



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
GEOTECNIA – CIMENTACIONES

INTERACCIÓN SÍSMICA ENTRE ESTRUCTURAS ELEVADAS Y  
SUBTERRÁNEAS EN ZONAS DENSAMENTE POBLADAS

TESIS  
PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
ENRIQUE BARRAGÁN RAMÍREZ

TUTOR PRINCIPAL  
DR, JUAN MANUEL MAYORAL VILLA  
INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO, MARZO 2022



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: M.I. Agustín Deméneghi Colina  
Secretario: Dr. Rigoberto Rivera Constantino  
1 er. Vocal: Dr. Juan Manuel Mayoral Villa  
2 do. Vocal: Dra. Alexandra Ossa López  
3 er. Vocal: M. en I. José Francisco Suárez Fino

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: CIUDAD DE MÉXICO

**TUTOR DE TESIS:**

DR, JUAN MANUEL MAYORAL VILLA  
ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA

-----  
**FIRMA**





## **Agradecimientos**

*Al Dr. Juan Manuel Mayoral Villa, por confiarme el desarrollo de esta investigación, por sus valiosas lecciones, excelentes consejos y certeras correcciones, así como por otorgarme todas las facilidades para culminar este proyecto.*

*A mis sinodales, por dedicar su preciado tiempo a la revisión de este trabajo, y por sus atinados comentarios que sin lugar a duda contribuyeron al enriquecimiento de este trabajo.*

*A los integrantes del Laboratorio de Modelado Numérico Avanzado GEOSIM, quienes me recibieron con las puertas abiertas y me compartieron sus extensos conocimientos en esta y las demás áreas de la ingeniería civil.*

*A los profesores del posgrado en ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México UNAM, por empaparme de sus vastos conocimientos, y por sus preciadas enseñanzas que trascienden la ingeniería.*

*Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología CONACYT, por el apoyo económico otorgado durante mis estudios de maestría.*

*A mis padres, a mi hermano y al resto de mi familia por su incondicional apoyo moral y económico durante este periodo de formación profesional.*

*A mis amigos, por su motivación desinteresada, por su atenta escucha, por sus consejos, y por el soporte emocional durante este proceso aprendizaje.*

*A la Fortuna, que me llevó a descubrir mi pasión por la geotecnia.*



## Resumen

La omisión de la interacción dinámica suelo – estructura puede producir diseños conservadores, costosos y, en algunas ocasiones, inseguros. En ciudades densamente pobladas, en las que la infraestructura se encuentra muy cercana entre sí, es vital incluir los efectos de esta interacción durante el diseño para así mejorar la resiliencia sísmica de la infraestructura estratégica y disminuir el riesgo de colapsos y pérdidas humanas y/o económicas durante eventos sísmicos extremos.

Aunque la interacción dinámica entre estructuras elevadas y subterráneas ha sido estudiada por varios autores, sus análisis han considerado escenarios muy simplificados, como condiciones de deformación plana (de Barros & Luco, 1993; Lee & Karl, 1992), estructuras simuladas con sistemas de un grado de libertad (Pitilakis, *et al.*, 2014), y la propagación unidireccional del sismo (Amorosi & Boldini, 2009; Cilingir & Gopal, 2011), por mencionar algunas. Además, la naturaleza desacoplada del análisis práctico incorporado en los manuales y códigos vigentes impide el estudio de dicha interacción pues el fenómeno real es: acoplado, no – lineal, tridimensional y con infinitos grados de libertad. Asimismo, la vibración de cada una de las estructuras impacta el movimiento de las restantes. Por tanto, este fenómeno debe analizarse de manera completa, incluyendo todos los componentes del sistema, y considerando las variables que dominan la interacción.

En esta investigación se estudia de manera numérica el caso particular de la interacción sísmica entre un paso elevado y un túnel paralelos en los suelos blandos de la Ciudad de México. En la serie de modelos tridimensionales de diferencias finitas desarrollados en el software FLAC3D, se analiza el efecto de la estructura subterránea en el desempeño sísmico del paso elevado, y a su vez, los cambios en la respuesta sísmica del túnel provocados por la cercanía de la cimentación del apoyo. Para identificar el efecto y magnitud de cada uno de los factores que dominan la interacción, se realizó un análisis paramétrico en el que se varió la fuente sísmogénica, considerando eventos normales y de subducción, así como la separación entre las estructuras.

En los análisis, se encontró que el acoplamiento entre ambas estructuras es de suma importancia pues empeora el movimiento del paso elevado y de las cercanías. Por un lado, el túnel atenúa el movimiento sobre su eje, pero lo amplifica en una franja perpendicular. También modifica el contenido de frecuencias del movimiento de la superficie cercana, incrementa su incoherencia y disminuye el periodo predominante. Por otro lado, la cimentación del apoyo contribuye a la reducción del movimiento a su alrededor debido al contraste entre su rigidez y la del suelo, pero tiene un impacto menor en el movimiento del túnel. Por último, la interacción del conjunto aumenta los elementos mecánicos en el paso elevado y pone en riesgo a las estructuras cercanas ligeras de baja y mediana altura. Estos efectos son mayores cuando el túnel se localiza directamente bajo la cimentación del paso elevado y más evidentes cuando el contenido de frecuencias de la excitación coincide con la fundamental de ambas estructuras.





# Índice

Resumen .....	7
1 Introducción.....	12
1.1 Objetivos.....	12
1.2 Alcances.....	12
1.3 Presentación.....	12
2 Antecedentes.....	14
2.1 Interacción dinámica suelo – estructura.....	14
2.1.1 Análisis.....	14
2.1.2 Estructuras elevadas y subterráneas .....	15
2.1.3 Amortiguamiento.....	15
2.1.4 Variación espacial del movimiento .....	16
2.1.5 Métodos de análisis .....	17
2.2 Estado del arte.....	18
2.2.1 Efectos de sitio .....	18
2.2.2 Interacción estructura – suelo – estructura .....	19
2.2.3 Interacción túnel – campo libre .....	20
2.2.4 Interacción túnel – edificio .....	21
2.2.5 Interacción túnel – paso elevado .....	22
2.2.6 Efectos de ciudad.....	23
2.3 Estado de la práctica .....	23
3 FLAC3D.....	26
4 Metodología.....	28
5 Caso estudio.....	30
5.1 Sitio en suelos blandos.....	30
5.1.1 Estimación del periodo del sitio .....	32
5.1.2 Propiedades dinámicas de las arcillas.....	33
5.1.3 Curvas de degradación de rigidez.....	33
5.1.4 Modelación .....	34
5.2 Túnel .....	36
5.2.1 Modelación del revestimiento .....	36
5.3 Paso elevado .....	37
5.3.1 Modelación de la superestructura .....	38
5.3.2 Modelación del cajón de cimentación .....	38

5.3.3	Modelación de los elementos de cimentación profundos.....	39
5.3.4	Estimación del periodo y amortiguamiento con base rígida .....	40
5.3.5	Estimación del periodo y amortiguamiento con base flexible.....	41
5.4	Medio ambiente sísmico .....	42
6	Análisis numéricos paramétricos.....	46
6.1	Modelación numérica .....	47
6.2	Materiales.....	49
6.3	Puntos de control .....	49
7	Análisis de resultados .....	52
7.1	Factores túnel al paso elevado .....	52
7.2	Factor túnel al campo cercano .....	55
7.3	Cambios en el comportamiento del paso elevado.....	56
7.4	Cambio del periodo y el amortiguamiento del paso elevado.....	65
7.5	Cambios en el comportamiento del túnel .....	66
7.6	Modificación de la respuesta en la cimentación del paso elevado.....	67
7.7	Perturbación del movimiento de la superficie circundante.....	69
7.7.1	Eje límite del modelo.....	74
7.7.2	Variación media con la distancia.....	81
7.7.3	Eje central del modelo .....	83
7.7.4	Porción de la interacción debida al apoyo del paso elevado .....	90
8	Resumen, conclusiones y comentarios finales .....	96
8.1	Efectos de la interacción en el paso elevado.....	96
8.2	Efectos de la interacción en el túnel .....	98
8.3	Efectos de la interacción en las cercanías .....	98
9	Referencias .....	100
Anexo 1.	Revisión de códigos de diseño sísmico internacionales .....	108
Anexo 2.	Validación de la idealización con elementos tipo pilote .....	114
Anexo 3.	Determinación del periodo y amortiguamiento con base rígida.....	116
Anexo 4.	Suavizado de las funciones de transferencia .....	118
Anexo 5.	Evaluación de la componente rotacional .....	120
Anexo 6.	Estimación del periodo y amortiguamiento con base flexible.....	122
Anexo 7.	Impacto de la barrera central en la respuesta del paso elevado .....	126
Anexo 8.	Glosario .....	138



# 1 Introducción

El diseño resiliente de la infraestructura estratégica en áreas densamente pobladas como la Ciudad de México requiere la evaluación de la demanda sísmica en las estructuras elevadas y subterráneas, tales como edificios, puentes, viaductos elevados, túneles y lumbreras. Ya que, durante los sismos, la interacción amplifica el movimiento en algunas estructuras y lo atenúa en otras y, en algunos casos, los efectos son tan importantes que podrían incrementar su demanda hasta el colapso.

Si bien dicha interacción ha sido estudiada previamente por varios autores, sus análisis han considerado escenarios muy simplificados que, debido a la naturaleza multifactorial de dicha interacción, han resultado insuficientes para comprenderla e incorporarla a la práctica. En consecuencia, es usual que la interacción se desprecie o simplifique en la práctica, resultando en diseños conservadores, costosos y, en ocasiones, inseguros.

Por lo anterior, en este trabajo se estudia la interacción entre puentes y túneles urbanos a través de modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas. Este análisis tiene por objetivo de profundizar la comprensión del desempeño de cada estructura y así generar recomendaciones de diseño que incrementen la resiliencia de la infraestructura urbana estratégica de ciudades densamente pobladas como la Ciudad de México.

## 1.1 Objetivos

A partir de resultados obtenidos de modelos numéricos tridimensionales, determinar los parámetros clave en el diseño y análisis sísmico de pasos elevados desplantados en suelos blandos, considerando los efectos inducidos por los túneles ante eventos sísmicos extremos. Además, generar recomendaciones de diseño complementarias a la reglamentación actual que permitan incorporar la interacción sísmica entre las estructuras elevadas y subterráneas ubicadas en los suelos blandos de la Ciudad de México.

## 1.2 Alcances

En este trabajo se estudia de manera numérica y paramétrica la interacción dinámica entre puentes y túneles con formas típicas para un perfil estratigráfico representativo de los suelos blandos de la Ciudad de México. De manera adicional, se generan recomendaciones de diseño para su incorporación a la revisión práctica de dicha interacción.

## 1.3 Presentación

Este trabajo se estructura de la siguiente manera: en el capítulo 2 se compilan aquellos conocimientos sobre la interacción dinámica suelo – estructura necesarios para que el lector se familiarice con los descubrimientos producidos en múltiples investigaciones y reconozca las limitaciones de su incorporación práctica; en el capítulo 0 se discuten como referencia las bases teóricas y el funcionamiento general del código de modelado numérico empleado en el análisis; en el capítulo 4 se esboza la metodología seguida por esta investigación y en el capítulo 5 se describe el caso estudiado, así como las estructuras que lo integran y sus

características; las peculiaridades de la modelación numérica se discuten en el capítulo 6; y, en el capítulo 0, se muestran y analizan los resultados de los análisis; por último, en el capítulo 0 se comentan sus implicaciones en el diseño de sistemas compuestos por túneles y pasos elevados.

Adicionalmente, en una serie de anexos se desarrollan y detallan los procedimientos complementarios para la realización del documento. De estos, destacan los anexos 1 y 7 en los que respectivamente se resume la revisión de códigos de diseño sísmico internacionales realizada para el desarrollo del estado del arte, y se analiza la influencia de la barrera central en el comportamiento sísmico del paso elevado. Para cerrar, se añade un glosario en el que se desarrollan algunos conceptos empleados durante el trabajo.

## 2 Antecedentes

El estudio de la interacción entre una estructura y el suelo en el que se apoya es un problema no lineal, tridimensional, con infinitos grados de libertad, sujeto a perturbaciones transitorias estocásticas. Debido a la gran dificultad para la obtención de soluciones cerradas que implican dichas características, la interacción se ha analizado en mayor medida de manera numérica, estudiando cada uno de sus componentes de manera aislada. En este capítulo se recopilan los conocimientos acumulados producto de estas investigaciones y se comentan algunos de los trabajos más recientes correspondientes a cada tipo de interacción.

### 2.1 Interacción dinámica suelo – estructura

Si bien la evaluación convencional de la respuesta sísmica de una estructura elevada asume la propagación unidireccional de ondas, *i.e.* de la fuente sismogénica al basamento rocoso, de la roca al suelo y del suelo a la estructura, la vibración de la estructura transmite ondas al suelo que interfieren con las incidentes y modifican la respuesta de todo el sistema. Tal respuesta es función de la flexibilidad del suelo y de la posición, rigidez, tipo y forma de la estructura. Por tanto, el fenómeno debe estudiarse de manera completa, incluyendo todos los elementos en el análisis.

#### 2.1.1 Análisis

El análisis de la interacción suelo – estructura (DSSI, por sus siglas en inglés) tiene por objetivo evaluar los efectos derivados del acoplamiento entre las estructuras, elevadas o subterráneas, y el suelo en el que se apoyan. Estudia el comportamiento de todo el sistema cuando se somete a una perturbación transitoria de la aceleración, velocidad, esfuerzo o fuerza.

La DSSI convencional se compone de dos etapas: el análisis del campo libre y el análisis de interacción. En la primera etapa, se estudia el movimiento del sitio sin la presencia de estructuras y se obtiene una respuesta que depende exclusivamente de las propiedades y geometría del subsuelo. Durante la segunda etapa se evalúa la respuesta de todas las estructuras colocadas en el medio ambiente sísmico que ha sido definido previamente. El cambio de la respuesta del sistema con respecto al campo libre se denomina *interacción* y se debe a dos componentes:

- La interacción cinemática.
- La interacción inercial.

La *interacción cinemática* se debe a las restricciones de movimiento que impone la porción de la estructura en contacto con el suelo. Su magnitud depende solo de la rigidez de la estructura y del ángulo con el que las ondas inciden en su geometría. Se produce a través de los mecanismos siguientes (Stewart, *et al.*, 1998):

- La homogenización o uniformización de los movimientos bajo la cimentación.
- La reducción del movimiento asociada a la posición de la estructura dentro del suelo.
- La dispersión de las ondas sísmicas de los bordes y asperidades de la estructura.

El primer par de mecanismos corresponde al mismo fenómeno, pues en ambos se reduce el movimiento en función de la rigidez de la estructura y la relación entre sus dimensiones y la amplitud de las ondas incidentes. A diferencia del primero, en el segundo se obtiene una interacción adicional al relacionar los movimientos a diferentes profundidades. Por tanto, esta interacción es significativa en cimentaciones profundas y rígidas.

En suelos blandos como los que se encuentran en la Ciudad de México, la interacción cinemática en cajones de cimentación profundos reduce la excitación sísmica de la estructura. Por ello, desde este punto de vista, constituyen una solución de cimentación más eficiente que los pilotes de fricción, pues estos permiten el libre movimiento del suelo circundante (Romo & Bárcena, 1994).

Por su parte, la *interacción inercial* es la resistencia que ofrece la masa de la estructura al movimiento y genera fuerzas inerciales que modifican el comportamiento del sistema con respecto al campo libre. En estructuras elevadas, propicia el desarrollo de esfuerzos cortantes en su base, así como momentos de volteo. Por tanto, es importante en edificios masivos, rígidos, altos y especialmente en aquellos que concentran la masa en los últimos niveles. No obstante, tiene una magnitud despreciable en edificios usuales con menos de 20 niveles, (Romo & Bárcena, 1994).

El movimiento de las estructuras con respecto al campo libre será diferente en función del contenido de frecuencias de la excitación sísmica, singularmente cuando la mayor parte de la energía se concentre en la frecuencia fundamental del sistema. El análisis de DSSI es de suma importancia en estructuras masivas, rígidas y poco amortiguadas. Por el contrario, cuando la estructura se deforma permanentemente, los efectos de la DSSI serán de importancia menor.

