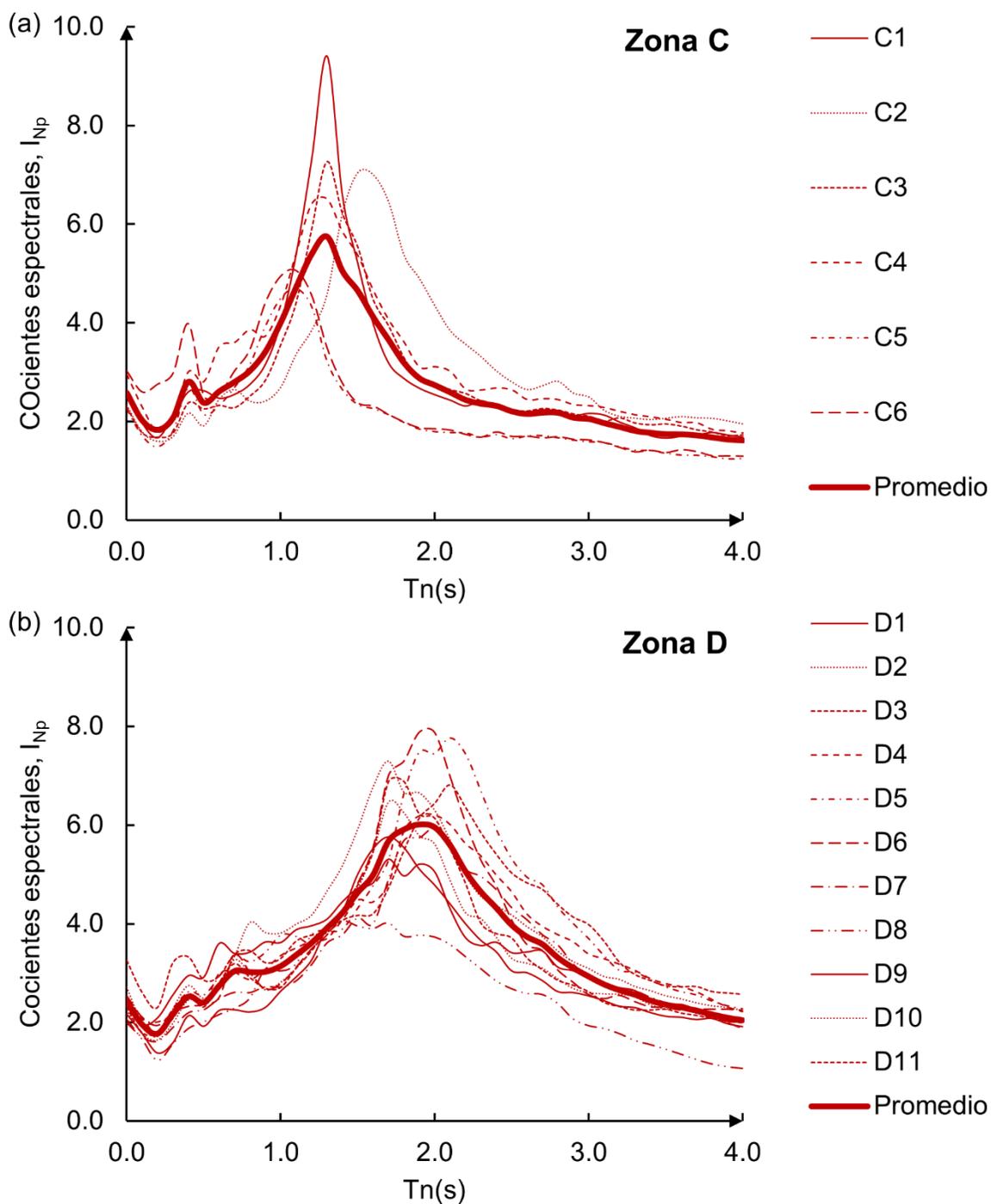


Fig. C2 Espectros promedio para los cocientes espectrales de I_{Np} correspondientes a: a) Zona C y b) Zona D

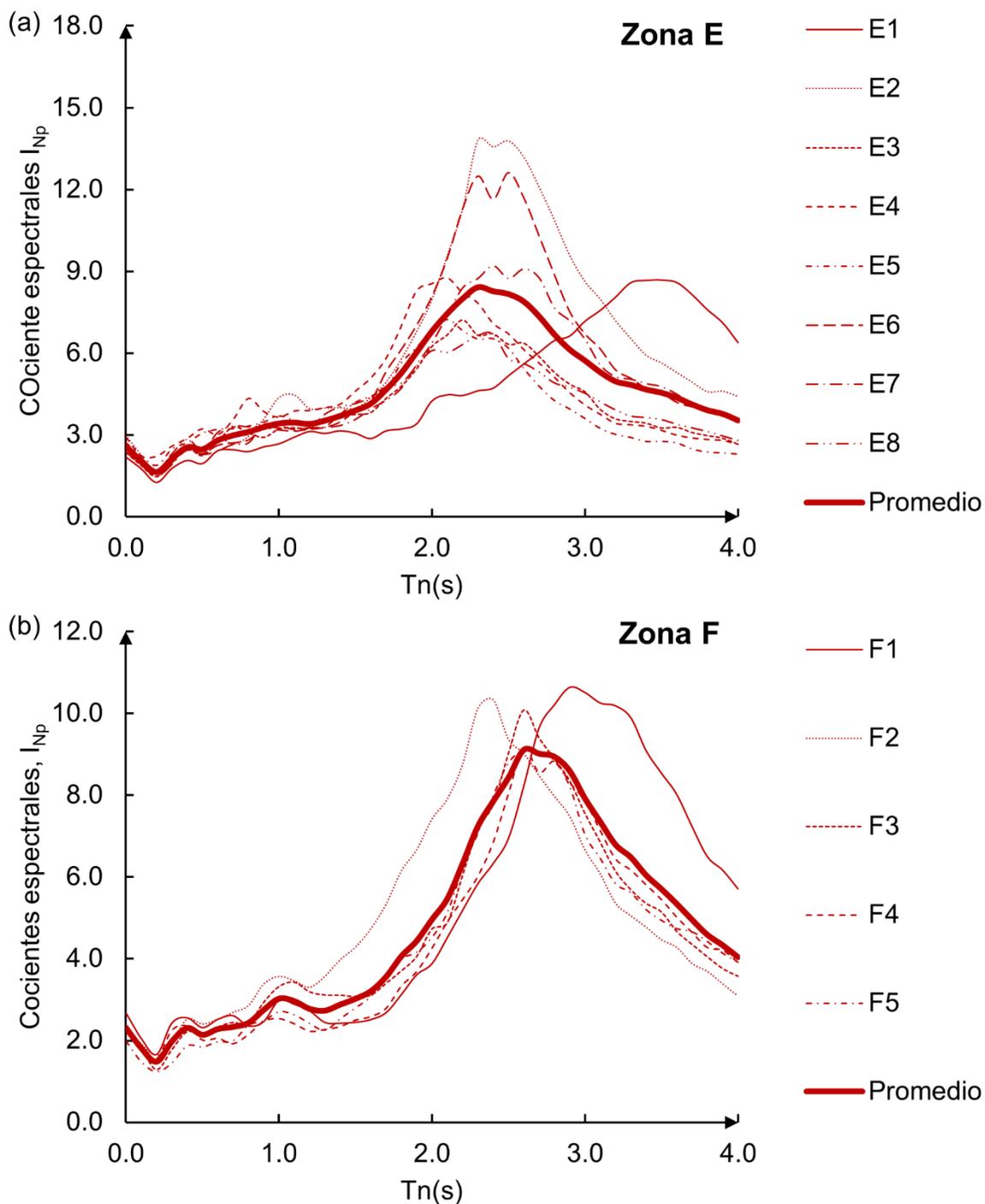


Fig. C3 Espectros promedio para los cocientes espectrales de I_{Np} correspondientes a: a) Zona E y b) Zona F