### 2.1.2 Estructuras elevadas y subterráneas

En este trabajo se hace distinción entre estructuras elevadas y subterráneas. Entiéndase a las *elevadas* como aquellas que sobresalen de la superficie del suelo y que interactúan con éste a través de una cimentación, ya sea profunda o somera (Figura 1a). En estas, el contraste entre el movimiento de la porción en contacto con el suelo y la libre resulta que la interacción dominante sea la inercial. Por su parte, como las estructuras *subterráneas* se ubican totalmente bajo la superficie del subsuelo, toda la estructura participa en la interacción (Figura 1b) y, como resultado, la componente principal de la interacción es cinemática.

Entre las estructuras subterráneas se cuentan los túneles y las lumbreras, mientras que en las elevadas los edificios y los pasos elevados. No obstante, debido a la importancia de la masa y rigidez en la interacción inercial, existe una diferencia entre el par de estructuras elevadas. En los edificios, la masa se concentra en los entrepisos y la rigidez es proporcionada por las columnas y muros, sujetos al mismo movimiento en la cimentación. En contraste, la masa en los pasos elevados se distribuye longitudinalmente en la plataforma y, si bien la rigidez es suministrada por los apoyos, cada uno se encuentra sujeto a un movimiento diferente.

### 2.1.3 Amortiguamiento

El amortiguamiento es la capacidad de los elementos del sistema para disipar energía y puede ser:

- *Histórico o del material*. Producto de la deformación permanente acumulada durante los ciclos de carga en el material.

- *De radiación.* Causado por la interferencia entre las ondas incidentes con las generadas por la vibración de la estructura que se alejan radialmente de ésta.
- *Mecánico.* Debido a la pérdida de energía en la fricción interna de los materiales y los deslizamientos en las interfaces estructura – suelo.

El primero depende de la magnitud de la distorsión en el suelo y del número de ciclos de carga. El segundo es función única de la geometría de la estructura, pues esta actúa como una fuente de ondas. El tercero precisa que los materiales se fracturen o que los elementos del sistema pierdan el contacto. Generalmente, la *radiación* contribuye en mayor medida a aumentar el amortiguamiento y reducir la respuesta en depósitos de suelo potentes, pero tiene un efecto insignificante en formaciones poco profundas.

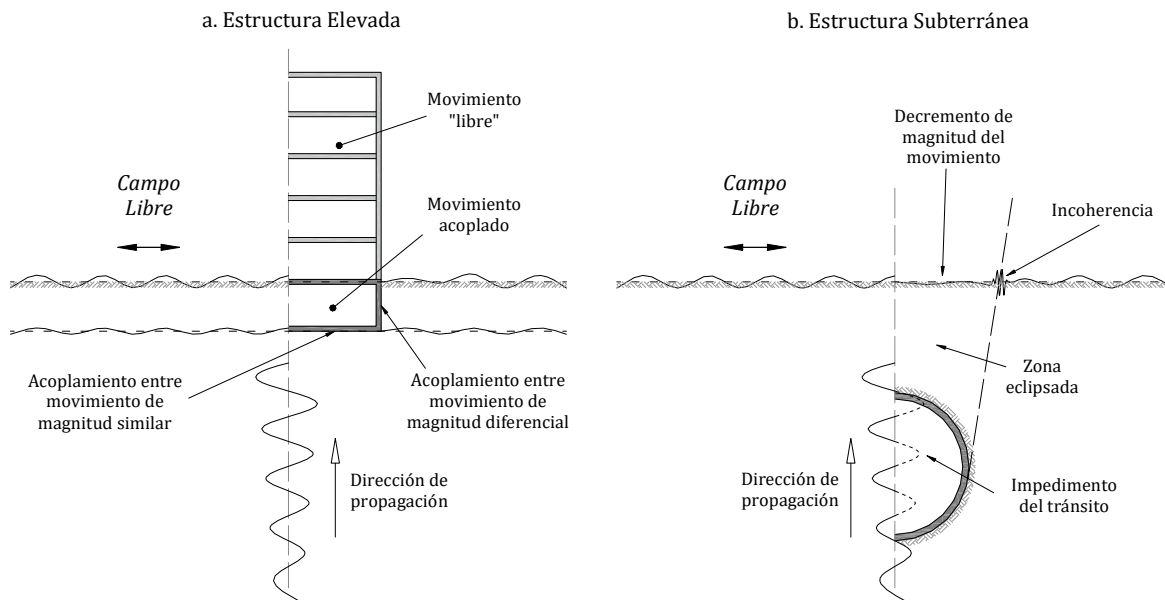


Figura 1. Estructuras elevadas y subterráneas.

#### 2.1.4 Variación espacial del movimiento

Las ondas sísmicas son *coherentes* cuando la relación entre sus fases es constante, *i.e.* tienen la misma forma. Su interferencia depende de si se combinan en fase o fuera de esta. Cuando la interferencia de ondas coherentes es *constructiva*, la amplitud se duplica y la irradiancia crece. Por el contrario, si es *destruktiva* las ondas se cancelan y la irradiancia desaparece. De manera similar, la combinación de ondas *incoherentes* resulta en una cancelación casi total que produce muy poca irradiancia.

Una porción de la incoherencia de las ondas sísmicas es producto de las dispersiones que se producen en su tránsito por materiales heterogéneos desde la fuente sísmica hasta el sitio de interés. Esta propagación modifica la amplitud y la fase del movimiento y se conoce como *dispersión compleja de onda*. Como la dispersión está en función de la trayectoria y las características de los materiales que atraviesan, la porción del viaje desde la fuente sísmica hasta la roca basal se analiza de manera *estocástica*, mientras que la parte de la roca basal hasta la superficie de manera *determinista*.

No obstante, la fuente de incoherencia más importante se debe a la propagación inclinada de las ondas con respecto a la superficie. Este fenómeno se denomina *coherencia retrasada* o

*efecto del paso de onda* y resulta en la oscilación del campo libre en patrones que son repeticiones desfasadas de la misma onda. Como consecuencia, la traslación bajo la estructura se reduce, pero aparecen movimientos rotacionales y torsionales. Este cambio se hace más significativo en excitaciones que contienen frecuencias altas debido a que el tamaño efectivo de la cimentación crece con respecto a la longitud de las ondas incidentes (NEHRP, 2012). En estructuras muy largas como túneles y pasos elevados, el efecto del paso de onda produce que estas arriben en cada punto de la estructura en tiempos y magnitudes diferentes y se altere la respuesta de todo el sistema. Esta atenuación se conoce como *atenuación con la distancia* y puede estudiarse de manera similar a las leyes de atenuación convencionales (NHI, 2011).

#### 2.1.5 Métodos de análisis

Aunque comparten el mismo objetivo, los métodos para analizar la DSSI son diversos. Por el campo en el que se resuelven, se distinguen los que lo hacen en el dominio del tiempo y los que lo hacen en el de las frecuencias. Además, por la manera en la que se realizan, pueden ser acoplados o desacoplados. Finalmente, por las propiedades que utilizan para representar al suelo y las estructuras pueden ser: lineales, lineales equivalentes y no lineales.

Los métodos en el *dominio del tiempo* se denominan también de *integración directa*, pues las ecuaciones de movimiento se resuelven por intervalos. En contraste, los métodos en el *dominio de la frecuencia* se basan en funciones de transferencia que relacionan la transformada de Fourier de la historia de movimiento entre dos puntos del sistema.

En los métodos *acoplados*, tanto el suelo como la estructura se incluyen en un modelo con el que se analiza la propagación de ondas. Como resultado, se obtiene el movimiento de cada uno de los puntos del sistema. Mismos que combinan los efectos de sitio, de la interacción cinemática y la dinámica.

Por otro lado, en los métodos *desacoplados* cada uno de los componentes de la interacción se analiza por separado. Primero se obtiene el movimiento de campo libre considerando los efectos de sitio y después se considera la interacción cinemática calculando una *función de transferencia* entre el movimiento en campo libre y en la cimentación asumiendo, entre otras cosas, que la cimentación es rígida y el suelo un semi – espacio.

Así, se obtiene el movimiento en la cimentación de la estructura que sirve como insumo para analizar su interacción inercial. En esta, se liberan los 6 grados de libertad de la base de la estructura y se sustituyen por resortes que representan la rigidez dinámica del suelo para cada condición. Por su parte, la estructura puede ser representada de manera completa o sustituida por un sistema de uno o varios grados de libertad.

La rigidez de dichos resortes depende de la frecuencia y su valor se representa con *funciones complejas de impedancia*, cuyas parte real e imaginaria representan respectivamente la rigidez y el amortiguamiento. Este nombre se debe a que representan la resistencia al tránsito de ondas, *i.e.*, la impedancia a su propagación.

Por todas las suposiciones comentadas, los métodos desacoplados son incapaces de representar la interacción cinemática de estructuras con cimentaciones muy flexibles, empotradas o profundas. Tampoco logran reproducir la interacción inercial de estructuras empotradas, ni de perfiles estratigráficos heterogéneos o con grandes contrastes de impedancia con la profundidad.

Respecto a la linealidad del análisis, cuando se asume que tanto la estructura como el suelo se componen de materiales *lineales*, el principio de superposición permite realizar un análisis en el dominio de las frecuencias, aunque el análisis en el dominio del tiempo también es posible. Este caso es común en plantas nucleares y cimentaciones de maquinaria, para la mayoría de las cargas sísmicas (Wolf, 1991).

No obstante, cuando el comportamiento de la estructura deja de ser lineal pero el suelo permanece en el rango lineal, el análisis se debe realizar en el dominio del tiempo. A pesar de que sea posible realizar algunos pasos en el dominio de las frecuencias. Esto ocurre cuando las ondas irradiadas por la estructura decaen, *e.g.* cuando el movimiento resulta en que la cimentación se desprende del suelo.

Cuando el suelo tiene un comportamiento diferente al lineal, el análisis se realiza en el dominio del tiempo, independientemente de la linealidad del comportamiento de la estructura. Este es el caso de la propagación de ondas superficiales bidimensionales cuya amplitud se conserva. No obstante, para movimientos de magnitud reducida, la no linealidad del suelo se puede analizar mediante un análisis lineal con propiedades equivalentes.

En el análisis *lineal equivalente*, las propiedades del suelo se seleccionan de manera que un análisis lineal en el dominio de la frecuencia produzca resultados equiparables a los de uno no lineal. Para lograrlo, se debe conocer la variación de la rigidez y el amortiguamiento de los materiales con la distorsión, de manera que se seleccionen un valor compatible con el nivel de deformación arrojado por el análisis. Los análisis lineales equivalentes son procesos iterativos, pues las distorsiones dependen de las propiedades del suelo y estas de las primeras.

Usualmente, en un análisis de DSSI se encuentra que la frecuencia natural del sistema suelo – estructura disminuye y que su amortiguamiento aumenta con respecto a la estructura en base rígida. Como consecuencia, la demanda de la estructura se reduce, pero sus desplazamientos se incrementan. Por tanto, a diferencia de lo que se cree, el desprecio de la DSSI es una práctica arriesgada en estructuras esbeltas y/o muy cercanas entre sí, pues los grandes desplazamientos incrementan las derivas de entrepiso y producen golpeteo con sus colindancias.

## 2.2 Estado del arte

Conforme se han acumulado experiencias durante sismos fuertes, los métodos de análisis han progresado, se han revisado casos cada vez más refinados y se han descubierto efectos atribuibles a estas particularidades. A continuación, se exponen algunos de los efectos conocidos de la DSSI y se comentan algunos de las investigaciones más recientes.

### 2.2.1 Efectos de sitio

En análisis unidimensionales, los efectos de *sitio* se deben únicamente a la respuesta del subsuelo durante la propagación vertical de ondas desde la roca basal hacia la superficie. No obstante, cuando el análisis se extiende a dos y tres dimensiones, dichos efectos se combinan con los de la geometría del depósito de suelo y la roca basal. En el rango cuasi lineal, los efectos de sitio resultan en una amplificación general del movimiento en la base, pero fuera de tal rango el movimiento se atenúa al disiparse energía en la deformación de los materiales.

El estudio inicialmente analítico de los efectos de sitio se ha extendido a dos (Sahar, *et al.*, 2015) y tres dimensiones (Podestá, *et al.*, 2019) mediante métodos numéricos. Además, efecto de la no – linealidad del suelo se ha incluido tanto en los análisis unidimensionales analíticos (Pitilakis, *et al.*, 2005; Saez, *et al.*, 2007) como en los numéricos (Petridis & Pitilakis, 2019).

Los *efectos topográficos* son efectos de sitio producidos de la concentración de la energía en las irregularidades de la roca basal y de la superficie del terreno. Resultan en la dispersión y difracción de ondas, así como la generación de ondas superficiales parásitas (Fotopoulou, *et al.*, 2013). Generalmente, el movimiento se amplifica en las crestas y se atenúa en los valles en proporción al ángulo de cada uno (Faccioli, 1991; Sánchez & Esquivel, 1980). Adicionalmente, se producen patrones intrincados de amplificación y atenuación en función de: la geometría e irregularidad de las superficies; el contenido de frecuencias de la excitación; y el ángulo de incidencia de las ondas (Faccioli, 1991; Sahar, *et al.*, 2015).

Los parámetros clave de los efectos topográficos se han estudiado también usando modelos numéricos bidimensionales (Pitilakis, 2008). En estos, se ha comprobado que son importantes en estructuras próximas a laderas o taludes, así como mayores conforme aumenta su tamaño e inclinación. El caso particular de un edificio alto localizado en la corona de un talud se ha analizado de manera numérica tanto en dos (Fotopoulou, *et al.*, 2013) como en tres dimensiones (Mayoral, *et al.*, 2019). Similarmente, la interacción entre otro edificio alto aledaño a una excavación profunda se ha estudiado numéricamente en dos dimensiones (Yeganeh, *et al.*, 2015).

Los *efectos de cuenca* también son efectos de sitio que surgen de la geometría de las cuencas y del contraste de rigidez entre las rocas que las delimitan y los suelos que las rellenan. Tal impedancia propicia que las ondas queden atrapadas, se reflejen y se conviertan en ondas de superficie. Estos efectos dependen de la forma y tamaño de la cuenca, así como del contraste de rigidez de los materiales (Sahar, *et al.*, 2015). Adicionalmente, en la periferia de los valles profundos, estos efectos amplifican el movimiento (Kawase, 1996) e incrementan su duración (Faccioli, 1991). Por esta razón, el análisis de propagación unidimensional solo representa las condiciones en el centro de cuencas de espesor uniforme y reducido.

### 2.2.2 Interacción estructura – suelo – estructura

En cúmulos de edificios cercanos, la radiación de energía producida por la vibración de la cimentación de cada estructura resulta en que la respuesta individual varíe con respecto a la de la misma estructura aislada. En este caso, la DSSI convencional evoluciona a un problema de interacción cruzada, denominado *interacción – estructura – suelo – estructura* (SSSI, por sus siglas en inglés). Tradicionalmente, esta interacción se ha examinado de manera analítica, considerando pares de edificios idealizados como sistemas masa – resortes conectados por un grado de libertad asociado a la interacción (Aldaikh, *et al.*, 2012). Al respecto, Menglin *et al* (2001) han integrado una recopilación histórica del progreso de esta área de la interacción.

En pares de estructuras, la presencia de la segunda perturba el comportamiento aislado de la primera en función del contraste entre sus periodos. La del periodo más bajo funge como un amortiguador de masa afinada para la del periodo mayor (Aldaikh, *et al.*, 2012; Karatzetzou & Pitilakis, 2012). Los efectos de esta interacción son más evidentes en la presencia de sismos con frecuencias predominantes que coinciden con la del sistema y/o cuando la



frecuencia de la estructura y del perfil estratigráfico son similares. El ancho de banda en el que dicha coincidencia es importante depende del amortiguamiento y crece con el amortiguamiento (Bard, *et al.*, 2008).

La distancia en que la interacción comienza a ser importante depende de las consideraciones realizadas durante el análisis. No obstante, parece que los efectos empiezan a ser notorios cuando la separación entre los edificios es menor que 1.5 a 2.5 veces el ancho de su cimentación. Cuando la distancia es mucho menor a un ancho de la cimentación, la respuesta se modifica de manera significativa, ya sea en beneficio o perjuicio de las estructuras (Jiang & Yan, 1998; Menglin, *et al.*, 2001; Bard, *et al.*, 2008; Aldaikh, *et al.*, 2012).

Procesando resultados medidos en edificios instrumentados durante sismos fuertes, se han validado muchos de los resultados producidos en análisis de interacción suelo – estructura, usando ya sea: modelos simplificados (Khakpour & Hajjalilue, 2020), sencillos (Stewart, *et al.*, 1999) y avanzados (Massimino, *et al.*, 2019). Adicionalmente, se han calculado funciones de impedancia experimentales en pruebas realizadas en estructuras en escala real (Amendola, *et al.*, 2021) y, midiendo vibraciones ambientales del suelo, *i.e.* microtemores, se ha comprobado que los efectos de la interacción suelo – estructura tienen influencia en los movimientos del campo libre (Chávez & Cárdenas, 2002).

### 2.2.3 Interacción túnel – campo libre

Como se ha mencionado más atrás, las estructuras subterráneas tienen un comportamiento diferente de las elevadas producto de su geometría y posición dentro del suelo. En estas, los efectos inerciales son de importancia menor, pero cinemáticos toman importancia. Por ello, los parámetros primordiales son la rigidez relativa entre el túnel y el suelo circundante, la forma del primero y la interfaz entre ambos (Tsinidis, *et al.*, 2014).

Durante los sismos, la estructura difracta y dispersa las ondas que inciden en ella. En especial aquellas con longitudes de onda menores a su dimensión proyectada en la dirección de propagación (Psarropoulos, 2020). En consecuencia, el movimiento de la superficie se atenúa en la sombra de la estructura con respecto al eje de incidencia y produce intrincados patrones de amplificación en la periferia de la sombra (Lee & Karl, 1992).

Este efecto disminuye con la profundidad de la cavidad, pero es más evidente entre más blando es el suelo circundante (de Barros & Luco, 1993). Como la excavación de la obra subterránea disminuye la masa del sistema, incrementa su frecuencia y disminuye su periodo. Además, se incrementa el amortiguamiento debido a la energía irradiada al suelo circundante. No obstante, a diferencia de las estructuras elevadas, en las que se producen efectos por resonancia, las subterráneas responden en conjunto con el suelo circundante (Hatzigeorgiou & Beskos, 2010).

Si bien, la incorporación de la DSSI impacta poco la respuesta túneles circulares (Hatzigeorgiou & Beskos, 2010), produce redistribuciones de los esfuerzos sísmicos en el revestimiento de túneles rectangulares, pues sus vértices son más rígidos que la mitad de sus lados (Tsinidis, *et al.*, 2013). Además, los lados rectos inducen componentes verticales en la superficie a los flancos del túnel, debido a que se produce tanto alabeo como cabeceo de este (Tsinidis, *et al.*, 2013). Como primera aproximación y solo con el objetivo de estimar la demanda estructural en el revestimiento, la interacción se ha estudiado de manera pseudoestática, tomando los resultados de un análisis unidimensional de campo libre y

aplicándolos a un modelo estático (Constantopoulus, *et al.*, 1980; Navarro, 1992; Gil, *et al.*, 2001).

La interacción entre túneles y el campo libre se ha analizado tanto de manera analítica, considerando cavidades en semi – espacios viscoelásticos (Lee & Karl, 1992; de Barros & Luco, 1993), como de manera numérica en dos (Besharat, *et al.*, 2012) y tres dimensiones (Stamos & Beskos, 1996). En estos, se ha evaluado paramétricamente: el efecto de la profundidad (Göktepe, 2020); las propiedades del subsuelo (Amorosi & Boldini, 2009; Tsinidis, *et al.*, 2014); el contenido de frecuencias del movimiento de entrada (Besharat, *et al.*, 2014); el comportamiento constitutivo del semi – espacio (Hatzigeorgiou & Beskos, 2010); y la degradación de los elementos de soporte (Argyroudis, *et al.*, 2017). Además, tanto las experiencias recabadas durante sismos fuertes (Tsinidis, *et al.*, 2013; Seylabi, *et al.*, 2019) como la comparación con los resultados de pruebas de modelos a escala en máquinas centrífugas (Cilingir & Gopal, 2011), han comprobado y refinado muchos de los resultados de estos análisis.

Recientemente, Mayoral *et al* (2020) han estudiado el comportamiento sísmico de un túnel instrumentado en la zona norponiente de la Ciudad de México, con suelos rígidos, usando modelos tridimensionales de diferencias finitas. Sus resultados concuerdan con los daños observados durante el sismo de Puebla – México del 19 de septiembre de 2017 y permitieron el estudio de la influencia del túnel en el movimiento de la superficie circundante. Descubrieron que la demanda estructural en el revestimiento primario del túnel se incrementa durante el sismo hasta superar su resistencia. Por ello, sugieren optimizar el diseño adelgazando el revestimiento secundario y colocando un revestimiento primario más robusto. También encontraron que la presencia del túnel modifica el contenido de frecuencias del movimiento en la superficie, pero su magnitud se conserva. Esta situación es de particular importancia en estructuras cercanas rígidas de mediana y baja altura.

Esta alteración del contenido de frecuencias ha sido comprobada experimentalmente por Baziar *et al* (2014) durante pruebas dinámicas en prototipos colocados en máquinas centrífugas. Particularmente, encontraron que dicha alteración depende del contenido de frecuencias del movimiento. Así, la presencia del túnel amplifica las frecuencias bajas y atenúa las altas. Por lo que el efecto de la interacción será benéfico en estructuras cercanas de pocos niveles y perjudicial para las más altas. Adicionalmente, comprobaron que la presencia de la estructura subterránea atenúa el movimiento en la superficie en una magnitud considerable.

#### 2.2.4 Interacción túnel – edificio

La influencia de los túneles en la respuesta de edificios se ha estudiado numéricamente tanto de manera directa como considerando que las estructuras son osciladores masa – resorte (Pitilakis, *et al.*, 2014). En el análisis directo resaltan: la interacción bidimensional entre estaciones de transporte subterráneas y edificios adyacentes (Goubo, *et al.*, 2017); la interacción entre múltiples edificios y estructuras subterráneas (Wang, *et al.*, 2013; Li & Chen, 2020); y el análisis paramétrico tridimensional de la interacción entre túneles y edificios realizado por Mayoral y Mosqueda (2020; 2021) en arcillas blandas.

Estos últimos determinaron que los efectos de la interacción entre el túnel y edificio son máximos cuando el primero se encuentra bajo el segundo y superan a los asociados a la difracción de ondas incidentes en el túnel. Además, descubrieron que el movimiento relativo

del edificio cambia por la presencia del túnel. Esta modificación es mayor en la dirección perpendicular al eje del túnel y menor e independiente de la posición de este en la dirección paralela, tanto para sismos normales como de subducción. Lo anterior se debe a que el túnel modifica el contenido de frecuencias de manera particularmente desfavorable en un rango de frecuencias que incluye a la fundamental del edificio. No obstante, el efecto es benéfico para frecuencias menores, correspondientes al periodo fundamental del sitio y su primer armónico.

Mayoral y Mosqueda (2020; 2021) comprobaron que, además de la atenuación del movimiento directamente sobre el túnel, existe una zona alrededor de este en la que la amplificación con respecto al campo libre se incrementa un 10% para periodos bajos. Por tanto, la presencia cercana de un túnel será perjudicial para estructuras con periodos bajos como las ligeras o de pocos niveles. Adicionalmente, estos investigadores propusieron y analizaron la perforación de pilas secantes en el perímetro de la estructura como técnica de remediación de los efectos deletéreos de la interacción. Encontraron que la mejora consigue una alteración benéfica del contenido de frecuencias que puede ser afinada para que incluya a la frecuencia natural de la estructura y la del suelo.

### 2.2.5 Interacción túnel – paso elevado

Al ser un tipo de estructura elevada, la interacción entre túneles y pasos elevados comparte características con la interacción entre túneles y edificios. No obstante, la principal diferencia entre los pasos elevados y los edificios reside en que la masa de los segundos se distribuye longitudinalmente. Por tanto, los efectos de la interacción inercial se modifican, se incrementa el balanceo de la cimentación y se amplifican los efectos de la interacción cinemática.

De manera aislada, la respuesta de las cimentaciones de puentes se ha estudiado paramétricamente con modelos numéricos bidimensionales (Mayoral & Ramírez, 2011; Karatzetzou & Pitilakis, 2017) y tridimensionales (Rahmani, *et al.*, 2014). También se ha evaluado su vulnerabilidad (Mayoral, *et al.*, 2017) y riesgo sísmico, considerando tanto la influencia de la interacción suelo – estructura (Pitilakis, *et al.*, 2018) como la configuración estructural (Pazidis, *et al.*, 2018). Los comportamientos obtenidos en estos modelos se han comprobado empíricamente durante sismos fuertes en puentes instrumentados (Sarrazin, *et al.*, 2013; Wang, *et al.*, 2022). Al respecto, el aumento de la masa en la cimentación reduce los efectos nocivos la interacción y, al hacerlo de manera controlada, se pueden propiciar efectos benéficos en la respuesta del sistema (Mayoral & Romo, 2015).

Hasta ahora, la interacción entre túneles y pasos elevados sólo se ha estudiado en condiciones estáticas, enfocándose en los efectos de la excavación de túneles o estaciones subterráneas en la cimentación de pasos elevados o puentes preexistentes (Xiang, *et al.*, 2008; Yoo, 2013; Yoo & Abbas, 2021). Recientemente, Shan *et al.* (2021) analizaron un sistema compuesto por un puente ferroviario de alta velocidad y un par de túneles de metro perpendiculares en arcillas limosas. Se centraron en el reaprovechamiento de las pantallas de pilas discontinuas, colocadas para minimizar las deformaciones generadas por la excavación, como aisladores de las vibraciones irradiadas por la cimentación profunda del puente y los túneles durante el tránsito de los vehículos. Aunque investigaron una condición diferente a la sísmica, demostraron que también existe una interacción compleja entre los túneles y pasos elevados para las altas frecuencias relacionadas con el tránsito de ferrocarriles.

### 2.2.6 Efectos de ciudad

Los *efectos de ciudad* son la combinación a gran escala de múltiples interacciones estructura – suelo – estructura (ver más atrás) con los efectos de sitio, de cuenca y topográficos. Por un lado, tienen una componente cinemática debida a la interferencia entre las ondas irradiadas por la cimentación de cada una de las estructuras, que resulta en la modificación del movimiento y el incremento de su duración. Por otro lado, poseen también una componente inercial asociada al aumento de la masa del sistema producto de la concentración de estructuras en la superficie que disminuye la frecuencia natural de vibración y aumenta el periodo del sistema (Guéguen, *et al.*, 2002).

La preponderancia de cada componente depende del contenido de frecuencias de la excitación. La cinemática es más importante para frecuencias mayores a la de resonancia, pues la ciudad se comporta como una masa adicional, mientras que la inercial es crucial para el caso contrario, en el que aumenta la rigidez de todo el sistema. Por tanto, la urbanización tiene efectos insignificantes en ciudades sobre suelos muy rígidos, compuestas de estructuras flexibles, ligeras y muy dispersas. En contraste, tendrá efectos negativos en ciudades densamente urbanizadas con edificios pesados y rígidos, sobre suelos blandos (Guéguen, *et al.*, 2002).

Al igual que en la interacción estructura – suelo – estructura, el impacto de esta interacción será mayor cuando el periodo del suelo y el de los edificios coinciden. El efecto de la ciudad se desvanece para frecuencias por debajo de la resonancia y permanece como un efecto residual para frecuencias mayores (Boutin & Roussillon, 2004). Además, la interferencia de las ondas irradiadas por las estructuras disminuye la coherencia del movimiento de la superficie dentro de la ciudad y lo amplifica en su periferia (Sahar, *et al.*, 2015). Esto dependerá de la densidad y disposición de edificios en la ciudad y la heterogeneidad de sus periodos (Semblat, *et al.*, 2008).

Los efectos de ciudad se han estudiado de manera analítica, ya sea idealizando la ciudad como cúmulos de osciladores masa – resortes colocados aleatoriamente sobre un semi – espacio elástico (Boutin & Roussillon, 2004) como considerando la distancia de cada uno con respecto al sitio analizado (Guéguen, *et al.*, 2002). Similarmente, dicho efecto se ha analizado de manera numérica, para ciudades localizadas en cuencas de diferentes tipos (Semblat, *et al.*, 2008).

## 2.3 Estado de la práctica

A pesar de los avances substanciales en el entendimiento de la interacción suelo – estructura señalados anteriormente, su implementación práctica continúa siendo limitada. Es común que el análisis estructural y el geotécnico varíen ampliamente en cuanto a profundidad y sofisticación, pues el consenso respecto al mejor enfoque de modelación es inexistente y la compatibilidad entre los análisis se desconoce. Por lo general, los lineamientos de diseño modernos para estructuras elevadas incluyen algunos de los siguientes métodos de análisis:

- *Análisis estático equivalente*, en el que la respuesta de la estructura se analiza de manera estática, asignando fuerzas laterales distribuidas en función de la magnitud y posición de sus masas.

- *Análisis dinámico lineal o modal espectral*, en el que la linealidad de la estructura permite superponer la respuesta en cada uno de sus modos y usar un espectro de diseño. También es posible realizar un análisis dinámico lineal usando acelerogramas, sean escalados, ajustados espectralmente, o sintéticos.
- *Análisis dinámico no – lineal*, en el que la respuesta de la estructura es inelástica y la ecuación de movimiento debe resolverse en cada punto del dominio del tiempo usando un acelerograma con las características previas.

Bajo la premisa de fomentar un análisis conservador, la mayor parte de los reglamentos sugieren omitir la interacción suelo – estructura o establecen umbrales para despreciarla. Por tanto, en la mayoría de los casos los métodos previamente mencionados se realizan asumiendo que la estructura se encuentra apoyada en una base rígida. Esta situación es solamente representativa de una estructura apoyada en roca.

De incorporar la interacción suelo – estructura, dichos códigos permiten analizarla de manera simplificada y desacoplada. Por un lado, la interacción cinemática se considera a través de modificaciones al espectro de diseño o de los acelerogramas asociados a este. Por otro lado, los efectos de la interacción inercial se toman en cuenta modificando el periodo de la estructura, su coeficiente de comportamiento sísmico y el cortante en su base.

Aunque algunas de estas normativas permiten que el análisis continúe sobre apoyos rígidos, la mayor parte designa a la estructura sobre resortes y/o amortiguadores con el objeto de representar la flexibilidad dinámica permitida por el suelo. En todos los casos, las funciones de impedancia son lineales y se han obtenido asumiendo que la estructura es un sistema de un grado de libertad y que su cimentación es un cilindro o prisma rígido colocado en la superficie de un semi – espacio elástico.

Si bien una porción considerable de los códigos sugiere que estas funciones de impedancia consideren sólo la porción superficial de una cimentación profunda, algunos lineamientos permiten incluir la pequeña contribución del grupo de pilotes o pilas en la respuesta. Para obtener tales expresiones se han asumido pilotes de fricción de sección circular, flexibles y largos, *i.e.* que transmiten carga lateral sólo en una porción de su longitud.

La discusión de la interacción suelo – estructura para estructuras subterráneas es rara en códigos destinados al diseño de estructuras urbanas. Debido a la complejidad de la interacción, el análisis es simplificado y se limita a la determinación de elementos mecánicos para el diseño del revestimiento de túneles. Carecen de lineamientos respecto a la afectación de estas obras al movimiento de la superficie.

Una fracción de los reglamentos incorpora de manera simplificada los efectos de *directividad*, *i.e.* aquellos asociados a la presencia de fallas cercanas, y reconocen la existencia de otros, como los topográficos, para los que establecen recomendaciones. Sin embargo, hasta ahora ninguno ha distinguido ni incorporado los efectos de la interacción entre estructuras elevadas y subterráneas. Mucho menos los efectos de ciudad que ocurren en zonas densamente pobladas con estratigrafías desfavorables, como la Ciudad de México.

Un código robusto deberá incluir un análisis representativo de la interacción entre las estructuras mencionadas y revisar la interacción compleja entre las ondas sísmicas incidentes, su reflexión en las estructuras subterráneas y las irradiadas por la vibración de las estructuras superficiales. Una breve descripción de los códigos revisados se muestra en el Anexo 1.



### 3 FLAC3D

FLAC3D (*Análisis Rápido Lagrangiano de Medios Continuos*, en inglés) es un código computacional tridimensional de volumen finito explícito que permite modelar el comportamiento de estructuras con comportamiento dependiente de la trayectoria de carga como suelos y rocas. En este, el análisis se realiza en tres etapas:

1. En primer lugar, se emplea la técnica numérica del *volumen finito* para aproximar las derivadas de primer orden del espacio y del tiempo en subdivisiones poliédricas del continuo donde su variación se asume lineal.
2. En segundo lugar, todas las fuerzas en el volumen finito se concentran en sus vértices transformando las integrales de volumen en las ecuaciones diferenciales parciales en integrales de superficie usando el teorema de divergencia de Gauss. Así, las ecuaciones de movimiento se convierten en formas discretas de la segunda ley de Newton en los vértices.
3. Por último, el sistema se resuelve incrementalmente en el tiempo usando una formulación explícita de diferencias finitas hasta alcanzar el equilibrio.