Anexo D - Curvas de peligro de $Sa(T_I)$

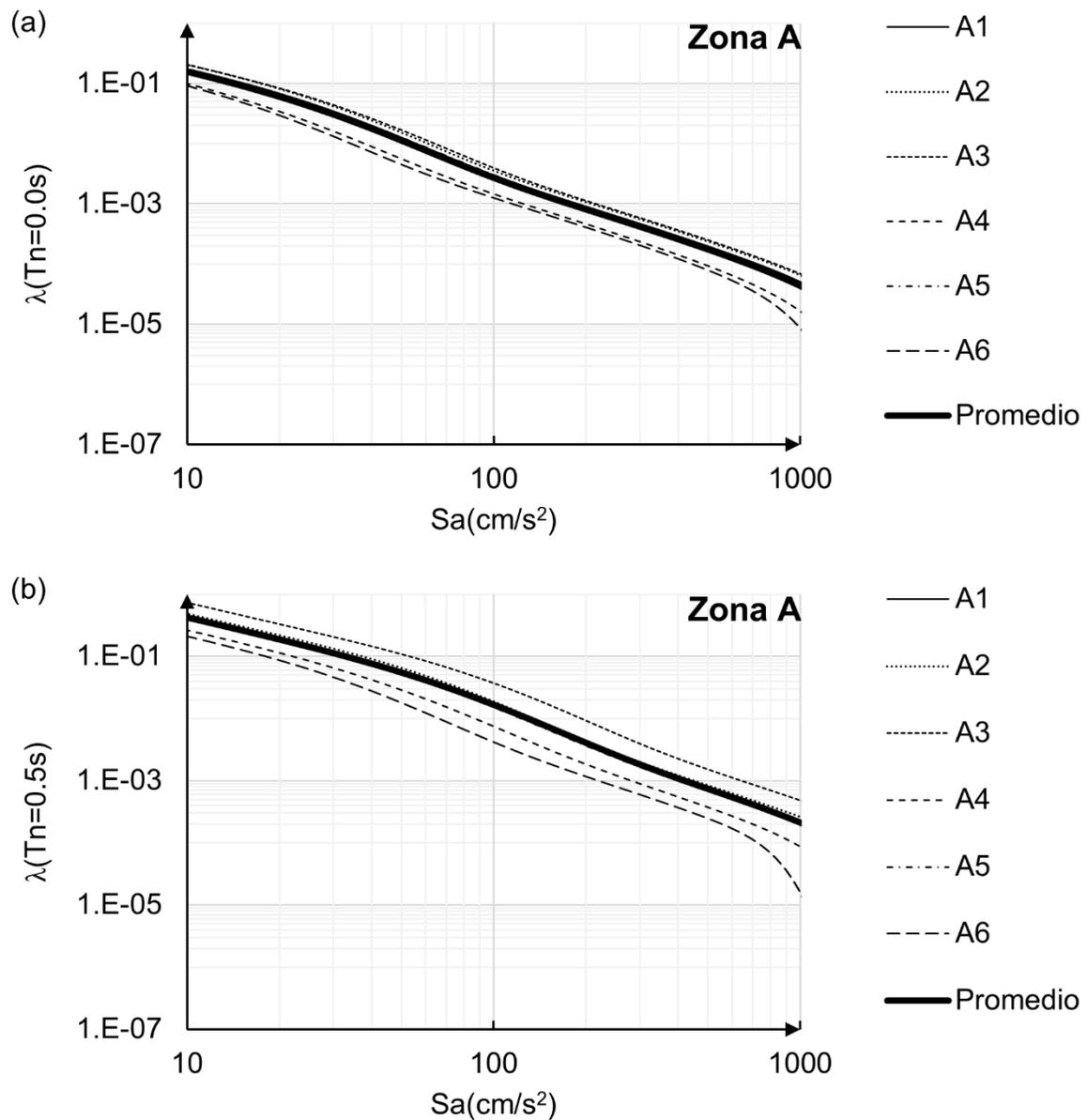


Fig. D1 Tasas media anual de excedencia (λ) de $Sa(T_I)$ para: a) $T_n=0.0s$ y b) $T_n=0.5s$ correspondientes a cada una de las estaciones acelerométricas de la Zona A

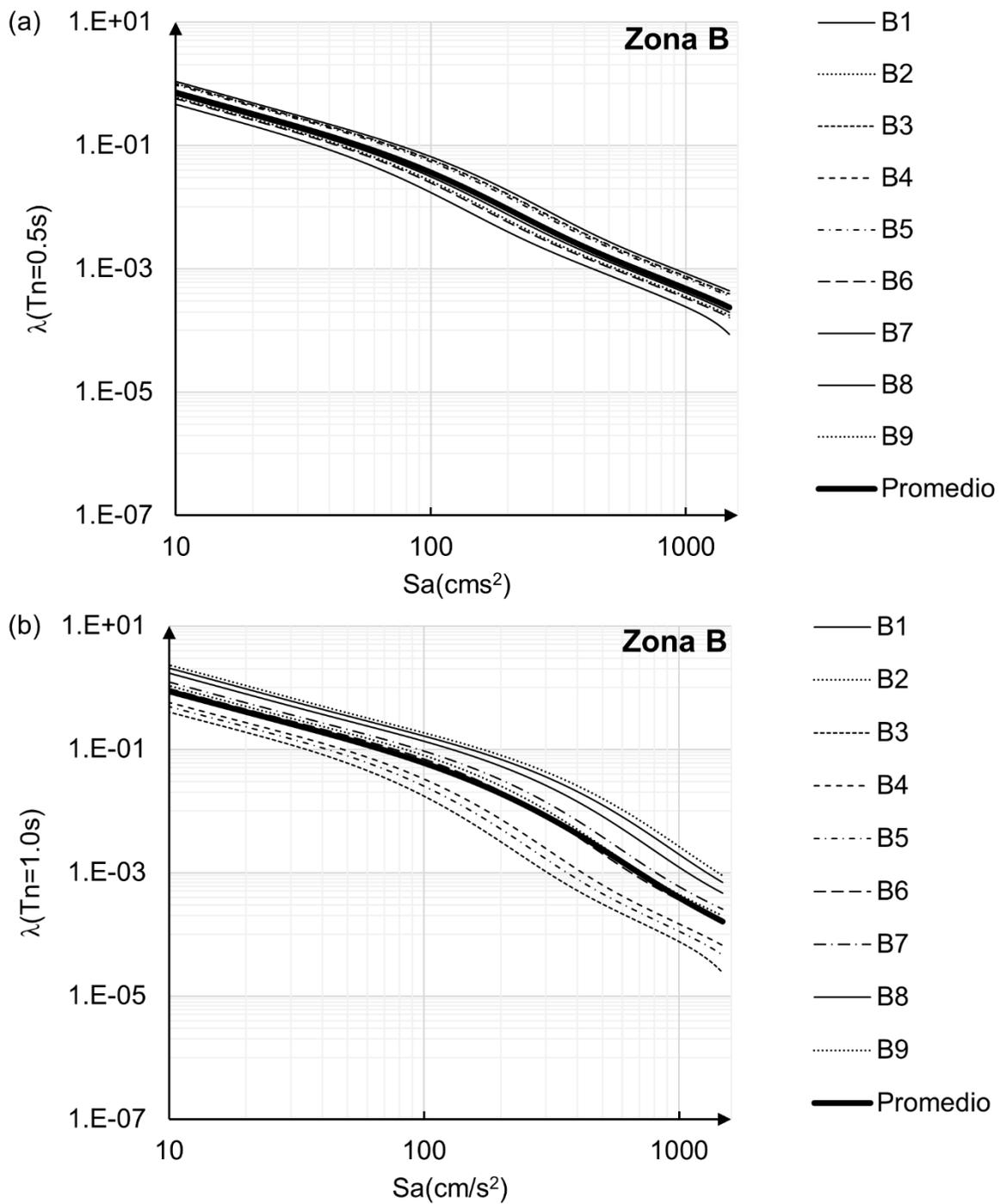


Fig. D2 Tasas media anual de excedencia (λ) de $Sa(T_i)$ para: a) $T_n=0.5s$ y b) $T_n=1.0s$ correspondientes a cada una de las estaciones acelerométricas de la Zona B

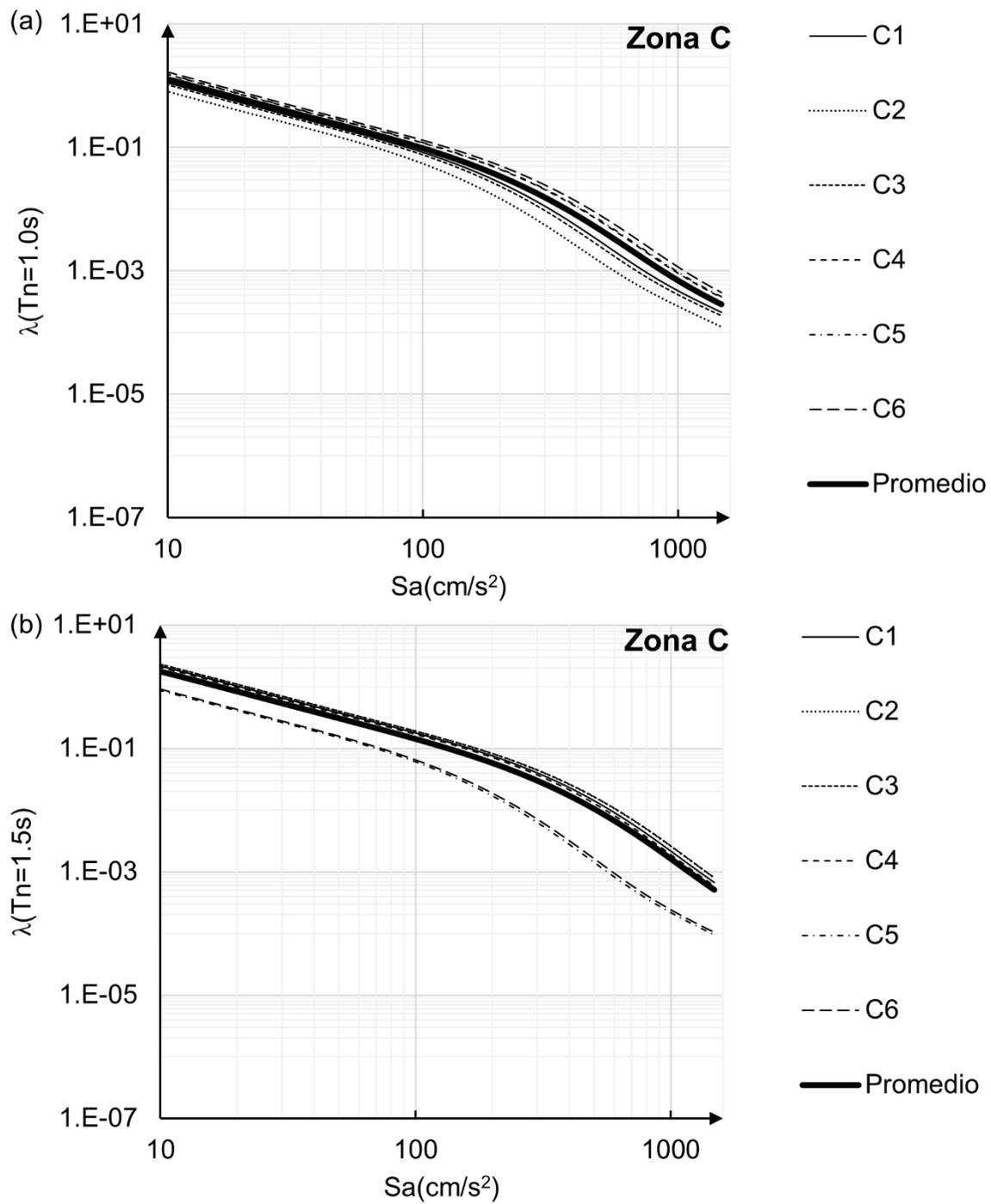


Fig. D3 Tasas media anual de excedencia (λ) de $S_a(T_i)$ para: a) $T_n=1.0\text{s}$ y b) $T_n=1.5\text{s}$ correspondientes a cada una de las estaciones acelerométricas de la Zona C