De esta manera, se evita la construcción de matrices y, en consecuencia, los cálculos se realizan con requerimientos de memoria pequeños. Además, el colapso plástico y el flujo se pueden modelar de manera precisa. A continuación, se describe la nomenclatura del programa:

- El *modelo* es el dominio completo creado para simular un problema físico.
- Una *zona* es un subdominio geométrico cerrado con nodos en los vértices y caras que forman su superficie. En general, son hexaedros con 8 vértices y 6 caras cuadriláteras, pero se distinguen 5 tipos:
  - El *bloque*, de 6 caras y 8 nodos.
  - La *cuña*, con 5 caras y 6 nodos.
  - La *pirámide*, de 5 caras y 5 nodos.
  - El *bloque degenerado*, de 4 caras y 7 nodos.
  - El *tetraedro*, de 4 caras y 4 nodos.
- Los *puntos* de la red son los vértices de las zonas de volumen finito.
- La *red* de volúmenes finitos es un arreglo de uno o más volúmenes finitos a través de la región que se analiza.
- Las *fronteras* son la periferia de la red de volumen finito. Incluyen las fronteras externas e internas.
- Una *condición de frontera* es una restricción prescrita o condición controlada a lo largo de una frontera del modelo, e.g. desplazamientos o fuerzas en problemas mecánicos.
- Las *condiciones iniciales* son las variables de estado del modelo antes de cualquier perturbación.
- Los *modelos constitutivos* son las ecuaciones que representan las características esfuerzo deformación de cada zona.
- Los *elementos estructurales* permiten simular la interacción entre soportes estructurales dentro de una masa de suelo o roca. Responden a la teoría de vigas y placas y pueden tener: dos nodos y ser lineales; o tres nodos y ser elementos triangulares planos. Estos elementos pueden ser del tipo:

- *Viga*, con 2 nodos y 6 grados de libertad por nodo. De estos, 3 son traslacionales y 3 de rotación.
- *Cable*, de dos nodos con un grado de libertad axial de traslación y que interactúan con la red a través de una componente friccionante.
- *Pilote*, con 2 nodos y 6 grados de libertad por nodo. A diferencia de los elementos viga, existe una componente normal y cortante de interacción entre el pilote y la red.
- *Cascarón*, de 3 nodos y un máximo de 18 grados de libertad. La respuesta estructural de cada tipo de cascarón dependerá de su tipo, pues existen: 2 elementos membrana, con 6 y 9 grados de libertad; 1 de placa con 9 grados de libertad; y dos de cascarón, con 18 y 15 grados de libertad. Las membranas solo soportan cargas coplanares, las placas solo cargas perpendiculares a su plano, mientras que los cascarones resisten ambos tipos.
- *Geomalla*. Son membranas que no resisten momentos y que interactúan con la red de manera cortante paralela a su superficie. Son el análogo bidimensional a los cables.
- *Revestimiento*. Se comportan como cascarones, interactúan de manera friccionante con la red y soportan cargas normales. Pero se pueden separar de la red y colisionar con esta.

Las cantidades vectoriales, como las fuerzas, desplazamientos, y velocidades, se almacenan en los puntos de la red, mientras que las cantidades escalares y tensoriales, como la deformación y las propiedades, se almacenan en el centroide de cada zona. Por tanto, en las zonas es posible obtener historias de aceleración, desplazamiento y velocidad en cada una de las direcciones, pero en estructuras solo historias de desplazamiento y velocidad en dichas direcciones.



## 4 Metodología

La metodología para el estudio de la interacción sísmica entre túneles y pasos elevados se compone de seis etapas principales:

1. Recopilación de las propiedades dinámicas representativas de los suelos blandos de la Ciudad de México con el objetivo de integrar un perfil estratigráfico idealizado.
2. Identificación de las formas más comunes de pasos elevados en la Ciudad de México, para idealizarlos en una estructuración genérica representativa.
3. Caracterización del medio ambiente sísmico de la Ciudad de México de acuerdo con la sismicidad prescrita en su reglamentación actual para fuentes sismogénicas normales y de subducción.
4. Generación de modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas para simular y evaluar los efectos de la interacción sísmica entre túneles y pasos elevados.
5. Simulaciones numéricas y análisis paramétricos tanto de la separación como del contenido de frecuencias sísmicas para identificar los parámetros clave de la interacción.
6. Análisis e interpretación de los resultados, así como generación de recomendaciones de diseño que permitan al ingeniero de la práctica incluir los efectos de esta interacción durante el diseño.

Por su parte, la secuencia de modelación numérica se describe a continuación y se representa de manera esquemática en la Figura 2:

1. Determinación del estado de esfuerzos inicial de campo con las propiedades del subsuelo.
2. Establecimiento del módulo de rigidez cortante y la relación de amortiguamiento para bajas deformaciones, así como su variación con la distorsión.
3. Generación del espectro de peligro uniforme correspondiente a cada fuente sismogénica según las consideraciones de la reglamentación actual.
4. Ajuste espectral de las señales de entrada al respectivo espectro de peligro uniforme.
5. Realización de análisis lineales equivalentes de respuesta de sitio unidimensionales para cada sismo considerado.
6. Obtención de la señal de entrada en la base del modelo y extracción de las propiedades elásticas compatibles con el nivel de deformación esperado en cada movimiento para cada subdivisión del perfil estratigráfico.
7. Ejecución de análisis tridimensionales de interacción sísmica suelo – estructura para cada sismo y configuración del túnel y el paso elevado.
8. Registro del desplazamiento, velocidad y aceleración en el tiempo y en las tres direcciones de puntos seleccionados del modelo.

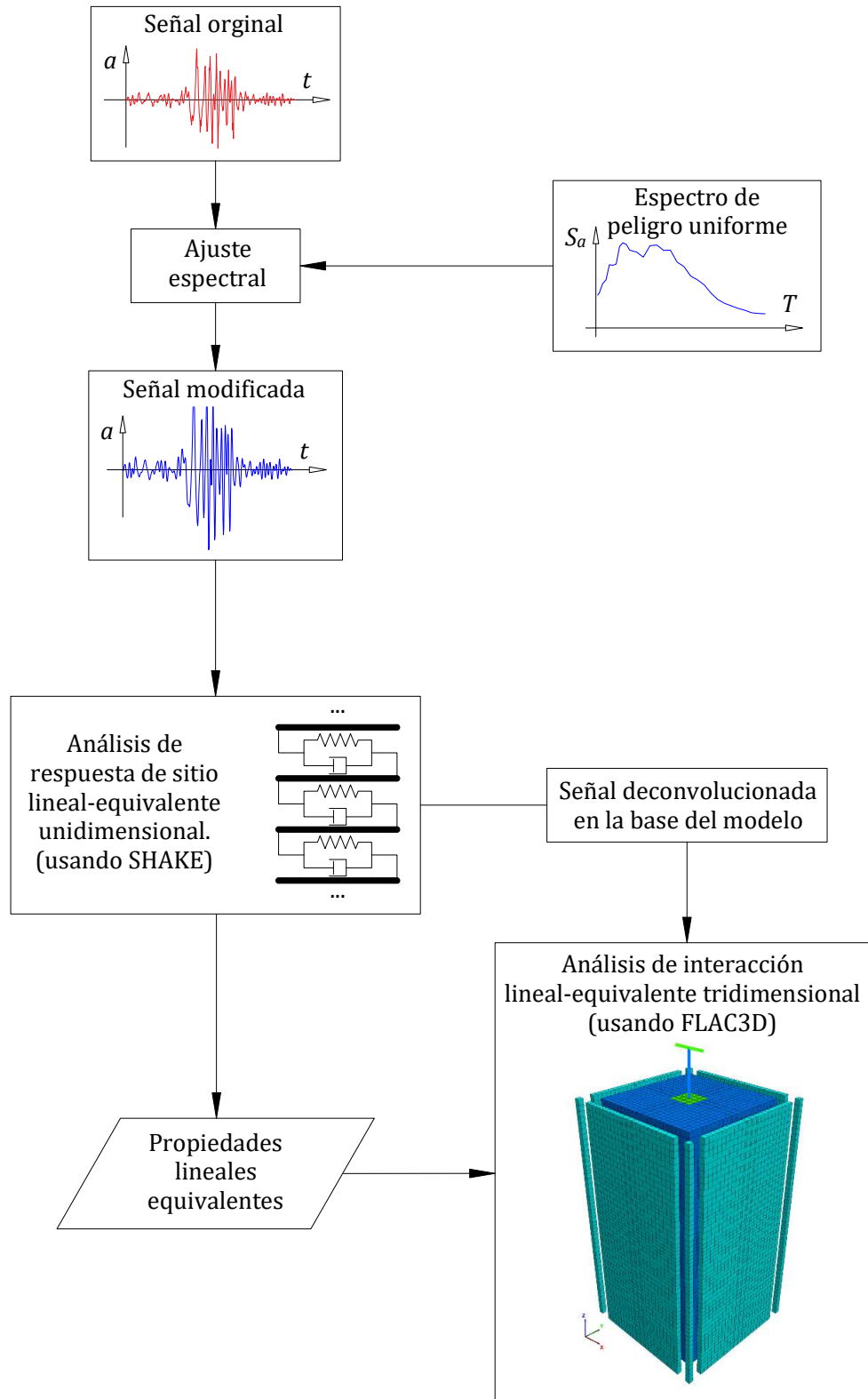


Figura 2. Secuencia esquemática de modelación numérica.

## 5 Caso estudio

### 5.1 Sitio en suelos blandos

El sitio se encuentra en la Zona del Lago de la Ciudad de México, también denominada Zona III, compuesta por depósitos de arcilla altamente compresibles de hasta 50 m de espesor, intercalados por capas de arena limosa o arcillosa compacta a muy compacta. Además, se localiza en la microzonificación sísmica IIIb, en la que el espesor de los estratos compresibles y su baja velocidad de transmisión de onda cortante resultan en un cercano a 2.0 s. El lugar corresponde con el de la estación sísmológica SCT y ha sido elegido por tal razón. Su perfil estratigráfico se compone, empezando desde la superficie, de:

- Un manto superficial (MS) de 5 m de espesor de arcilla endurecida por secado solar y rellenos artificiales de arena limosa.
- Un depósito de arcilla muy blanda con intercalaciones de arena limosa y arcillosa, vidrio volcánico y ceniza volante de 25 m de espesor, denominado Formación Arcillosa Superior (FAS).
- Un estrato de 5 m de espesor compuesto de arena limosa compacta llamado Capa Dura (CD).
- Otra formación de arcilla blanda de 5 m de espesor, ligeramente más rígida que la superior y designada Formación Arcillosa Inferior (FAI).
- Depósitos de arena limosa densa, denominados Depósitos Profundos (DP), que se extienden de manera indefinida.

Debido a la importancia del sitio, sus propiedades índice se han estudiado ampliamente (Jaime, 1987; Seed, *et al.*, 1987; Jaime & Romo, 1988; Romo, *et al.*, 1988; Ovando, *et al.*, 2007; García & Alcántara, 2020). A continuación, se revisan los resultados publicados en la bibliografía (Figura 3). Estos incluyen la evolución de las propiedades en el tiempo debida al hundimiento regional. Las propiedades consideradas en el análisis se recopilan en la Tabla 1 y se muestran gráficamente en la Figura 4.

En la FAS, el contenido de agua varía entre 150 y 500% y el índice de plasticidad medio es de 270%. El peso específico en la formación va de 10.5 a 11.0 kN/m<sup>3</sup>. Por su parte, la resistencia no drenada vale 30 kPa en su porción superior y se incrementa con la profundidad hasta alcanzar los 100 kPa. En la prueba de penetración de cono CPT, la resistencia en la punta aumenta con la profundidad con dos tendencias: una de la porción superior hasta los 17 m de profundidad y otra hasta el final de la formación. En la primera, la resistencia va de los 0.3 a 0.5 MPa y al final de la segunda alcanza los 6 MPa. Además, en las intercalaciones de arena la resistencia de punta supera los 4 MPa. Por otro lado, la velocidad de onda cortante en la formación incrementa con la profundidad, pasando de 35 a 95 m/s tanto en la prueba de sonda suspendida PS como en la de *down – hole* DH. Finalmente, la magnitud de la velocidad de onda de compresión se encuentra entre 1200 y 1600 m/s.

En la CD, el contenido de agua desciende al rango entre 50 y 250% y el índice de plasticidad medio es de 130%. El peso específico medio de estos materiales es de 13 kN/m<sup>3</sup> y su resistencia no drenada vale entre 50 y 220 kPa. En la CPT la resistencia de punta supera los 5 MPa y en la prueba de penetración estándar SPT el número de golpes supera 50. Además,

la velocidad de onda cortante aumenta al rango entre 190 y 370 m/s en la prueba PS y es, en promedio, de 320 m/s en la DH. Por último, la velocidad de onda de compresión aumenta a un valor medio de 1750 m/s.

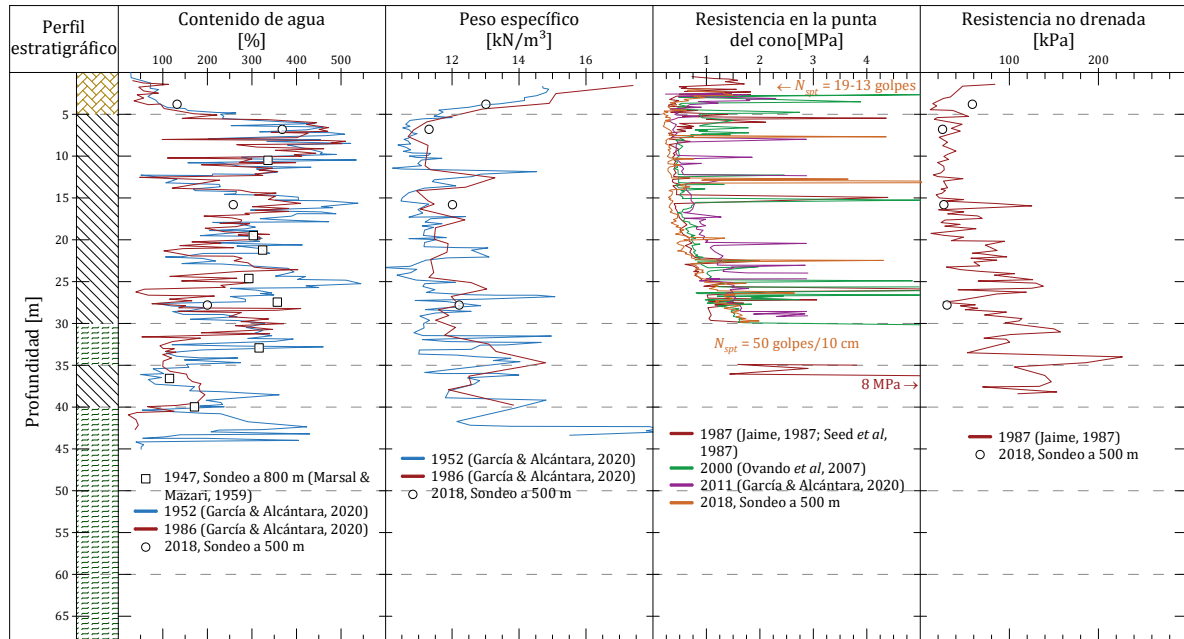


Figura 3. Perfil estratigráfico del sitio SCT y variación de algunas de sus propiedades [con información de varios autores (Marsal & Mazari, 1959; Jaime, 1987; Seed, *et al.*, 1987; Jaime & Romo, 1988; Romo, *et al.*, 1988; Ovando, *et al.*, 2007; García & Alcántara, 2020)].

En la FAI, el contenido de agua es de entre 100 y 350% y el índice de plasticidad promedio es de 120%. El peso específico de estas arcillas es de 13 kN/m<sup>3</sup> y su resistencia no drenada se encuentra entre 70 y 150 kPa. La resistencia de punta en la CPT se incrementa con la profundidad de 1.5 a 3 MPa. Por otro lado, la velocidad de onda cortante disminuye a un valor medio de 150 m/s tanto en la prueba PS como en la DH. Por su parte, la velocidad de onda de compresión también disminuye al valor de 1450 m/s.

Tabla 1. Resumen de propiedades del sitio en la bibliografía [con información de varios autores (Marsal & Mazari, 1959; Jaime, 1987; Seed, *et al.*, 1987; Jaime & Romo, 1988; Romo, *et al.*, 1988; Ovando, *et al.*, 2007; García & Alcántara, 2020)].