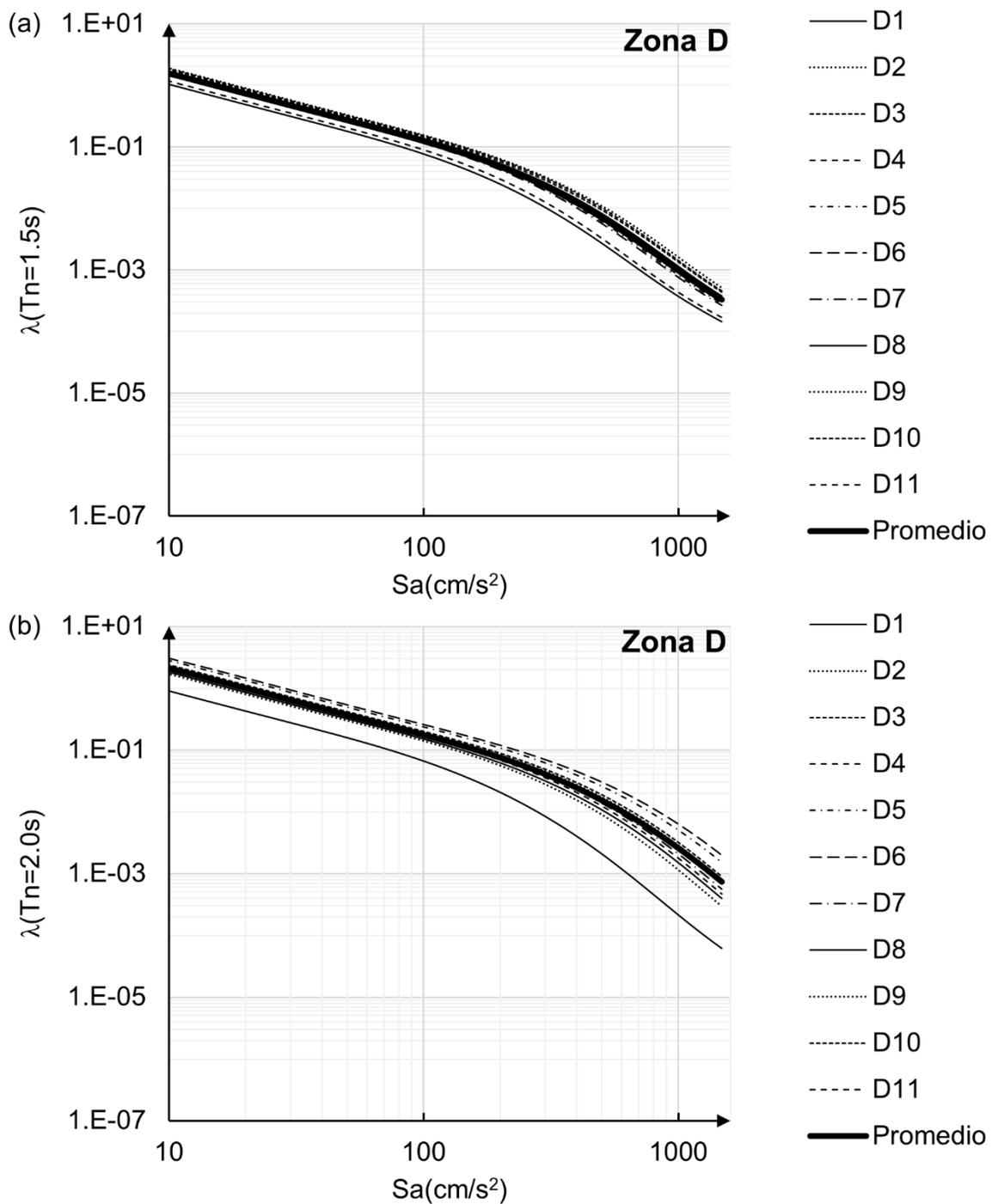


Fig. D4 Tasas media anual de excedencia (λ) de $S_a(T_i)$ para: a) $T_n=1.5\text{s}$ y b) $T_n=2.0\text{s}$ correspondientes a cada una de las estaciones acelerométricas de la Zona D

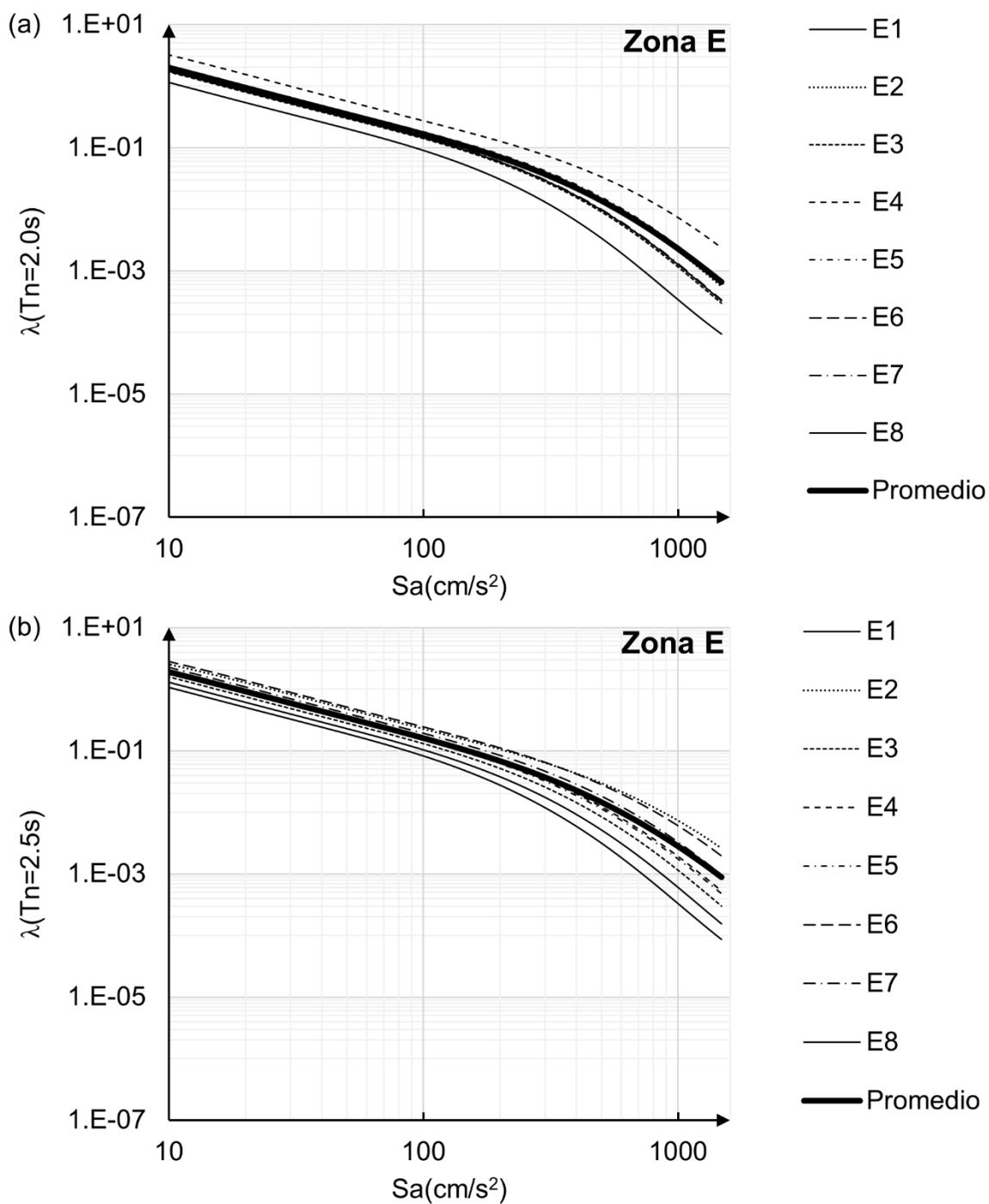


Fig. D5 Tasas media anual de excedencia (λ) de $S_a(T_i)$ para: a) $T_n=2.0\text{s}$ y b) $T_n=2.5\text{s}$ correspondientes a cada una de las estaciones acelerométricas de la Zona E

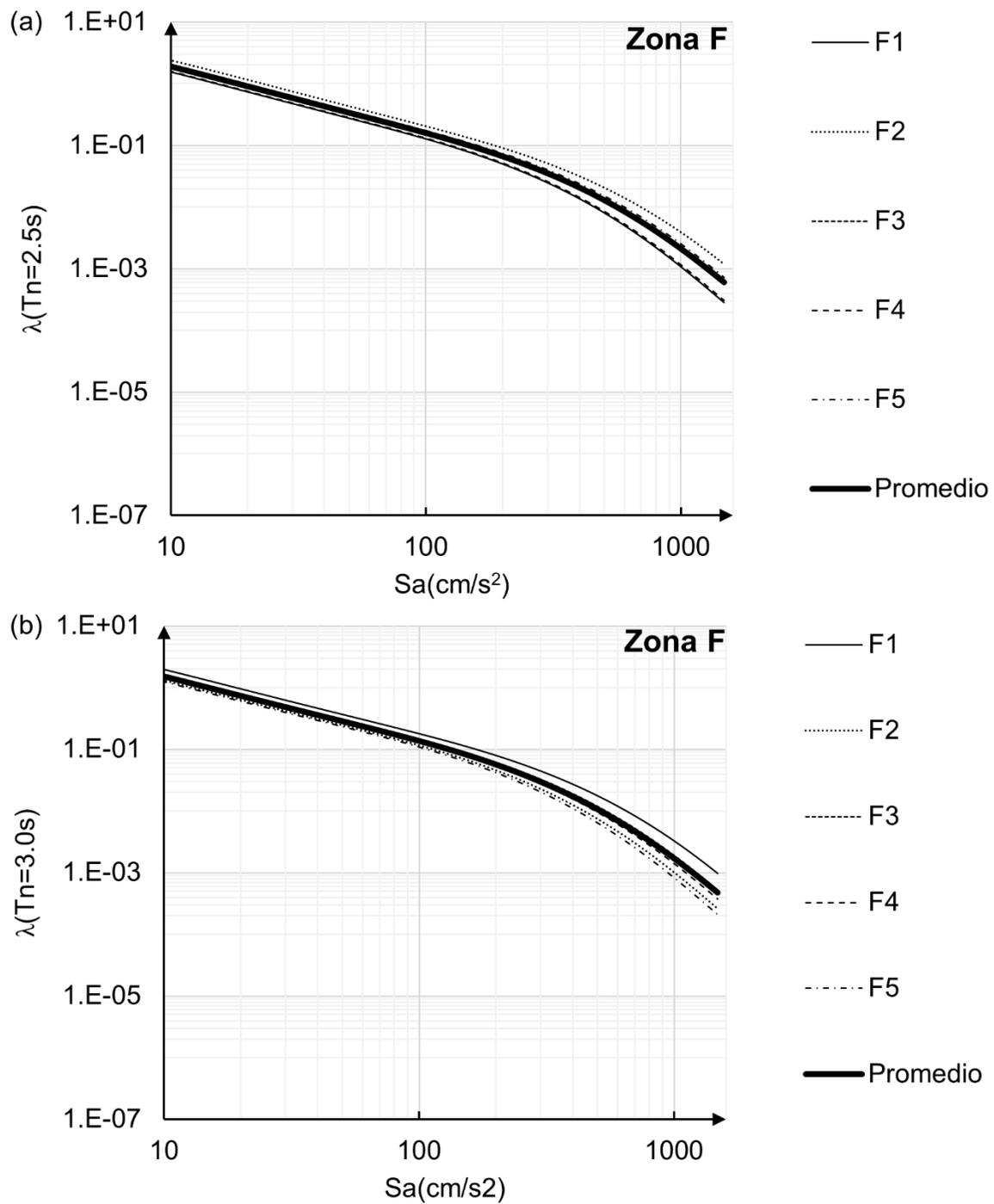


Fig. D6 Tasas media anual de excedencia (λ) de $Sa(T_i)$ para: a) $T_n=2.5s$ y b) $T_n=3.0s$ correspondientes a cada una de las estaciones acelerométricas de la Zona F