Formación	Profundidad [m]		Contenido de agua, $w$ [%]	Índice de plasticidad, $PI$ [%]	Peso específico, $\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Resistencia no drenada, $s_u$ [kPa]	Resistencia de punta en CPT, $q_c$ [MPa]	Número de golpes en SPT, $N_{spt}$ [golpes]	Velocidad de onda cortante, $V_s$ [m/s]	Velocidad de onda de compresión, $V_p$ [m/s]
	Inicial	Final								
MS	0	5	80	45	13	37	11.6	15	100	1482
FAS	5	30	270	270	12	53	1.1	–	70	1387
CD	30	35	170	130	14	128	1.8	–	300	1616
FAI	35	40	140	100	14	123	–	–	170	1555
	40	50	160	115	14	–	–	50	550	1873
DP	50	60	–	–	–	–	–	–	600	–
	60	68	–	–	–	–	–	–	650	–

Para los DP, el valor del contenido de agua promedio es de 50%, el índice de plasticidad es de 115% y el peso específico vale entre 15 y 18 kN/m<sup>3</sup>. Al igual que en la CD, en la CPT la resistencia de punta supera los 5 MPa. La velocidad de onda cortante se incrementa al rango

de 420 a 590 m/s en la prueba PS y es, en promedio, de 530 m/s en la DH. La velocidad de onda de compresión es de 1550 a 2300 m/s.

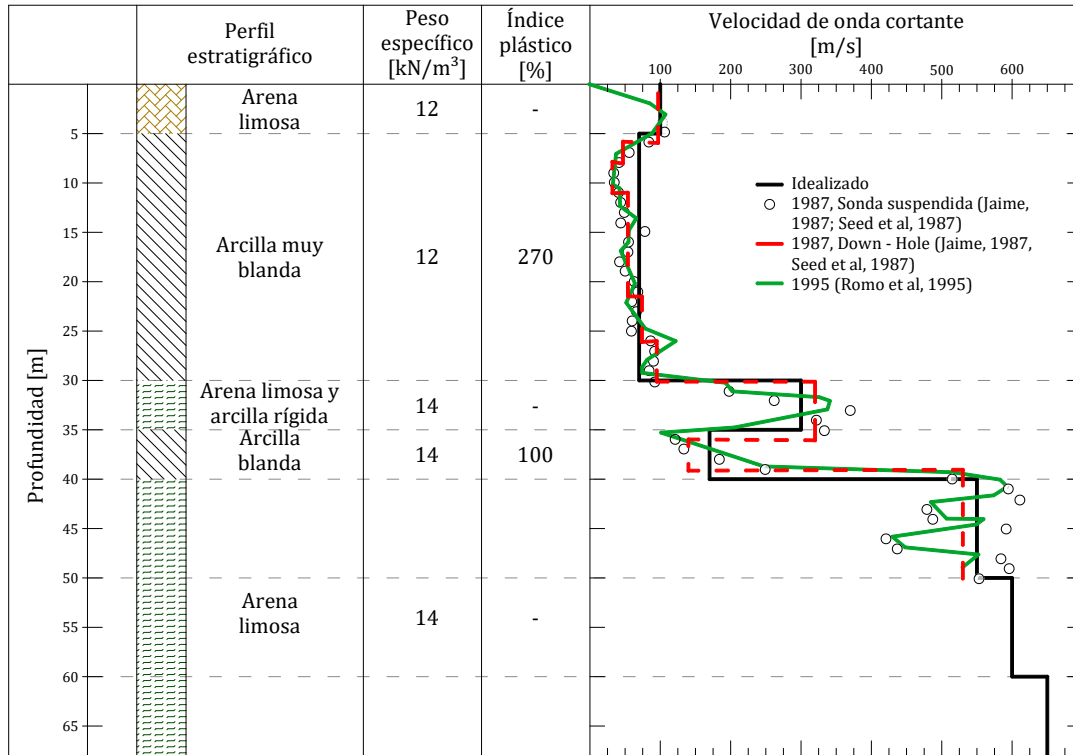


Figura 4. Perfil estratigráfico del sitio considerado en el análisis.

El sitio se encuentra sujeto a subsidencia. El banco de nivel más cercano, 200 m al este, se hundió 1 m de 1996 a 2016 y la tasa de hundimiento más reciente es de 3.8 cm por año para el periodo de 2007 a 2016 (SACMEX, 2017). En los bancos circundantes también se han registrado hundimientos que van desde 1.6 hasta 3.40 m de 1983 a 2016, acrecentándose hacia el oeste debido a que el espesor de la formación compresible aumenta en esa dirección. En fechas recientes, todos los bancos acusan tasas de hundimiento decrecientes, con valores que van desde 2.3 hasta 6.8 cm por año.

La subsidencia propicia que el perfil estratigráfico tenga una respuesta dinámica más rígida, pues se reducen los espesores de las formaciones y se alteran sus propiedades mecánicas. Por tanto, conforme el hundimiento progresa, el periodo se acorta ya que la rigidez y la velocidad de onda cortante aumentan. Este efecto es de gran importancia en estructuras con periodos menores al del sitio, pues, con el paso de los años, la estructura y el suelo podrían entrar en resonancia.

### 5.1.1 Estimación del periodo del sitio

Asumiendo que el perfil de suelo se compone de un arreglo capas horizontales de extensión infinita con masa y velocidad de onda cortante constantes, el periodo fundamental  $T_0$  del sitio puede estimarse usando:

$$T_0 \approx 4 \sum_{i=1}^n \left( \frac{h}{V_s} \right)_i \quad (1)$$

En la que  $h$  y  $V_s$  son el espesor y la velocidad de onda cortante en cada estrato  $i$ . Tomando las velocidades de la Tabla 1, el periodo medio del sitio es de 2.0 s y coincide con la respuesta de amplificación verificada de manera experimental.

Basándose en el periodo del sitio derivado de los registros de aceleración en sismos fuertes y tomando la CD como referencia, se puede estimar que la velocidad de onda cortante media de la FAS es de 75 m/s (Seed, *et al.*, 1987). No obstante, los resultados de mediciones directas arrojan resultados menores que los que se determinan usando el procedimiento anterior.

### 5.1.2 Propiedades dinámicas de las arcillas

La arcilla de la Ciudad de México evidencia una degradación mínima de su módulo cortante en un amplio rango de distorsiones. La rigidez se reduce menos del 10% con deformaciones tan grandes como 0.15% (Seed, *et al.*, 1987; Jaime, 1987). Sin embargo, después de este punto la estructura se desintegra y el módulo cortante se reduce súbitamente. Un comportamiento similar, pero en sentido diferente, ocurre con el amortiguamiento. Los valores típicos de la rigidez cortante son de entre 4 y 8 MPa, y dependen fuertemente del confinamiento y la relación de vacíos. También la relación de amortiguamiento es baja, de entre 3 y 7% para intervalos de deformación de 0.001 a 1% (Jaime, 1988).

### 5.1.3 Curvas de degradación de rigidez

Aunque existen modelos constitutivos que incluyen los efectos de la no linealidad del suelo, la información experimental para calibrarlos en arcillas de alta plasticidad es insuficiente (Mayoral & Mosqueda, 2020). Por tanto, para caracterizar la degradación de la rigidez y el incremento del amortiguamiento de las arcillas durante el evento sísmico, se usó el modelo de González y Romo (2011). En este, la respuesta total de la arcilla sigue las relaciones hiperbólicas siguientes (González & Romo, 2011):

$$G(\gamma) = G_{\max} - (G_{\max} - G_{\min}) \cdot F_h(\gamma) \quad (2)$$

$$\lambda(\gamma) = \lambda_{\min} + (\lambda_{\max} - \lambda_{\min}) \cdot F_h(\gamma) \quad (3)$$

En las que:  $\gamma$  es la distorsión; y  $G$  y  $\lambda$  son respectivamente la rigidez cortante y la relación de amortiguamiento, tanto puntual, como máxima (max) y mínima (min). Por su parte,  $F_h(\gamma)$  es una función hiperbólica dada por (González & Romo, 2011):

$$F_h(\gamma) = \left[ \frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B_{G,\lambda}}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B_{G,\lambda}}} \right]^{A_{G,\lambda}} \quad (4)$$

En la que:  $A$ ,  $B$  son constantes; y  $\gamma_r$  es una distorsión de referencia para el módulo de rigidez o la relación de amortiguamiento, según sea el caso. Las tres constantes se determinan experimentalmente usando una regresión no lineal. Los autores del modelo han relacionado sus parámetros con el índice de plasticidad  $PI$  de arcillas marinas y lacustres a través de una serie de ensayos de columna resonante y triaxial cíclica por las expresiones siguientes:

$$G_{\max}/\sigma'_c = 12\,523\,PI^{-0.86} \quad (5)$$

$$\gamma_{r_G} = 0.00002\,PI^{1.9272} \quad (6)$$

$$\gamma_{r_\lambda} = 0.0377 + 0.0044\,PI \quad (7)$$

$$B_G = -0.000002\,PI^2 + 0.0014\,PI + 0.2846 \quad (8)$$

$$B_\lambda = -0.000007\,PI^2 + 0.0038\,PI + 0.3282 \quad (9)$$

En las que:  $\sigma'_c$  es el esfuerzo vertical efectivo de fluencia de las arcillas; y  $PI$  está en porcentaje. Las constantes  $A_{G,\lambda}$  se omiten de estas correlaciones debido a que los autores las

han asumido como unitarias e independientes del índice de plasticidad. Esto con el objetivo de que las distorsiones de referencia indiquen la mitad de la degradación del módulo cortante o la relación de amortiguamiento. El ajuste mejora permitiendo que  $A_{G,\lambda}$  tome cualquier valor, pero la distorsión de referencia cambia de posición.

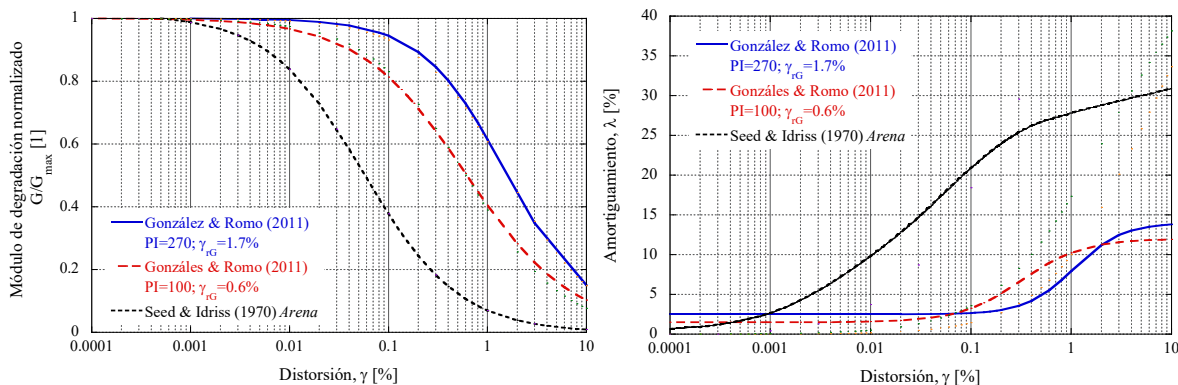


Figura 5. Curvas normalizadas de degradación de la rigidez y de incremento de amortiguamiento.

Así, la degradación del módulo e incremento del amortiguamiento en las arcillas blandas se caracterizó con el modelo anterior, correlacionando las propiedades con los índices de plasticidad (Figura 5). En las capas de arena y limo arenoso se usaron las curvas propuestas por Seed & Idriss (1970) para materiales de este tipo. Todas estas curvas se han empleado y validado para el sitio en análisis de propagación de ondas unidimensionales previos (Seed, *et al.*, 1987), empleando la respuesta medida en el sitio durante el sismo de Michoacán de 1985.

#### 5.1.4 Modelación

Con las propiedades de la estratigrafía derivadas de la revisión de literatura (Tabla 1), es posible estimar el módulo de rigidez para bajas deformaciones  $G_{\max}$  a partir de la velocidad de onda cortante usando la relación derivada de la teoría elástica:

$$G_{\max} = V_s^2 \rho_s = V_s^2 \frac{\gamma_s}{g} \quad (10)$$

En la cual:  $\rho_s$  es la densidad del material; y  $g$  es la aceleración de la gravedad. Por su parte, la relación de Poisson  $\nu_s$  se asumió de 0.30 en las arenas limosas y de 0.45 en las arcillas compresibles. Así, se completó la discretización del perfil estratigráfico que se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2. Discretización de la estratigrafía del sitio SCT.

Profundidad [m]		Peso específico, $\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Relación de Poisson, $\nu_s$ [1]	Velocidad de onda cortante, $V_s$ [m/s]	Velocidad de onda de compresión, $V_p$ [m/s]	Densidad, $\rho_s$ [Mg/m <sup>3</sup> ]	Módulo de rigidez, $G_{\max}$ [kPa]	Relación de amortiguamiento, $\beta_{\min}$ [%]
Inicial	Final							
0	5	12	0.30	100	1 482	1.223	12 233.6	2.65
5	31	12	0.45	70	1 387	1.223	5 739.8	2.65
31	36	14	0.30	300	1 616	1.427	128 440.4	0.77
36	40	14	0.45	170	1 555	1.223	35 351.7	1.74
40	50	14	0.30	550	1 873	1.427	431 702.3	0.77
50	59	14	0.30	600	1 873	1.427	513 761.5	0.77
59	68	14	0.30	650	1 873	1.427	602 956.2	0.77

En estudios numéricos previos en el sitio se determinó que, debido a la mínima degradación de la rigidez de estos materiales, los resultados del análisis dinámico usando propiedades elásticas compatibles con el nivel de deformación son muy similares a los de uno

completamente no lineal usando modelos de degradación avanzados (Mayoral & Mosqueda, 2020). Por ello, para facilitar los cálculos en el modelo numérico tridimensional de diferencias finitas, la estratigrafía se idealizó con materiales elásticos con propiedades compatibles con el nivel de deformación.

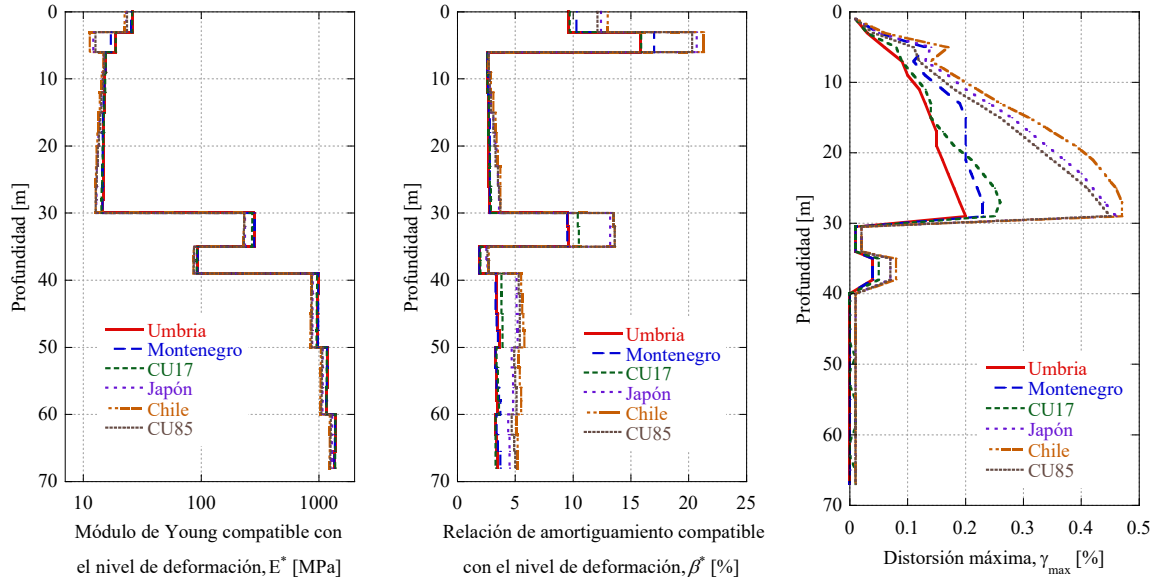


Figura 6. Resultados de los análisis unidimensionales de respuesta de sitio en SHAKE 91.