Anexo E - Curvas de peligro de I_{Np}

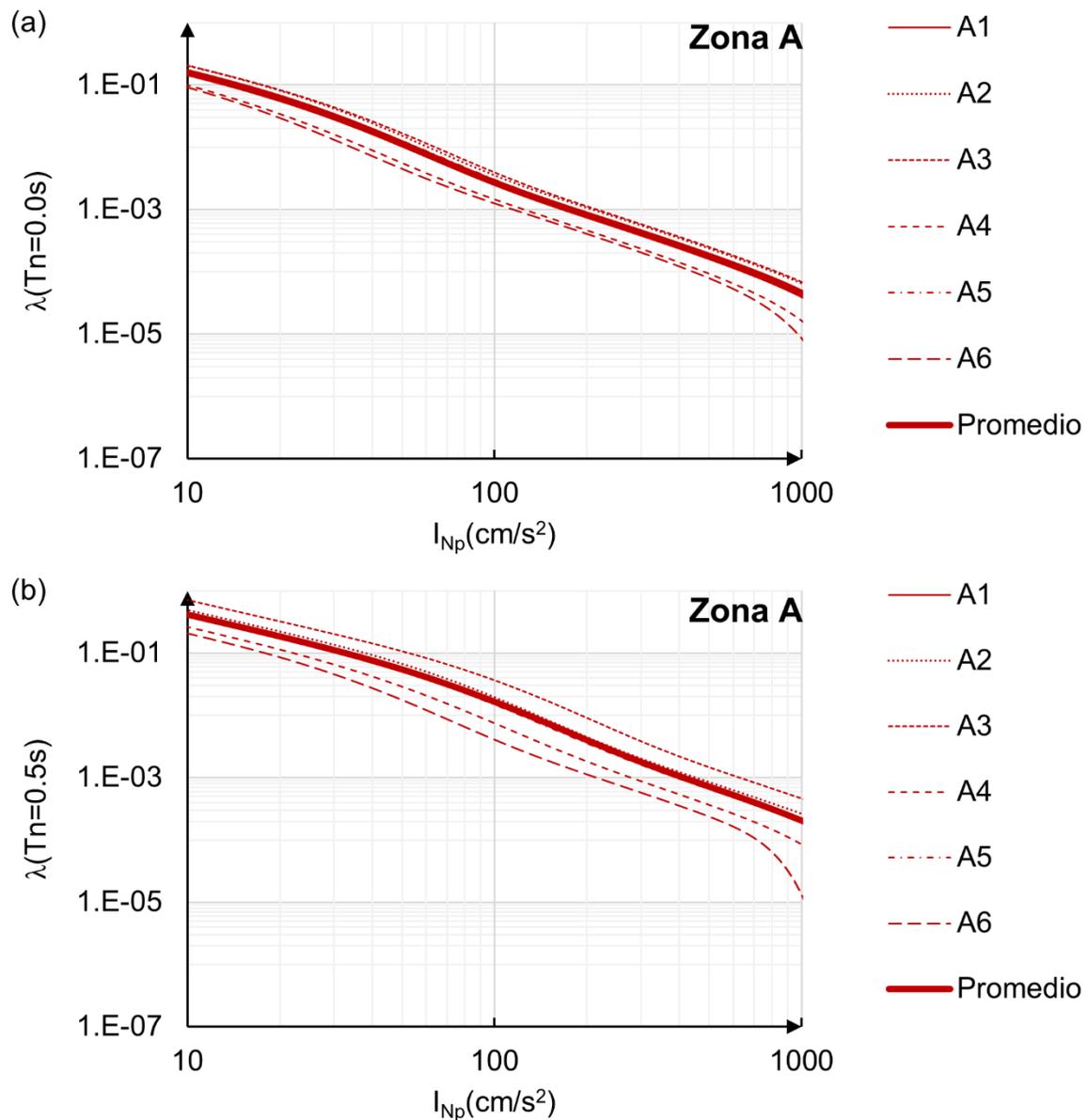


Fig. E1 Tasas media anual de excedencia (λ) de I_{Np} para: a) $T_n=0.0s$ y b) $T_n=0.5s$ correspondientes a cada una de las estaciones acelerométricas de la Zona A

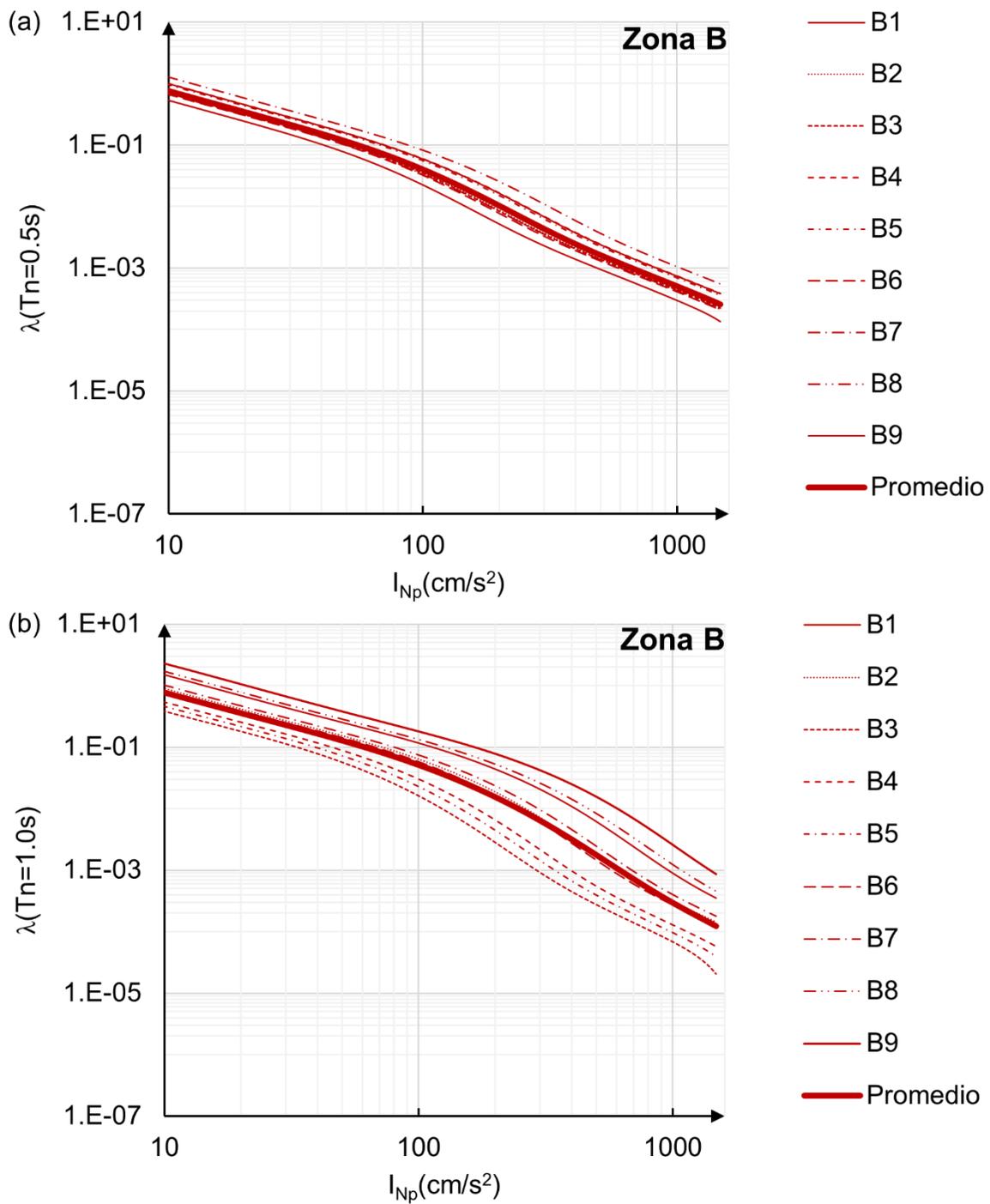


Fig. E2 Tasas media anual de excedencia (λ) de I_{Np} para: a) $T_n=0.5s$ y b) $T_n=1.0s$ correspondientes a cada una de las estaciones acelerométricas de la Zona B

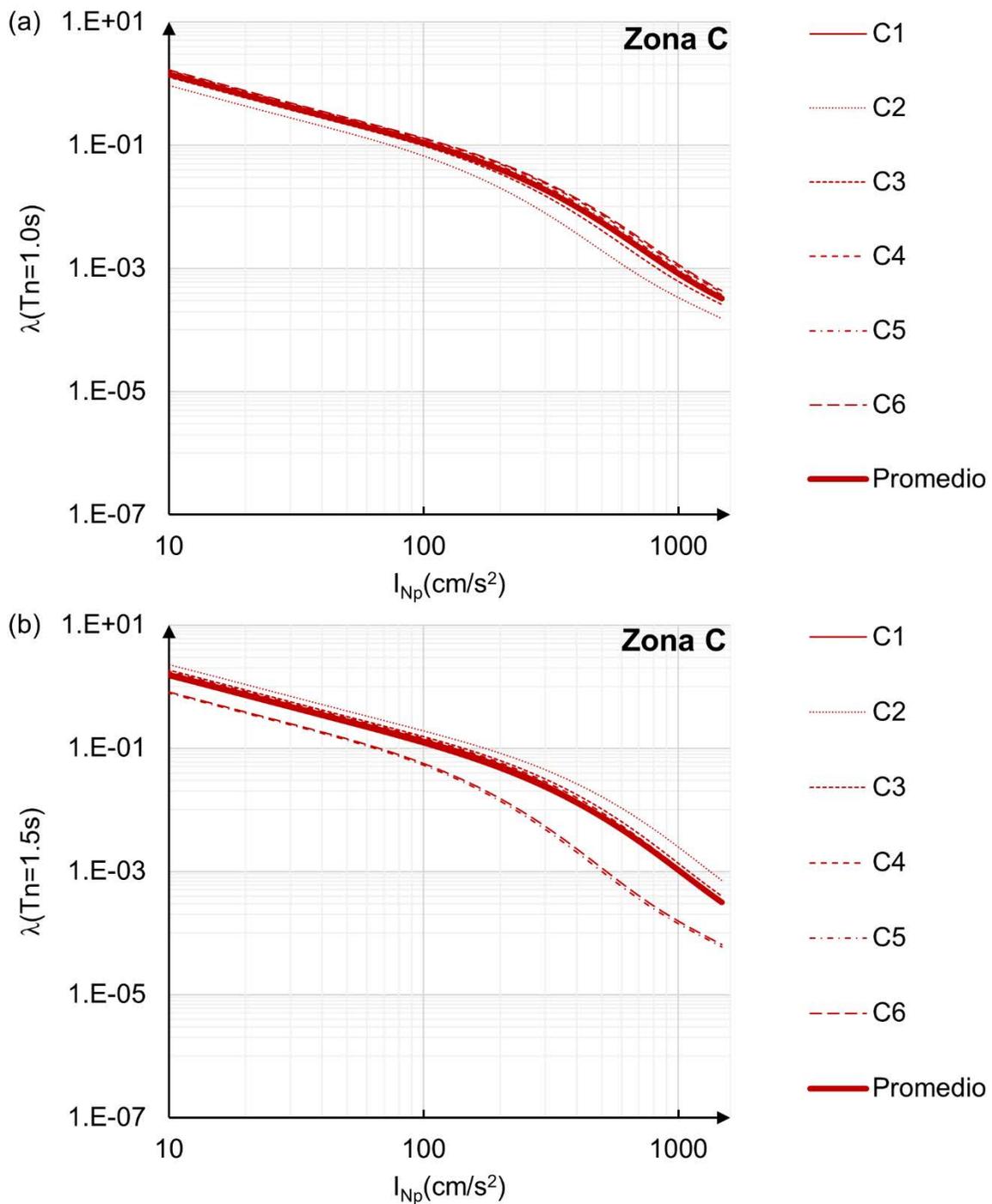


Fig. E3 Tasas media anual de excedencia (λ) de I_{Np} para: a) $T_n=1.0s$ y b) $T_n=1.5s$ correspondientes a cada una de las estaciones acelerométricas de la Zona C

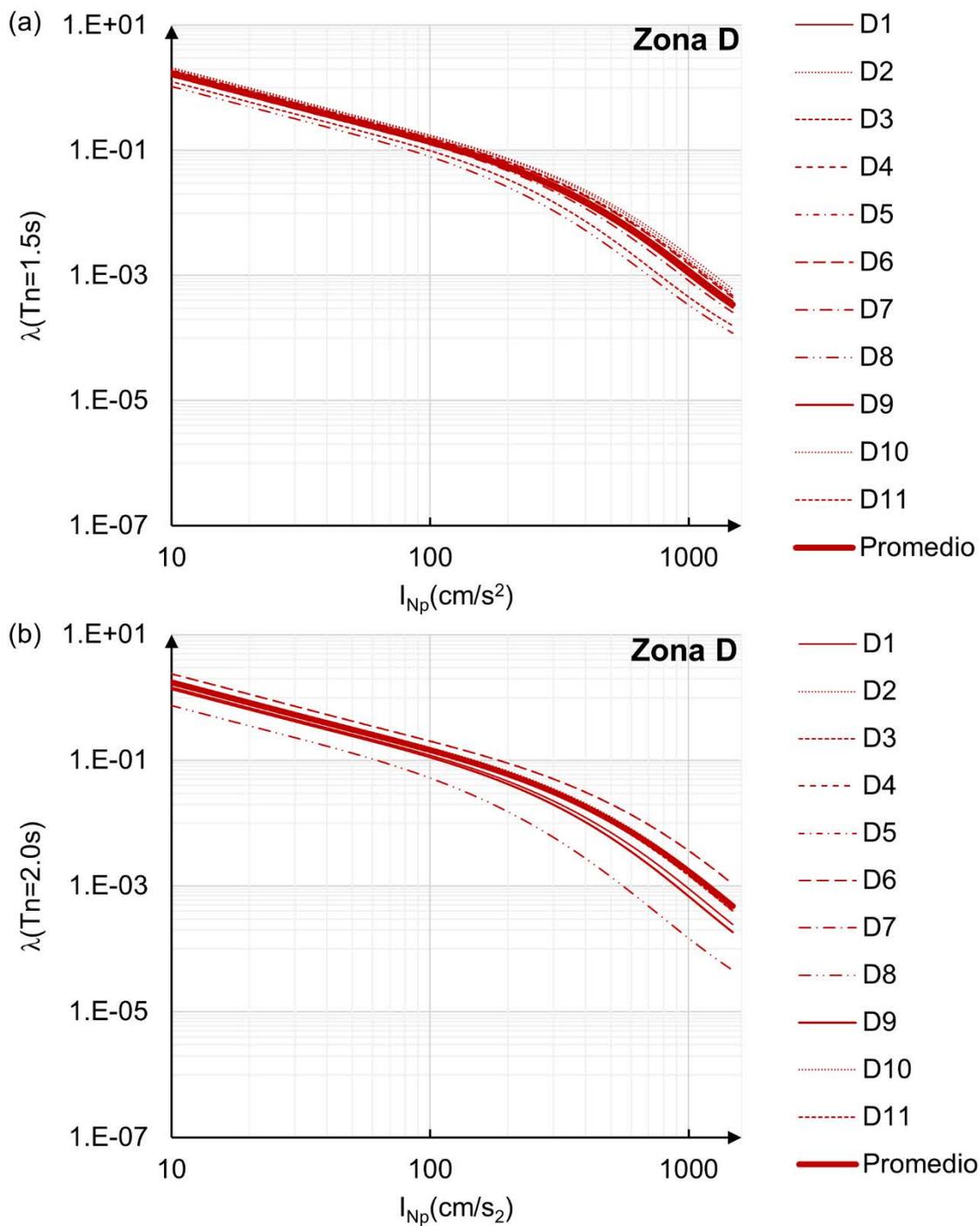


Fig. E4 Tasas media anual de excedencia (λ) de I_{Np} para: a) $T_n=1.5s$ y b) $T_n=2.0s$ correspondientes a cada una de las estaciones acelerométricas de la Zona D

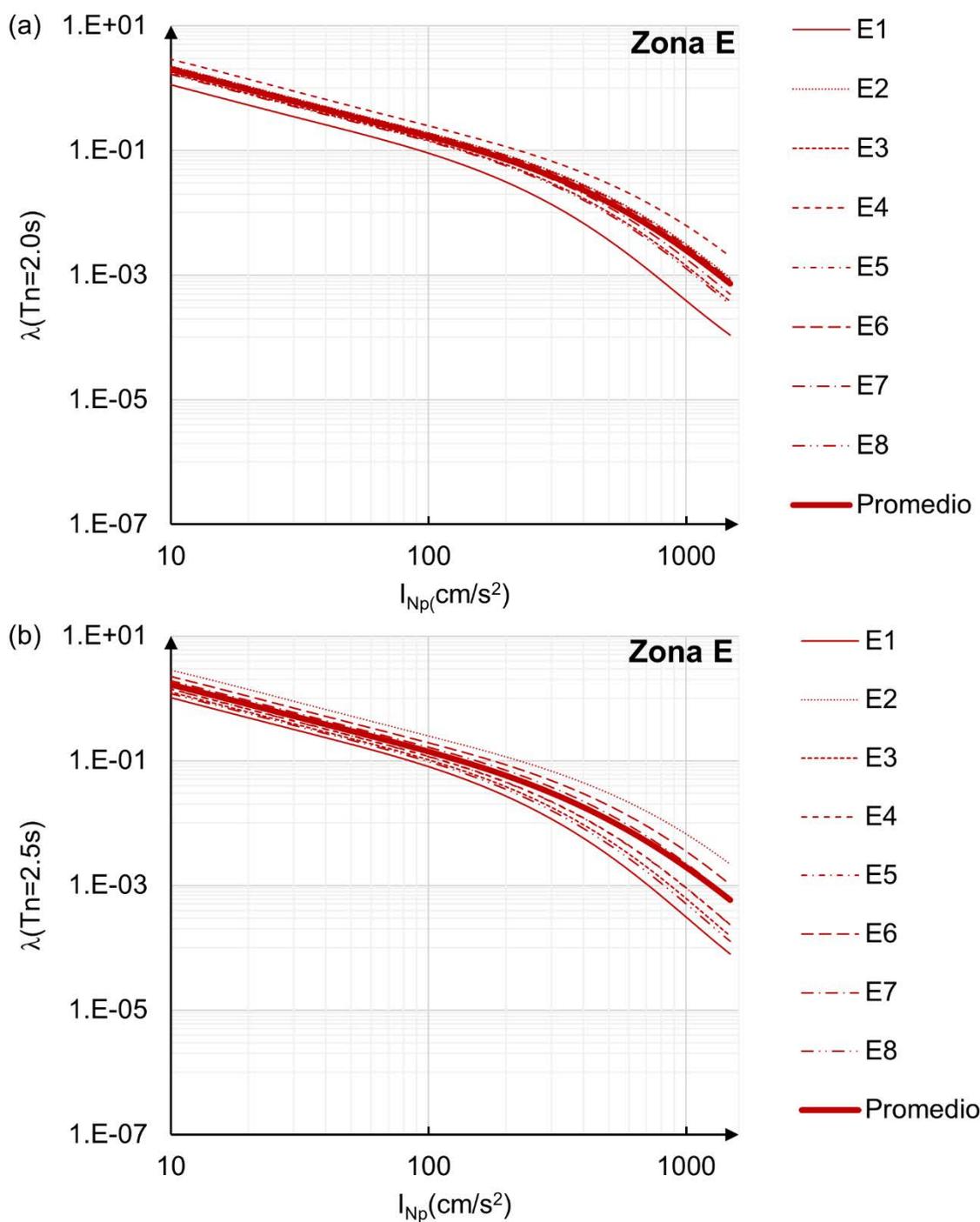


Fig. E5 Tasas media anual de excedencia (λ) de I_{Np} para: a) $T_n=2.0\text{s}$ y b) $T_n=2.5\text{s}$ correspondientes a cada una de las estaciones acelerométricas de la Zona E