Dichas propiedades se obtuvieron realizando análisis de respuesta de sitio lineales equivalentes para cada sismo (ver más adelante) en el conocido código SHAKE, en su versión 91 (Schnabel, *et al.*, 1972; Idriss & Sun, 1992). Este programa resuelve el problema de propagación unidimensional de ondas de manera analítica en el dominio de las frecuencias para un medio viscoelástico estratificado. En cada iteración, la rigidez y el amortiguamiento de cada estrato se intercambian hasta la convergencia por los valores correspondientes al nivel de deformación mediante la curva de degradación.

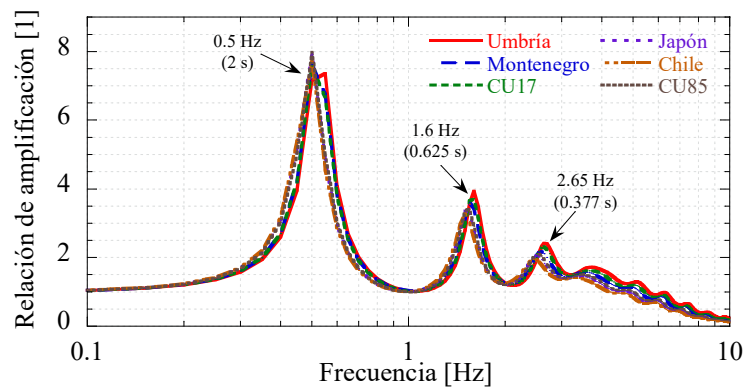


Figura 7. Funciones de transferencia para el sitio.

Los resultados de este procedimiento para cada sismo considerado se muestran en la Figura 6 y forman parte de los datos de entrada del modelo numérico tridimensional. Como se esperaba, las formaciones de arcilla conservan sus propiedades casi intactas, a pesar de que su distorsión máxima supere y, por mucho, la de los demás materiales. En contraste, las capas de arena y limo arenoso cambian su rigidez y amortiguamiento con deformaciones menores.



Es importante resaltar que en las arcillas compresibles la distorsión máxima en los sismos de subducción duplica la registrada en los normales.

En la Figura 7 se agrupan las funciones de transferencia del perfil estratigráfico asociadas a cada señal. En estas, puede identificarse que la frecuencia fundamental media del sitio es de 0.5 Hz (2 s) y sus armónicos corresponden, en orden de amplitud descendente, a 1.6 y 2.65 Hz (0.625 y 0.377 s). Debido a que los materiales conservan sus propiedades, la frecuencia fundamental procedente de la función de transferencia coincide con la estimada usando la ecuación (1).

## 5.2 Túnel

El túnel fue seleccionado por su correspondencia con la forma típica de los túneles vehiculares urbanos propios de la Ciudad de México. Tiene una sección transversal con forma de herradura de 8 m de altura y 11 m de ancho. El revestimiento primario, de 20 cm de espesor, es de concreto lanzado con fibras de acero, mientras que el secundario, de 40 cm de espesor, es de concreto reforzado. La resistencia del concreto en la prueba de compresión simple a los 28 días para el revestimiento primario y secundario es de 25 y 30 MPa, respectivamente (Figura 8).

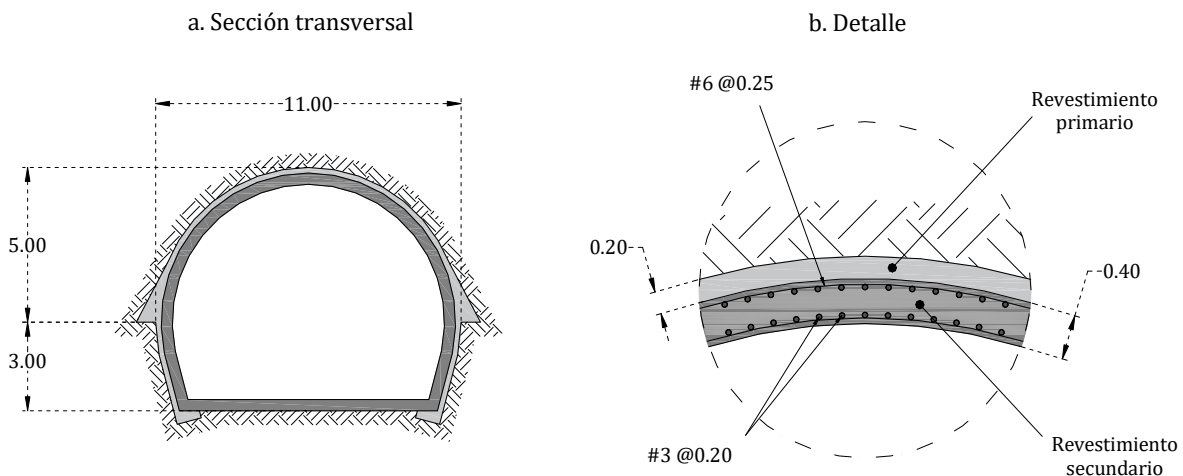


Figura 8. Sección transversal del túnel.

En el análisis se ha considerado que la construcción del túnel ha concluido cuando se produce el movimiento sísmico. Por tanto, la técnica de construcción, las deformaciones en el corto y largo plazo, así como otros aspectos estáticos están fuera del alcance de este documento.

### 5.2.1 Modelación del revestimiento

El revestimiento completo se representó con elementos cascarón triangulares, planos y elásticos, con 18 grados de libertad y 60 cm de grosor. A estos se les asignó un peso específico de 24 kN/m<sup>3</sup>, una relación de Poisson de 0.20, un módulo de Young de 24.90 GPa y un amortiguamiento local del 3%.

### 5.3 Paso elevado

Se analizó un paso elevado común en la Zona Metropolitana del Valle de México, como los que componen las Autopistas Urbanas Norte y Sur y el Viaducto Bicentenario. Estos pasos elevados son estructuras prefabricadas de concreto presforzado de tablero único, con superficies de rodamiento que alojan de 2 a 6 carriles.

El paso elevado del caso estudio tiene una plataforma de 9 m de ancho, compuesta por traveses centrales huecos de sección trapezoidal y 40 m de largo, prefabricadas en concreto presforzado de alta resistencia, y sobre la que se disponen tabletas del mismo material. Por encima del arreglo, se coloca: un firme estructural que forma un diafragma rígido e incrementa la resistencia del conjunto; la carpeta asfáltica que funge como superficie de rodamiento; y, en los extremos, las guarniciones y los parapetos metálicos.

Por su parte, la columna de 12 m de altura tiene una sección rectangular variable con los extremos redondeados. También es un elemento prefabricado de concreto presforzado de alta resistencia que, al finalizar la colocación de la plataforma, forma una sola pieza con esta. De esta manera, todos los elementos se encuentran unidos estructuralmente.

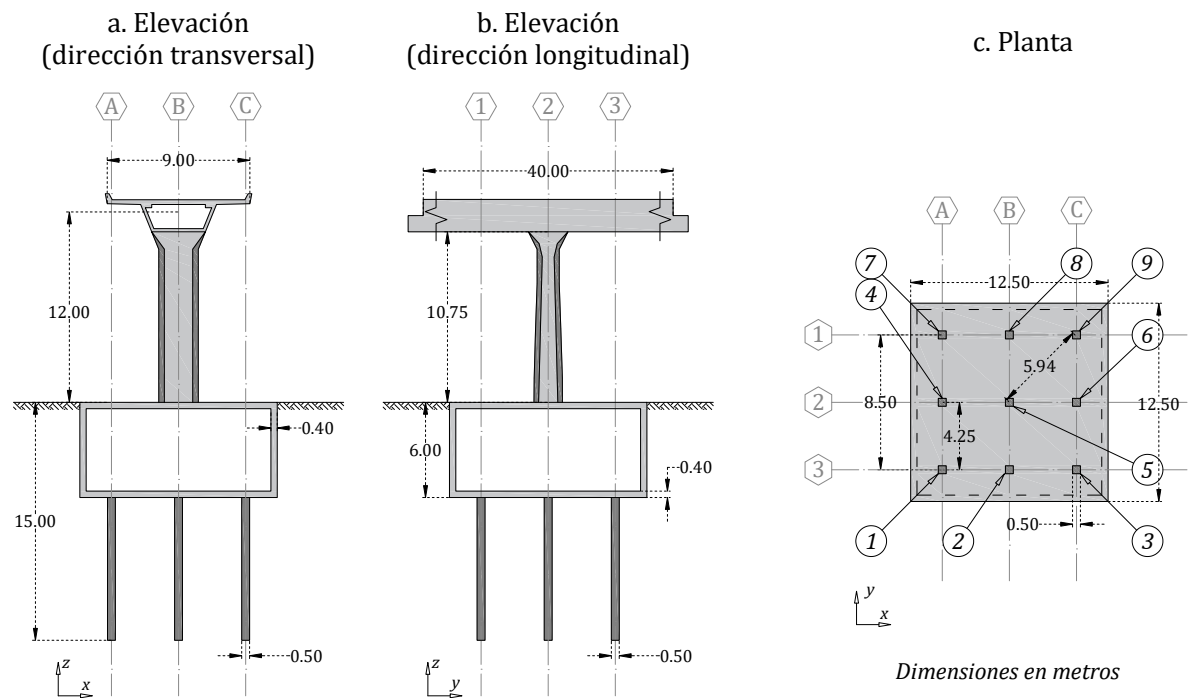


Figura 9. Sección transversal del paso elevado.

La cimentación del apoyo consiste en un cajón de concreto reforzado desplantado a 6 m de profundidad, con área en planta cuadrada de 12.5 m por lado y losa tapa, fondo y muros de 40 cm de espesor (Figura 9). Por debajo del cajón se encuentran 9 pilotes de concreto reforzado precolados de 9 m de longitud y sección transversal cuadrada de 0.50 m de lado. La separación entre los pilotes va de 4.25 m en las direcciones longitudinal y transversal a 5.94 m en la inclinada. Junto con el peralte del cajón y la longitud de los pilotes, la profundidad total de la cimentación es de 15 m.

En este tipo de cimentación, los pilotes se agregan a el cajón compensado para reducir los asentamientos (Mendoza & Auvinet, 1988; Auvinet, 2018; Riordan, *et al.*, 2018), mejorar el desempeño sísmico (Mendoza, 2004; Mayoral, *et al.*, 2001; Mayoral & Ramírez, 2011; Mayoral & Romo, 2015) y mitigar los problemas relacionados con la subsidencia (Mayoral, *et al.*, 2019).

### 5.3.1 Modelación de la superestructura

La superestructura del paso elevado se idealizó usando elementos *viga* elásticos con módulo de Young de 31.82 GPa, relación de Poisson de 0.3, peso específico de 24.0 kN/m<sup>3</sup> y amortiguamiento local del 3%. En los elementos que representan a la columna, la sección transversal tiene un área, momentos de inercia centroidales y densidad que corresponden a la sección de la columna real. En los que representan a la plataforma, las propiedades geométricas se modificaron para reproducir la inercia de toda la plataforma y simular el efecto del balanceo en la cimentación. Además, se redujo su densidad de manera que la masa original se conservara con las propiedades modificadas.

Es importante mencionar que la conexión entre los elementos *viga* que representan a la plataforma y la columna se designó como rígida, debido a que en el apoyo real ambos elementos están ligados estructuralmente. Lo anterior contrasta con lo típico en otros tipos de puentes, cuyas traveses se apoyan de manera simple.

### 5.3.2 Modelación del cajón de cimentación

El cajón del paso elevado se modeló usando *volúmenes finitos* tridimensionales usando una analogía con una *viga de cortante equivalente* (ESB, por sus siglas en inglés). En esta idealización, las dimensiones de la ESB son las de la estructura y tanto la masa como la rigidez de cada entrepiso se distribuyen uniformemente en el volumen en la ESB. Para obtener las propiedades de la ESB es necesario asumir que (Romo & Bárcena, 1994):

- La masa asociada a cada entrepiso se distribuye de manera uniforme en el volumen de cada subdivisión de la ESB, posibilitando el cálculo de una densidad equivalente  $\rho$ . Si el área de la sección trasversal  $A$  de la estructura es constante, la densidad de cada subdivisión  $i$  es igual a:

$$\rho_i = \frac{m_i}{Ah_i} \quad (11)$$

En la que  $m$  y  $h$  son respectivamente la masa y altura de entrepiso.

- La rigidez se conserva y, por tanto, cada subdivisión cuenta con un módulo de rigidez cortante equivalente  $G$  que se obtiene usando:

$$G_i = \frac{\tau_i}{\gamma_i} = \frac{F_i/A}{\delta_i/h_i} = k_i \frac{h_i}{A} \quad (12)$$

En la que:  $\gamma$  y  $\tau$  son respectivamente la distorsión de la ESB y el esfuerzo cortante que la produce;  $k$  es la rigidez de entrepiso; y tanto  $F$  como  $\delta$  son la fuerza cortante inercial y la deriva generada.

A pesar de ser un modelo simplificado, este permite analizar efectos complicados de propagación de onda cortante difíciles de explicar usando otros enfoques. Ha sido validado para edificios de más de 3 niveles y produce resultados confiables si la masa y la rigidez de cada entrepiso se reducen conforme aumenta la altura. De incumplirse tal condición, los resultados se deben tomarse con precaución (Romo & Bárcena, 1994).

Así, para el cajón se consideró material elástico con módulo de Young de 22.14 GPa, relación de Poisson de 0.20, peso específico de 8.4 kN/m<sup>3</sup> y amortiguamiento Rayleigh del 3% asociado a una frecuencia central igual a la fundamental del apoyo con base rígida. Adicionalmente, las losas tapa y fondo se representaron con elementos cascarón triangulares, planos y elásticos de 8 grados de libertad y 10 cm de espesor, con peso específico de 24.0 kN/m<sup>3</sup>, módulo de Young de 22.0 GPa y relación de Poisson de 0.30.

### 5.3.3 Modelación de los elementos de cimentación profundos

Los pilotes se idealizaron con elementos *pilote*, compuestos por un elemento viga elástico y una serie de resortes perfectamente elastoplásticos que controlan su interacción, tanto normal como perpendicular, con los volúmenes finitos que los rodean. Las propiedades del elemento viga coinciden con las de la sección de transversal de los pilotes, mientras que la rigidez de los resortes depende de la del suelo circundante

En la dirección normal, el comportamiento representa con un resorte elastoplástico perfecto cuya rigidez por unidad de longitud  $k_n$  se determina usando (Naeini, *et al.*, 2013; Yeganeh, *et al.*, 2015) :

$$k_n = 10 \left( \frac{K_{\text{suelo}} + \frac{4}{3} G_{\text{suelo}}}{\Delta z_{\text{min}}} \right) B_{\text{pilote}} \quad (13)$$

En la que:  $K_{\text{suelo}}$  y  $G_{\text{suelo}}$  son los módulos de compresibilidad y rigidez cortante del suelo adyacente al pilote, respectivamente;  $\Delta z_{\text{min}}$  es el ancho más pequeño de la zona adyacente en la dirección normal; y  $B_{\text{pilote}}$  es el lado del pilote. La fluencia sigue una ley de resistencia Mohr – Coulomb, cuyos parámetros  $c_n$  y  $\phi_n$  se estiman suponiendo que el primero es igual a la resistencia lateral del pilote y que el segundo coincide con el del suelo adyacente (Naeini, *et al.*, 2013; Chen & Poulos, 1993; Yeganeh, *et al.*, 2015):

$$c_n = 9 c_{\text{suelo}} B_{\text{pilote}} \quad (14)$$

$$\phi_n \approx \phi_{\text{suelo}} \quad (15)$$

En las que  $c_{\text{suelo}}$  y  $\phi_{\text{suelo}}$  son los parámetros de Mohr – Coulomb del suelo circundante. En el caso analizado,  $c_{\text{suelo}}$  corresponde con la resistencia no drenada de la arcilla  $s_u$ , mientras que  $\phi_{\text{suelo}}$  es igual a 0.

En la dirección perpendicular, el comportamiento está representado por otro resorte elastoplástico perfecto, cuya rigidez cortante por unidad de longitud  $k_s$  se determina usando (Naeini, *et al.*, 2013; Yeganeh, *et al.*, 2015):

$$k_s = 10 \left( \frac{K_{\text{suelo}} + \frac{4}{3} G_{\text{suelo}}}{\Delta z_{\text{min}}} \right) P_{\text{pilote}} \quad (16)$$

En la que  $P_{\text{pilote}}$  es el perímetro del pilote. Por su parte, la fluencia se determina con otra ley de resistencia Mohr – Coulomb, cuyos parámetros  $c_s$  y  $\phi_s$  se estiman mediante (Yeganeh, *et al.*, 2015):

$$c_s = \alpha c_{\text{suelo}} P_{\text{pilote}} \quad (17)$$

$$\phi_s = \alpha \phi_{\text{suelo}} \quad (18)$$

En las que  $\alpha$  es un parámetro depende del estado de la superficie del pilote. Para superficies rugosas, como el fuste de pilas y pilotes colados *in situ*, se sugiere un  $\alpha$  unitario (Chen & Martin, 2002). La validación de la idealización con elementos pilote se realizó comparando con los resultados obtenidos considerando volúmenes finitos y se muestra en el Anexo 2.