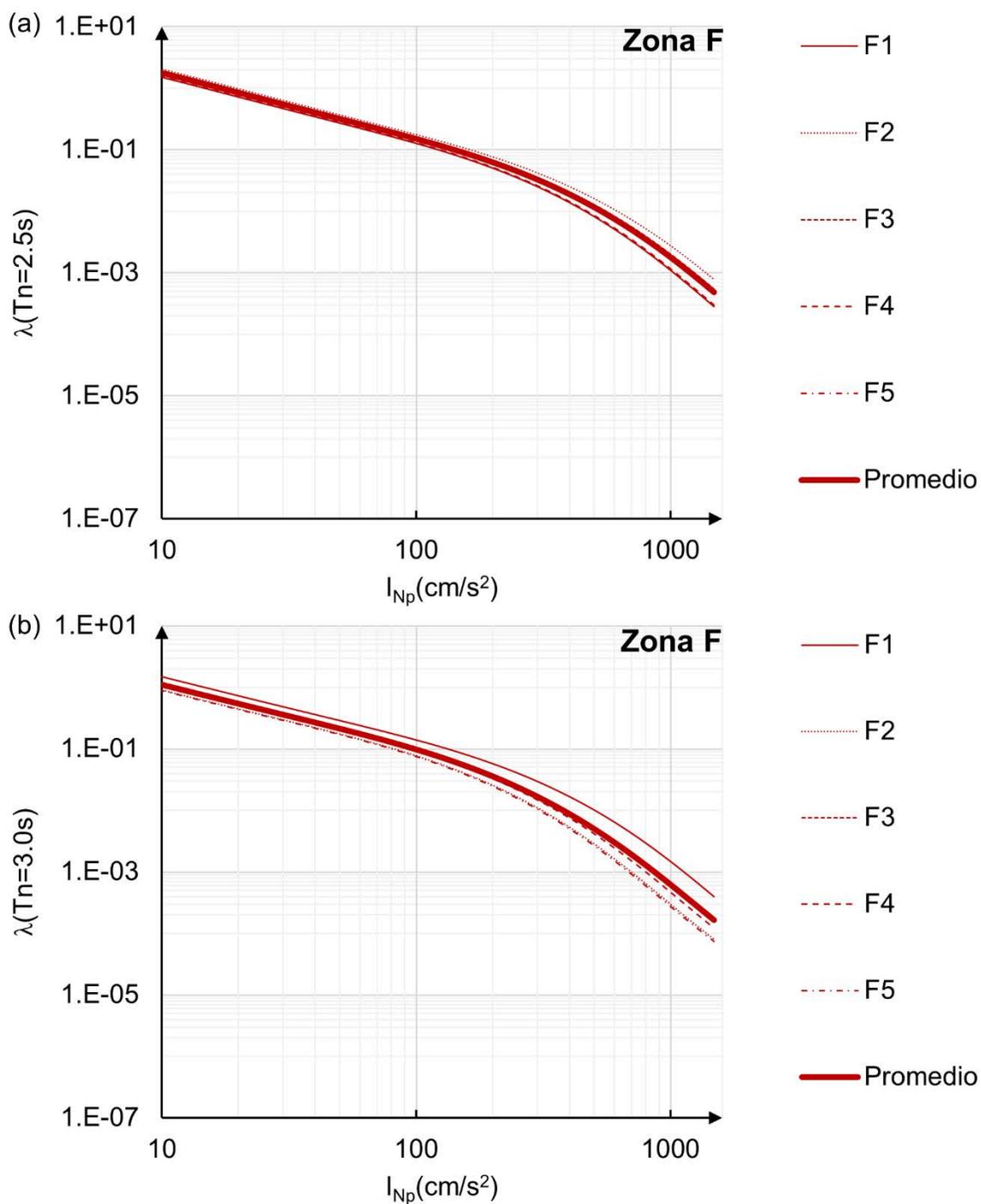


Fig. E6 Tasas media anual de excedencia (λ) de I_{Np} para: a) $T_n=2.5\text{s}$ y b) $T_n=3.0\text{s}$ correspondientes a cada una de las estaciones acelerométricas de la Zona F

Anexo F - Espectros de peligro uniforme $Sa(T_1)$

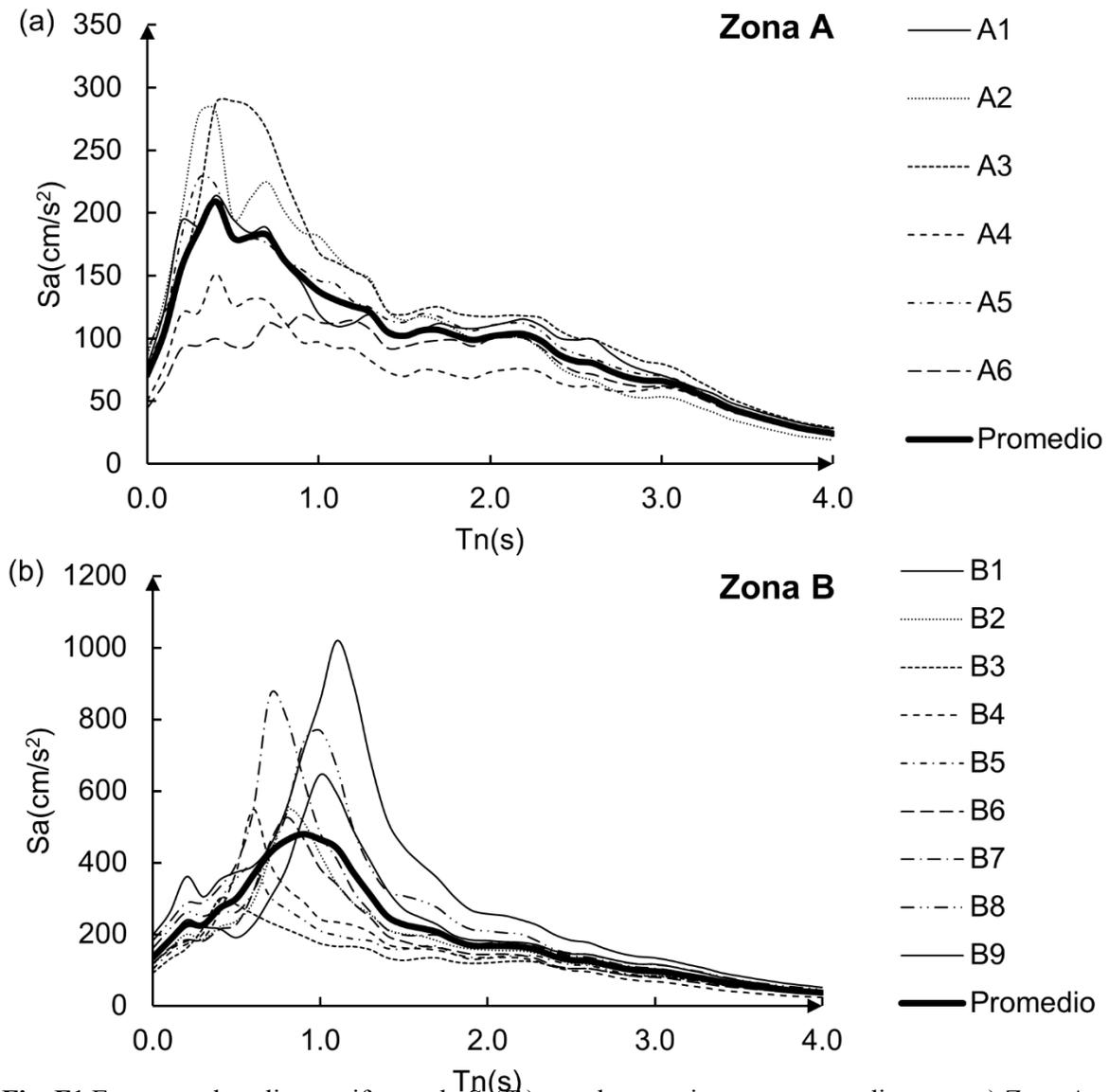


Fig. F1 Espectros de peligro uniforme de $Sa(T_1)$ para las estaciones correspondientes a: a) Zona A y b) Zona B, asociados a un periodo de retorno de 250 años