Así, para los elementos pilote el módulo de Young es de 24.25 GPa, la relación de Poisson de 0.2, el peso específico de 24.0 kN/m<sup>3</sup> y, al igual que para la superestructura, el amortiguamiento es local y vale 3%. Debido a que los pilotes se encuentran dentro de la misma capa, la rigidez normal y cortante de los resortes valen respectivamente 315.7 y 1 262.8 MPa; los parámetros  $c$  valen 180 y 40 kN/m en la dirección normal y cortante, respectivamente; y el parámetro  $\phi$  es nulo en ambas direcciones.

Además, se incluyó el efecto de la *abertura* producida por el desplazamiento horizontal de los pilotes. Sin embargo, tal consideración tiene un efecto reducido en el movimiento del paso elevado y las cercanías, y tampoco altera las fuerzas internas significativamente. Esto se debe a que los pilotes siguen el movimiento del suelo que decrece con la profundidad y, en consecuencia, las fuerzas normales al pilote se conservan por debajo de su resistencia lateral durante la mayor parte del sismo.

Por último, la conexión entre los pilotes y el cajón se consideró *empotrada* o *fija*, aunque en la práctica la unión entre el pilote y la losa en la base del cajón la conexión está parcialmente articulada debido a que: la conexión se diseña solamente para transmitir cargas axiales al pilote y prevenir la perforación de la losa; y, usualmente, el refuerzo longitudinal de los pilotes se coloca dentro del dado de unión, pero desconectado del refuerzo de la estructura. De cualquier manera, al igual que la consideración de la *abertura*, la articulación solo modifica el comportamiento en el extremo superior de los pilotes debido a la interacción inercial.

#### 5.3.4 Estimación del periodo y amortiguamiento con base rígida

Como primera aproximación, el periodo del paso elevado con base rígida se estimó suponiendo que es un sistema de un grado de libertad con la rigidez de una viga elástica en voladizo. De esta manera, su periodo de vibración lateral vendrá dado por:

$$T_0 = 2\pi\sqrt{M/K_L} = 2\pi\sqrt{MH^3/3EI} \quad (19)$$

En la cual:  $H$  y  $M$  son respectivamente la altura y la masa del paso elevado;  $K_L$  es la rigidez lateral de la estructura; y  $E$  e  $I$  son el módulo de Young y el momento de inercia de la columna del paso elevado en la dirección de análisis. Así, con su masa y rigidez, es posible estimar los periodos de 0.46 y 0.67 s para las dos dirección transversal y longitudinal, respectivamente.

Por otro lado, el periodo con base rígida se obtuvo resolviendo el problema de valores característicos entre la matriz de rigidez y la de masa del sistema idealizado considerado en la simulación numérica. De esta manera, se facilita la compatibilidad durante el análisis de resultados. Con fines de validación, en este procedimiento también se revisó el periodo con base rígida de la columna del paso elevado sin la plataforma.

Los periodos y frecuencias asociados a cada modo de vibración de la columna y todo el paso elevado se recopilan en la Tabla 3. El periodo fundamental con base rígida calculado para la columna, de 0.19 s (5.24 Hz), coincide con valores calculados y medidos en pruebas de

vibración libre realizadas en columnas similares (López, 2012), de entre 0.16 y 0.17 s (5.9 y 6.3 Hz). El valor calculado en este documento es ligeramente mayor que el medido en dichas pruebas debido a que el elemento idealizado es 12% más largo que el estudiado experimentalmente y, en consecuencia, más flexible.

Tabla 3. Periodos y frecuencias asociados a cada modo de vibración del paso elevado.

Elemento	Modo	Periodo [s]	Frecuencia [Hz]
Columna	1	0.19	5.24
	2	0.13	7.57
	3	0.01	77.0
Paso elevado (columna y plataforma)	1	<u>0.61</u>	1.63
	2	<u>0.45</u>	2.20
	3	0.28	3.53
	4	0.12	8.27
	5	0.09	10.76
	6	0.06	16.44
	7	0.03	34.21
	8	0.01	67.79
	9	0.01	91.59

Para el paso elevado, el periodo fundamental con base rígida y su primer armónico idealizado valen respectivamente 0.61 y 0.45 s (1.63 y 2.20 Hz). Observando los vectores característicos se identificó que el periodo fundamental coincide con el periodo de vibración en la dirección longitudinal (y), en tanto que el primer armónico lo hace con la vibración en la dirección transversal (x). Estos periodos concuerdan con los registrados en pruebas realizadas en estructuras del mismo tipo (Murià, *et al.*, 2015), así como los observados durante sismos fuertes en un puente instrumentado de dimensiones similares (Wang, *et al.*, 2022)

Colateralmente, se realizó una simulación numérica de una prueba de vibración libre de la idealización del paso elevado para confirmar su periodo con base rígida en cada dirección y conocer, además, su amortiguamiento en las mismas condiciones. El procedimiento y los resultados de dicha simulación se recopilan en el Anexo 3 y concuerdan con los obtenidos previamente de manera analítica. En esta, se determinó que el periodo con base rígida incluyendo el cajón en las direcciones transversal y longitudinal es respectivamente de 0.45 y 0.60 s, en tanto que el amortiguamiento en las mismas direcciones vale 6.06 y 2.91%, respectivamente.

### 5.3.5 Estimación del periodo y amortiguamiento con base flexible

El periodo y la relación de amortiguamiento del paso elevado con base flexible también se estimaron con varios métodos. En primer lugar, se obtuvieron analíticamente empleando las expresiones incorporadas en las Normas técnicas complementarias para diseño por sismo (2020) del Reglamento de construcciones de la Ciudad de México. En segundo lugar, se extrajeron del modelo numérico sin túnel: por un lado, asociándolos a las prominencias en los espectros de respuesta del movimiento registrado en la base de la cimentación durante todos los sismos; y, por otro lado, estimándolos de las funciones de transferencia entre el movimiento en la cimentación y la base rígida del modelo en los mismos casos. Los detalles de estos procedimientos y sus resultados se comentan en el Anexo 6.

A pesar de que el comportamiento de la estructura y del perfil estratigráfico se simplifica, los periodos obtenidos con el método analítico coinciden con los derivados de las funciones de

transferencia y valen 0.52 y 0.65 s, en las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente. En el segundo método, los periodos estimados son ligeramente mayores y su valor es igual en ambas direcciones pues las prominencias en el espectro de respuesta dependen de las características de la excitación.

Tabla 4. Resumen de periodos y relaciones de amortiguamiento del paso elevado.

Tipo de base	Periodo con base flexible [s]		Amortiguamiento con base flexible [%]	
	Transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal
Rígida	0.45	0.60	6.06	2.91
Flexible	0.52	0.65	8.42	4.83

Por su parte, las relaciones de amortiguamiento estimadas por el primer método son mayores que las determinadas con el tercero debido a que el pico analizado corresponde a la estructura, mientras que el amortiguamiento analítico incluye, además, el relacionado con el perfil estratigráfico. Este último también está presente en la función de transferencia, pero asociado a otros picos. Finalmente, los periodos y las relaciones de amortiguamiento para cada tipo de base se resumen en la Tabla 4.

## 5.4 Medio ambiente sísmico

La sismicidad de México se debe a la interacción de 5 placas tectónicas. La mayor parte de la superficie continental se encuentra sobre la placa de Norteamérica, la península de Baja California yace en la placa del Pacífico y el sur de Chiapas encima de la placa del Caribe. Al oeste de los estados de Sinaloa, Nayarit y Jalisco se localiza la placa de Rivera y, al suroeste de Colima, Michoacán, Guerrero y Oaxaca se encuentra la placa de Cocos. Las dos últimas forman una *zona de subducción* al introducirse por debajo de la placa de Norteamérica y la del Caribe.

Tabla 5. Sismos utilizados en el análisis.

Tipo	Clave	Ubicación	Año	Magnitud [M <sub>w</sub> ]	Estación	Distancia epicentral [km]	Aceleración máxima [g]	Duración [s]
Normal	Umbría	Umbría Marche, Italia	1998	4.8	Gubbio – Piana	10	0.1692	40
	Montenegro	Montenegro, Yugoslavia	1979	6.9	–	21	0.2232	48
	CU17	Puebla, México	2017	7.1	CU	122	0.059 (EW) 0.056 (NS)	281
					SCT	127	0.094 (EW) 0.092 (NS)	317
Subducción	Japón	Honshu, Japón	2011	9.0	Haga	283	0.0724 0.814	300
	Chile	Maule, Chile	2010	8.8	Concepción, San Pedro	109	0.6493	120
	CU85	Michoacán, México	1985	8.1	CU	419	0.033 (EW) 0.027 (NS)	73
					SCT	425	0.165 (EW) 0.096 (NS)	184

En dicha zona de subducción, los sismos son someros y ocurren a profundidades entre 5 y 35 km. A la fecha, los eventos más grandes son: el de 3 de junio de 1932, en las costas de Jalisco de magnitud de 8.1 M<sub>w</sub> y longitud de ruptura de 280 km; y el del 19 de septiembre de 1985 en las costas de Guerrero, de magnitud 8.0 M<sub>w</sub> y longitud de ruptura de 180 km. Por

otro lado, los sismos *intrafosca* suceden a profundidades mayores de 40 km. Los más importantes son: el de 1980 bajo Huajuapam de León, Oaxaca de 7.2  $M_w$ ; el de 1999 bajo Tehuacán, Puebla de magnitud 7  $M_w$ ; y el más reciente, el 19 de septiembre de 2017 en Puebla, de magnitud 7.1  $M_w$ . Los sismos *intraplaca* que ocurren dentro de la placa de Norteamérica, en el Eje Volcánico Mexicano, son someros y su foco se encuentra a menos de 35 km de profundidad. Los más importantes son el de Acambay en 1912 y el de Jalapa en 1920 (Kostoglodov & Pacheco, 1999).

Particularmente, el peligro sísmico de la Ciudad de México está controlado por: terremotos *interplaca* a lo largo de la zona de subducción en la costa del pacífico, como el terremoto del 19 de septiembre de 1985; así como terremotos *intraplaca* en la subducida placa de Cocos (Pestana, *et al.*, 2002; Mayoral, *et al.*, 2019), *e.g.* el evento del 19 de septiembre de 2017. Además, el área está sujeta a sismos corticales locales, relativamente infrecuentes, en el Eje Volcánico Transmexicano (Singh, *et al.*, 2015). En la ingeniería de cimentaciones de la Ciudad de México, es común que los primeros se denominen sismos *de subducción* y los segundos sismos *normales* o eventos de profundidad intermedia.

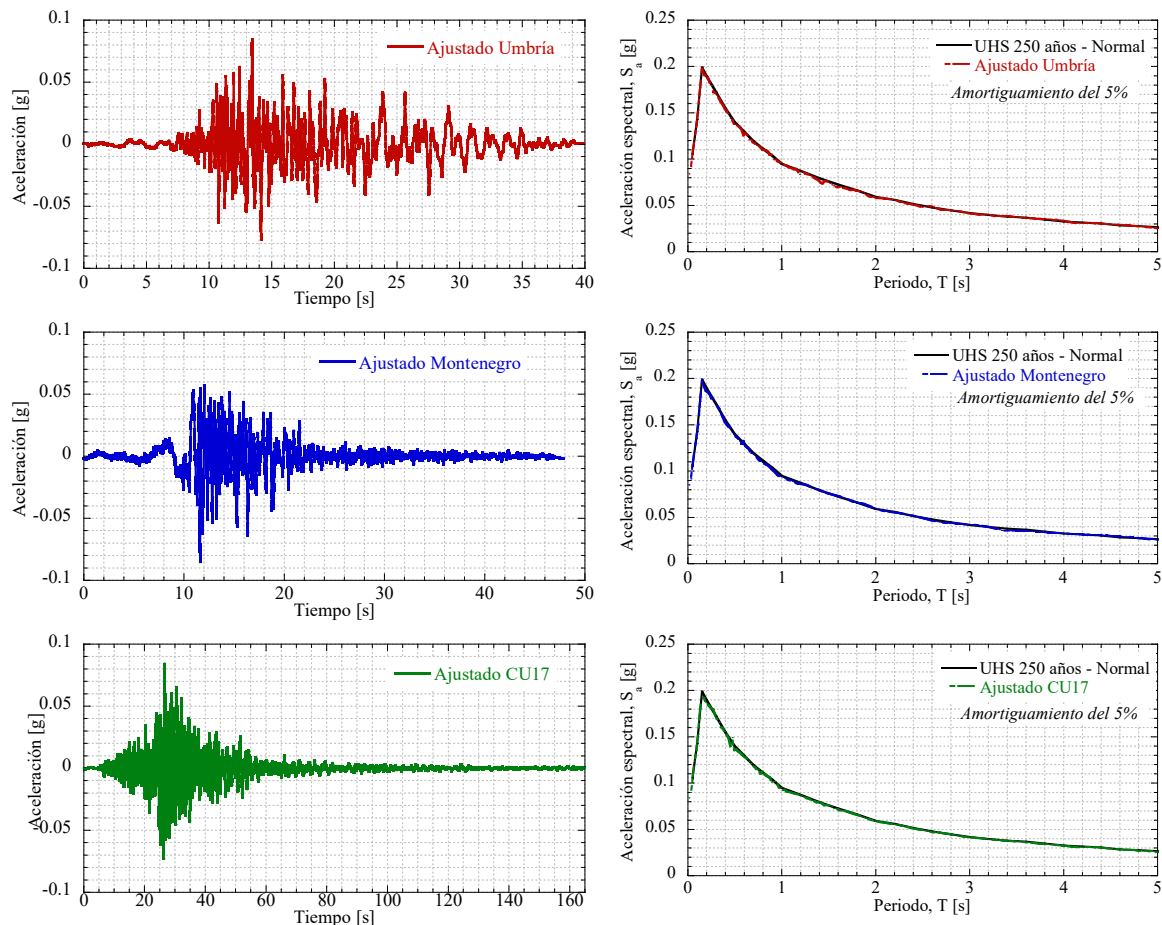


Figura 10. Señales ajustadas espectralmente del tipo normal.

Considerando esto, el código de construcción de la Ciudad de México establece el ambiente sísmico utilizando un espectro de peligro uniforme (UHS, por sus siglas en inglés) con un período de retorno de 250 años y que incluye tanto eventos normales como de subducción



con magnitudes 7.5 y 7.8  $M_w$  y distancias focales de 110 y 265 km, respectivamente (Ordaz, 2016).

Para incluir los efectos de la duración, la amplitud y el contenido de frecuencia en el caso estudio, se consideraron los seis movimientos del suelo en la Tabla 5, registrados en suelos firmes o afloramientos rocosos. Estas señales se ajustaron para que su espectro de respuesta amortiguado al 5% coincidiera con el UHS, utilizando el método de *ajuste espectral* propuesto por Lilhanand & Tseng (1988) y modificado por Abrahamson (2000). De esta manera, las señales de entrada son comparables entre sí y representan una condición de diseño realista para el sitio.