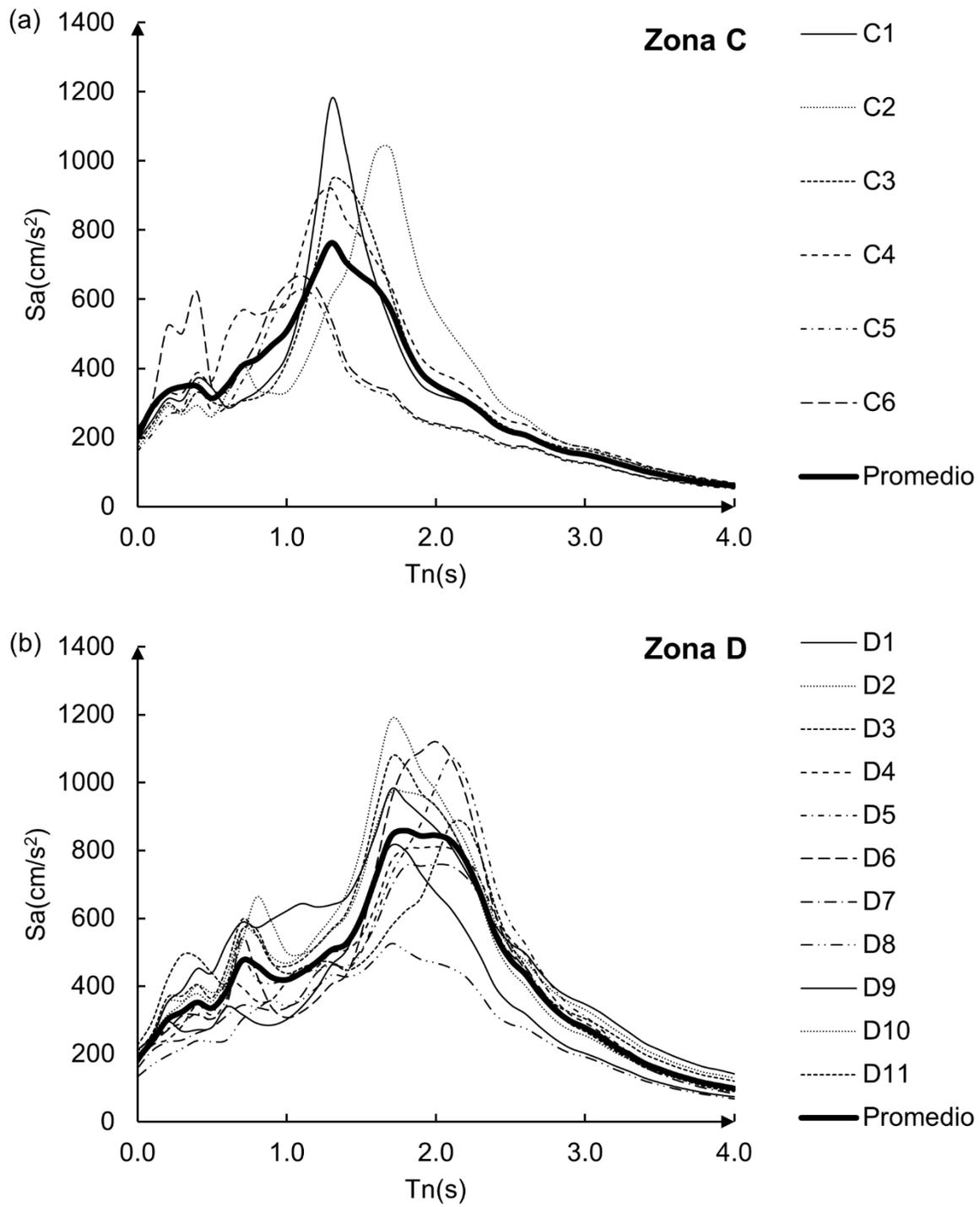


Fig. F2 Espectros de peligro uniforme de $Sa(T_1)$ para las estaciones correspondientes a: a) Zona C y b) Zona D, asociados a un periodo de retorno de 250 años

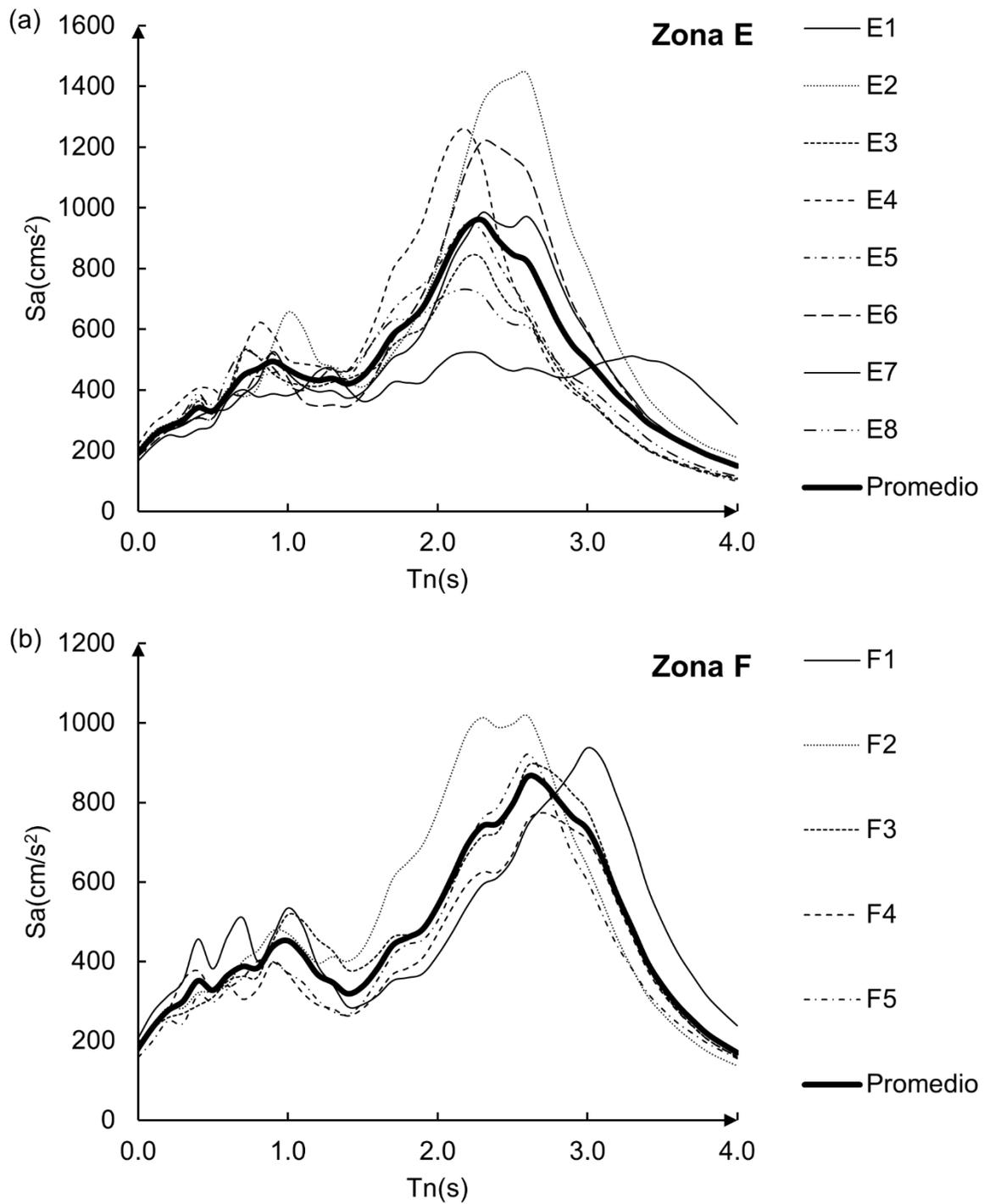


Fig. F3 Espectros de peligro uniforme de $Sa(T_1)$ para las estaciones correspondientes a: a) Zona E y b) Zona F, asociados a un periodo de retorno de 250 años

Anexo G - Espectros de peligro uniforme I_{Np}

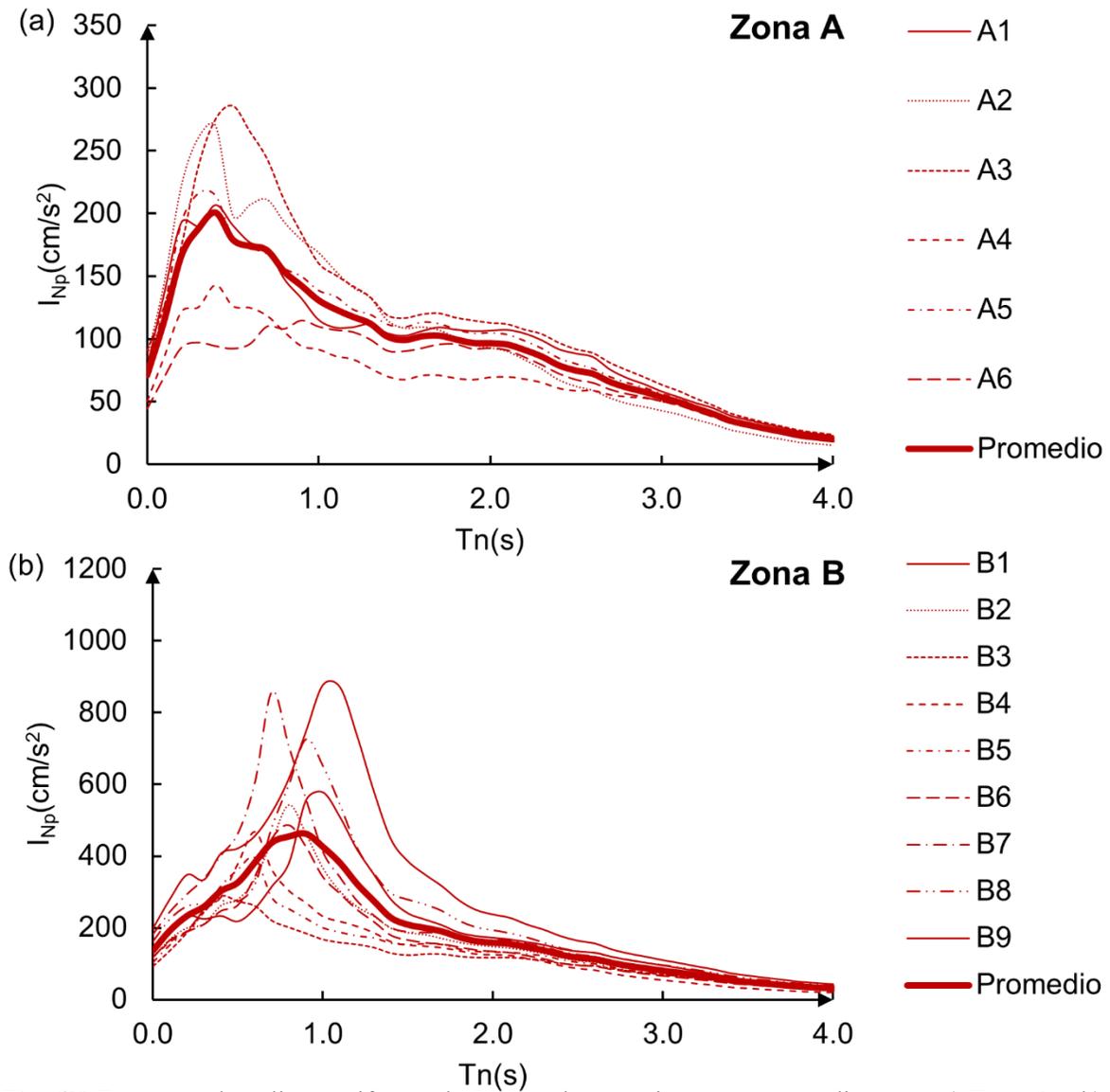


Fig. G1 Espectros de peligro uniforme de I_{Np} para las estaciones correspondientes a: a) Zona A y b) Zona B, asociados a un periodo de retorno de 250 años

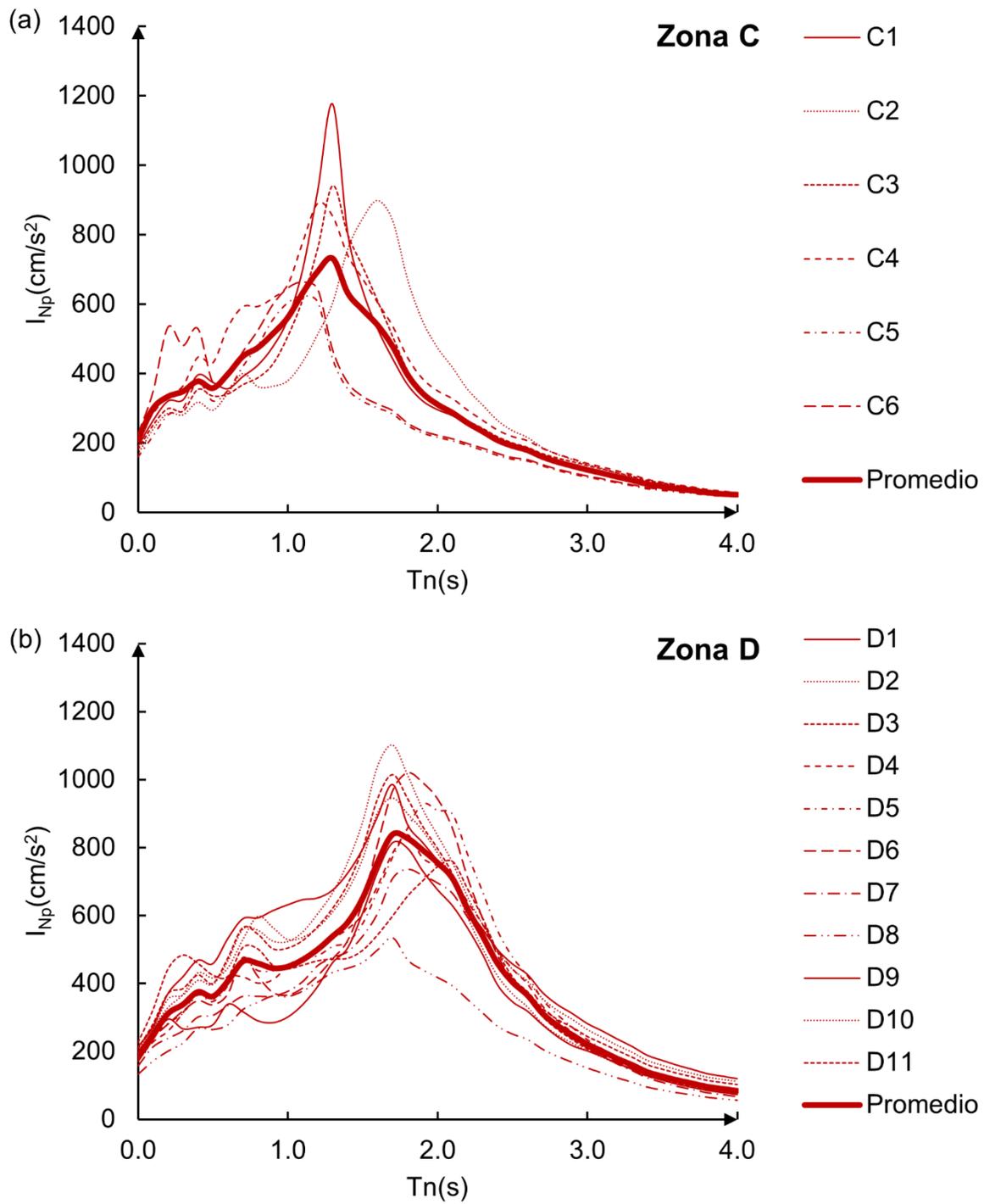


Fig. G2 Espectros de peligro uniforme de I_{Np} para las estaciones correspondientes a: a) Zona C y b) Zona D, asociados a un periodo de retorno de 250 años

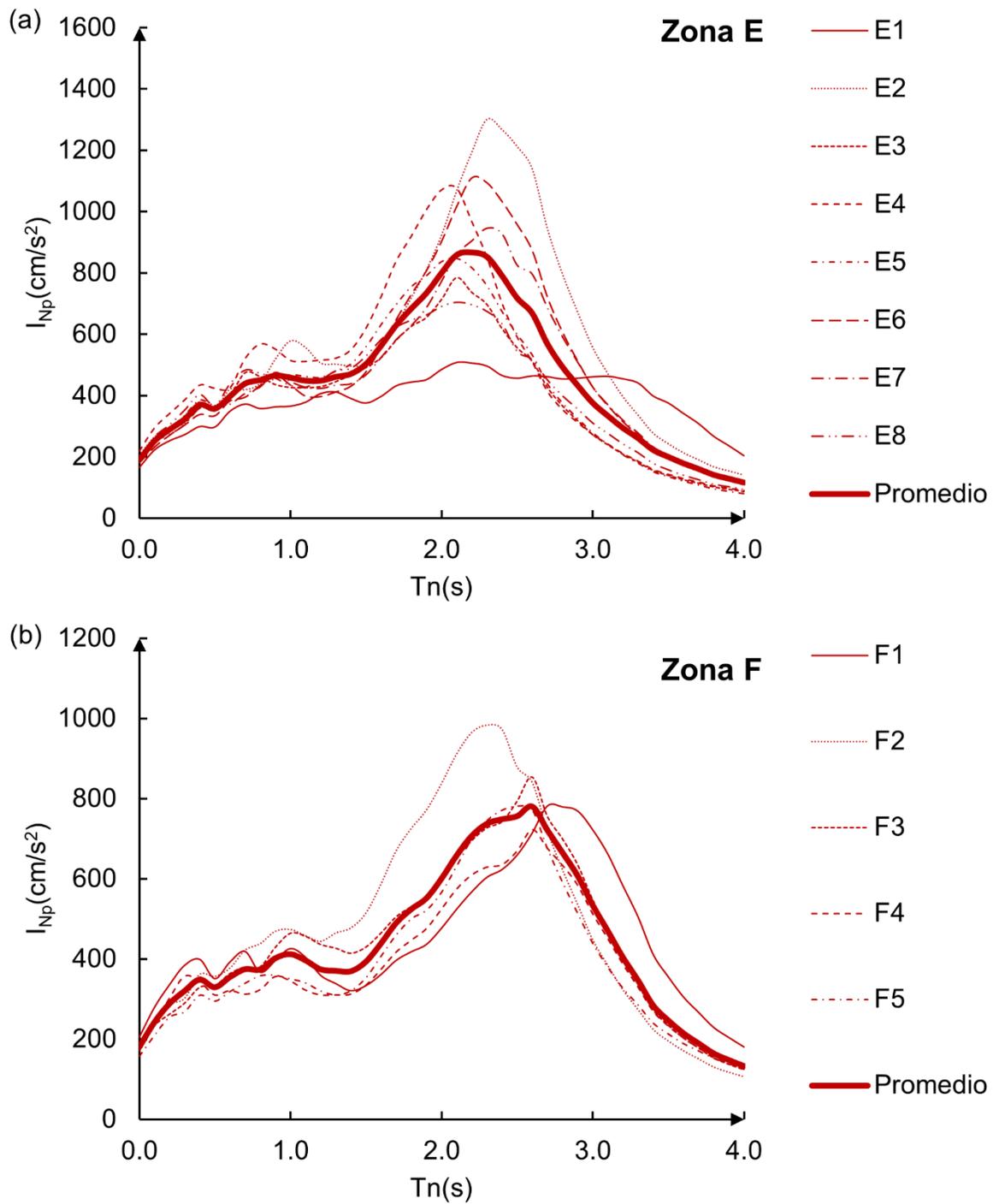


Fig. G3 Espectros de peligro uniforme de I_{Np} para las estaciones correspondientes a: a) Zona E y b) Zona F, asociados a un periodo de retorno de 250 años

Las Series del Instituto de Ingeniería describen los resultados de algunas de las investigaciones más relevantes de esta institución. Con frecuencia son trabajos in extenso de artículos que se publican en revistas especializadas, memorias de congresos, etc.

Cada número de estas Series se edita con la aprobación técnica del Comité Editorial del Instituto, basada en la evaluación de árbitros competentes en el tema, adscritos a instituciones del país y/o el extranjero.

Actualmente hay tres diferentes Series del Instituto de Ingeniería:

SERIE INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO

Incluye trabajos originales sobre investigación y/o desarrollo tecnológico. Es continuación de la Serie Azul u Ordinaria, publicada por el Instituto de Ingeniería desde 1956, la cual actualmente tiene nueva presentación y admite textos en español e inglés.

SERIE DOCENCIA

Está dedicada a temas especializados de cursos universitarios para facilitar a estudiantes y profesores una mejor comprensión de ciertos temas importantes de los programas de estudio.

SERIE MANUALES

Abarca manuales útiles para resolver problemas asociados con la práctica profesional o textos que describen y explican el estado del arte o el estado de la práctica en ciertos temas. Incluye normas, manuales de diseño y de laboratorio, reglamentos, comentarios a normas y bases de datos.

Las Series del Instituto de Ingeniería pueden consultarse gratuitamente desde la dirección electrónica del Instituto <http://www.ii.unam.mx> (<http://aplicaciones.iingen.unam.mx/ConsultasSPII/Buscarnpublicacion.aspx>) y pueden grabarse o imprimirse en formato PDF desde cualquier computadora.