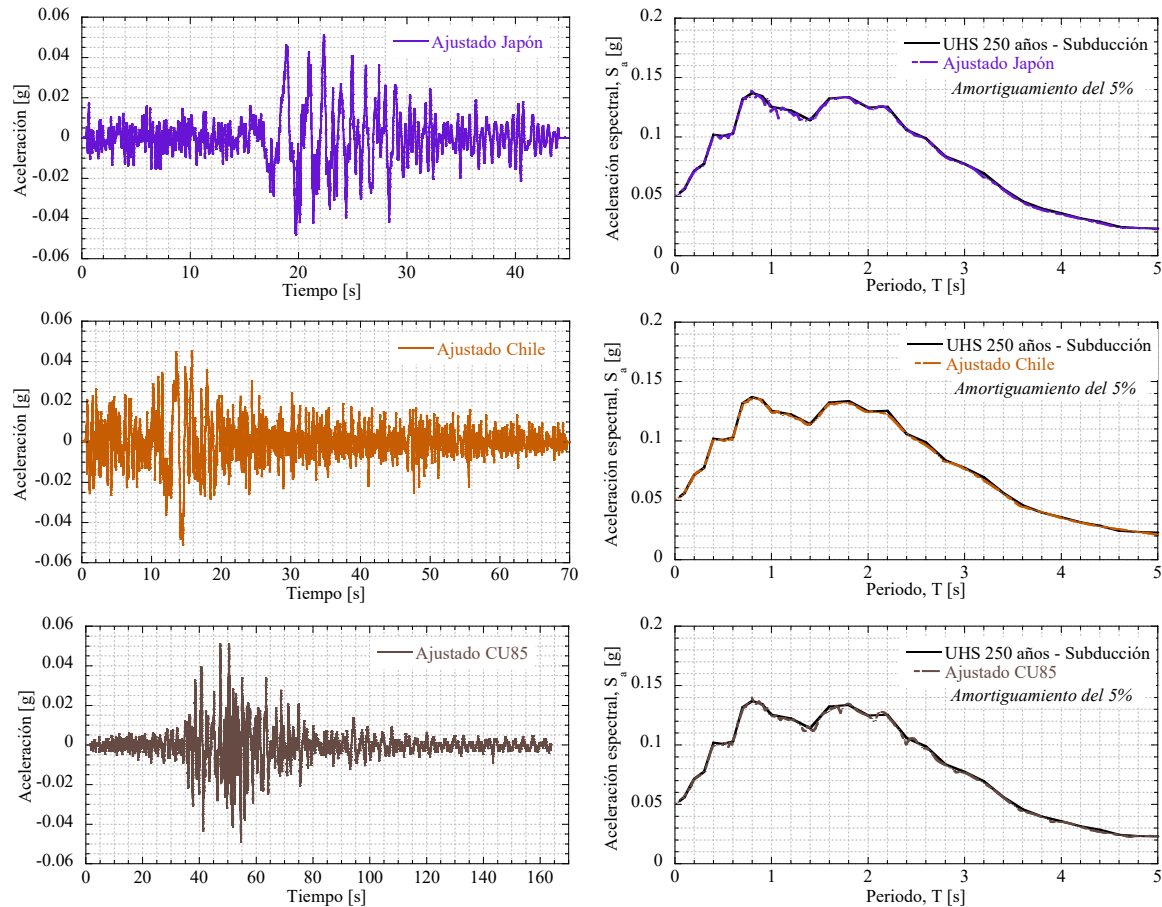


Figura 11. Señales ajustadas espectralmente de subducción.

Las señales ajustadas espectralmente para los sismos normales y de subducción se muestran respectivamente en las Figuras 10 y 11 acompañadas de su espectro de respuesta amortiguado al 5% y su comparación con el UHS. En los eventos del primer tipo, la aceleración espectral máxima en el UHS vale 0.2 g y se produce con un periodo de 0.2 s (5 Hz). En los del segundo tipo, la aceleración espectral máxima es ligeramente menor, de 0.14 g, y se produce con dos bandas de periodos, una entre 0.7 y 0.9 s (1.11 a 1.43 Hz) y otra entre 1.6 a 2.2 s (0.45 a 0.63 Hz).

Las señales modificadas espectralmente fueron asignadas como movimientos de *afloramiento* en la porción superior de la arena limosa y deconvolucionadas a la parte inferior

como movimiento *interior* durante los análisis unidimensionales de respuesta de sitio usando SHAKE. En estos, las propiedades del semi – espacio bajo el perfil estratigráfico se igualaron a las de la última capa. La extracción de movimientos interiores en lugar de solo los producidos por la onda ascendente, *i.e.* la mitad de los de afloramiento, se debe a que la base del modelo es rígida y que se espera que los materiales permanezcan en el rango casi lineal.

Tabla 6. Características de las señales de entrada.

Clave	$PGA$ [g]	$PGV$ [m/s]	$PGD$ [m]	$AI$ [m/s]	$HI$ [m]	$SD$ [s]	$T(S_{max})$ [s]	$(S_a)_{max}$ [g]	$ X _{max}$ [g·s]	$f(X_{max})$ [Hz]
Umbria	0.0332	0.0718	0.0372	0.0384	0.2931	19.36	0.82 (1.21 Hz)	0.0991	0.0594	0.69 (1.45 s)
Montenegro	0.0376	0.0907	0.0532	0.0225	0.2921	12.00	0.93 (1.07 Hz)	0.0878	0.0372	0.80 (1.25 s)
CU17	0.0314	0.1072	0.0387	0.0503	0.3063	39.12	0.73 (1.37 Hz)	0.0982	0.0764	0.58 (1.72 s)
Japón	0.0366	0.1046	0.0488	0.0531	0.5011	11.58	1.54 (0.65 Hz)	0.1296	0.0678	0.60 (1.67 s)
Chile	0.0441	0.1041	0.0483	0.0447	0.4898	17.56	1.06 (0.95 Hz)	0.1208	0.0660	1.27 (0.79 s)
CU85	0.0469	0.1111	0.0455	0.1032	0.4862	60.87	0.88 (1.14 Hz)	0.1242	0.1403	0.36 (2.75 s)

En la cual:  $PGA$ ,  $PGV$  y  $PGD$  son la aceleración, velocidad y desplazamiento máximos;  $AI$  y  $HI$  son las intensidades de Arias y Housner;  $SD$  es la duración significativa del movimiento;  $(S_a)_{max}$  y  $T(S_{max})$  son la aceleración espectral máxima y su periodo de ocurrencia; y tanto  $|X|_{max}$  como  $f(X_{max})$  la potencia máxima y su frecuencia asociada.

Las señales generadas con el procedimiento descrito se introdujeron en la base del modelo tridimensional de diferencias finitas en FLAC3D durante los análisis numéricos paramétricos. En la Tabla 6 se recopilan sus características más importantes y destaca que, si bien las aceleraciones espectrales máximas coinciden gracias al ajuste espectral, el contenido de frecuencias de cada señal es diferente. Esto se debe a que, a diferencia del espectro de respuesta, la transformada de Fourier una función *biunívoca* y, por ello, las señales ajustadas conservan gran parte de sus características de frecuencia. La variabilidad entre los espectros de potencia de los sismos involucrados en el análisis se observa en la Figura 12.

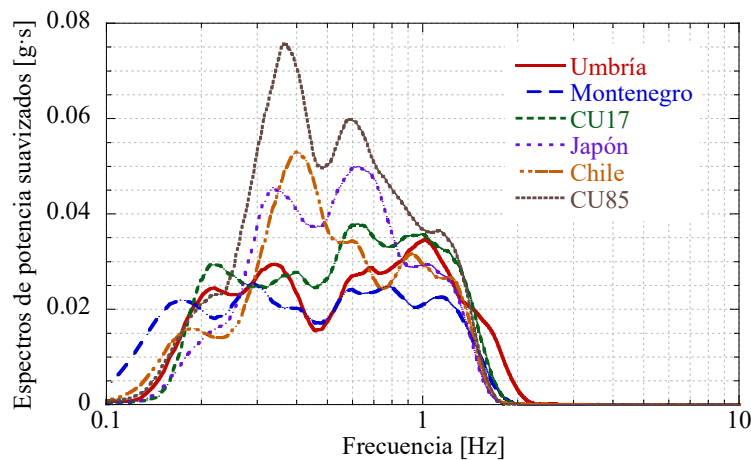


Figura 12. Espectros de potencia suavizados para los sismos incluidos en el análisis.

## 6 Análisis numéricos paramétricos

La interacción túnel – paso elevado en las arcillas blandas de la Ciudad de México se estudió considerando la tipología representada esquemáticamente en la Figura 13, utilizando un modelo tridimensional de diferencias finitas. Esta corresponde los sistemas compuestos por túneles y pasos elevados que se encuentran en la Ciudad de México, en los que el eje longitudinal del túnel coincide con el del puente.

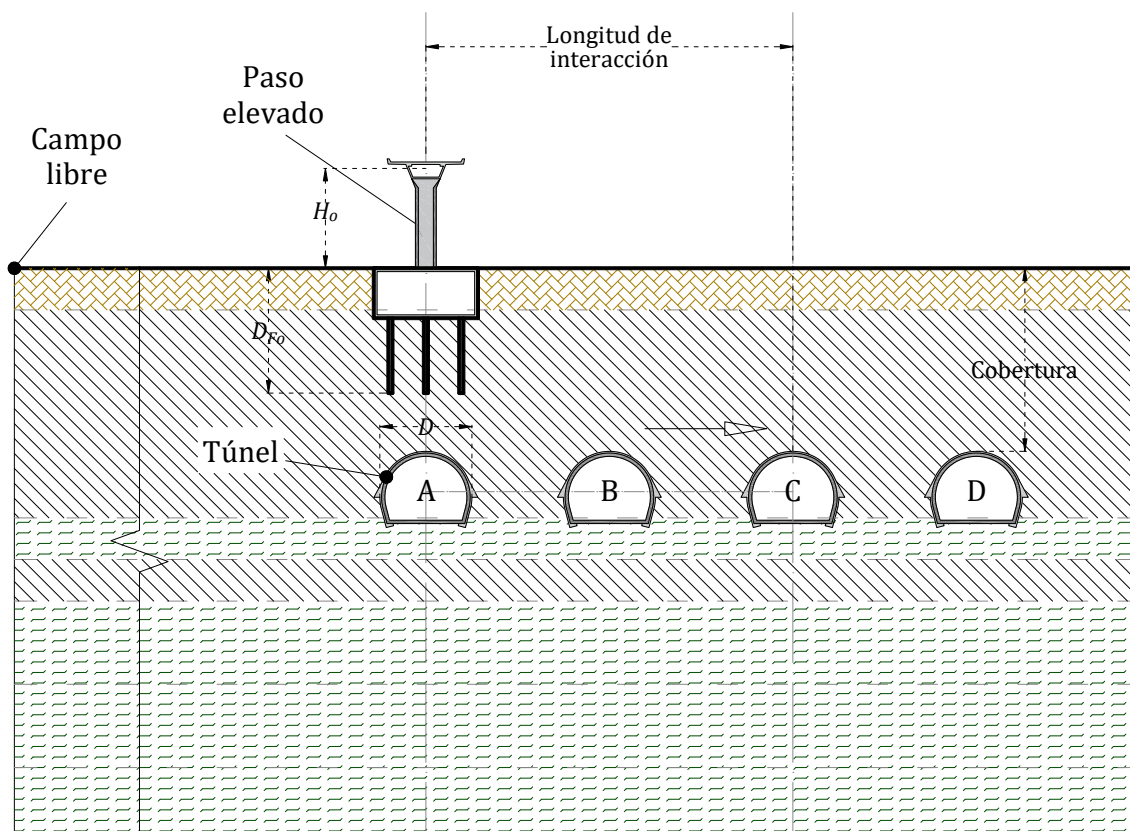


Figura 13. Esquema de la interacción túnel – paso elevado.

En los estudios paramétricos, el ancho  $D$  del túnel, la altura  $H_0$  y profundidad de desplante  $D_{F_0}$  de la cimentación del paso elevado, así como la cobertura del túnel se mantuvieron constantes e iguales a 11, 12, 15 y 22 m, respectivamente. La longitud de interacción entre el túnel y el paso elevado se varió de 0 a 3 veces el diámetro del túnel en los cuatro casos de la Tabla 7 y, además, se incluyó un caso adicional sin túnel como referencia. Cada uno de estos se sometió a la acción de los 6 sismos considerados y, por tanto, se desarrollaron 30 modelos.

Tabla 7. Casos de interacción entre túnel – paso elevado.

Caso	Longitud de interacción
A	0 $D$ (0 m)
B	1 $D$ (15 m)
C	2 $D$ (30 m)
D	3 $D$ (50 m)
Sin túnel	–

## 6.1 Modelación numérica

El modelo tridimensional de diferencias finitas desarrollado en el código FLAC3D es un prisma rectangular de 300 m de longitud, 60 m de ancho y 68 m de altura, subdividido horizontalmente en cada una de las capas y subcapas de suelo. El origen del sistema se ubica en la esquina inferior derecha y los ejes  $x$  y  $y$  coinciden con las direcciones transversal y longitudinal de los ejes del túnel y del paso elevado (Figura 14). En todos los casos analizados, el apoyo del paso elevado se localiza a 210 m del extremo izquierdo en la dirección transversal y a la mitad de la extensión en la dirección longitudinal. Por su parte, el túnel atraviesa el modelo de extremo a extremo en la dirección longitudinal y su eje se localiza a 210, 225, 240 y 250 m del extremo en la dirección transversal, según el caso. Los modelos correspondientes a cada uno de los 5 casos se muestran en la Figura 15.

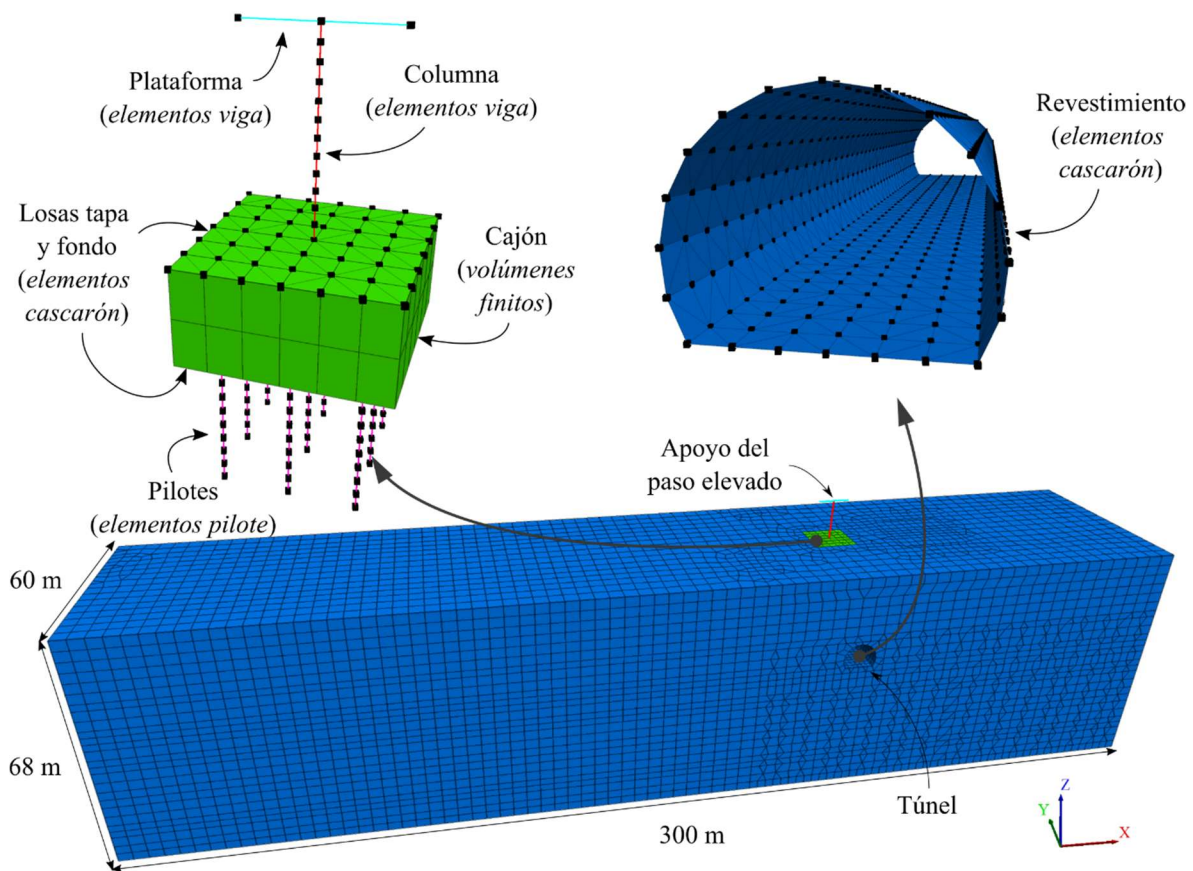


Figura 14. Modelo tridimensional de diferencias finitas.

Las dimensiones de los elementos sólidos se seleccionaron en función del tamaño y forma de las estructuras, así como del espesor de las capas de suelo. Se cuidó que su tamaño no excediera  $1/5$  de la relación entre la velocidad de onda cortante y la frecuencia de la señal en la que se concentra la mayor porción de su energía, para así evitar la distorsión de las ondas durante su propagación (Kuhlemeyer & Lysmer, 1973). Por ello, las dimensiones de los elementos se conservaron menores a 3 m considerando la velocidad de onda cortante más baja, de 70 m/s, y una frecuencia asociada a la mayor cantidad de energía de 4.6 Hz.



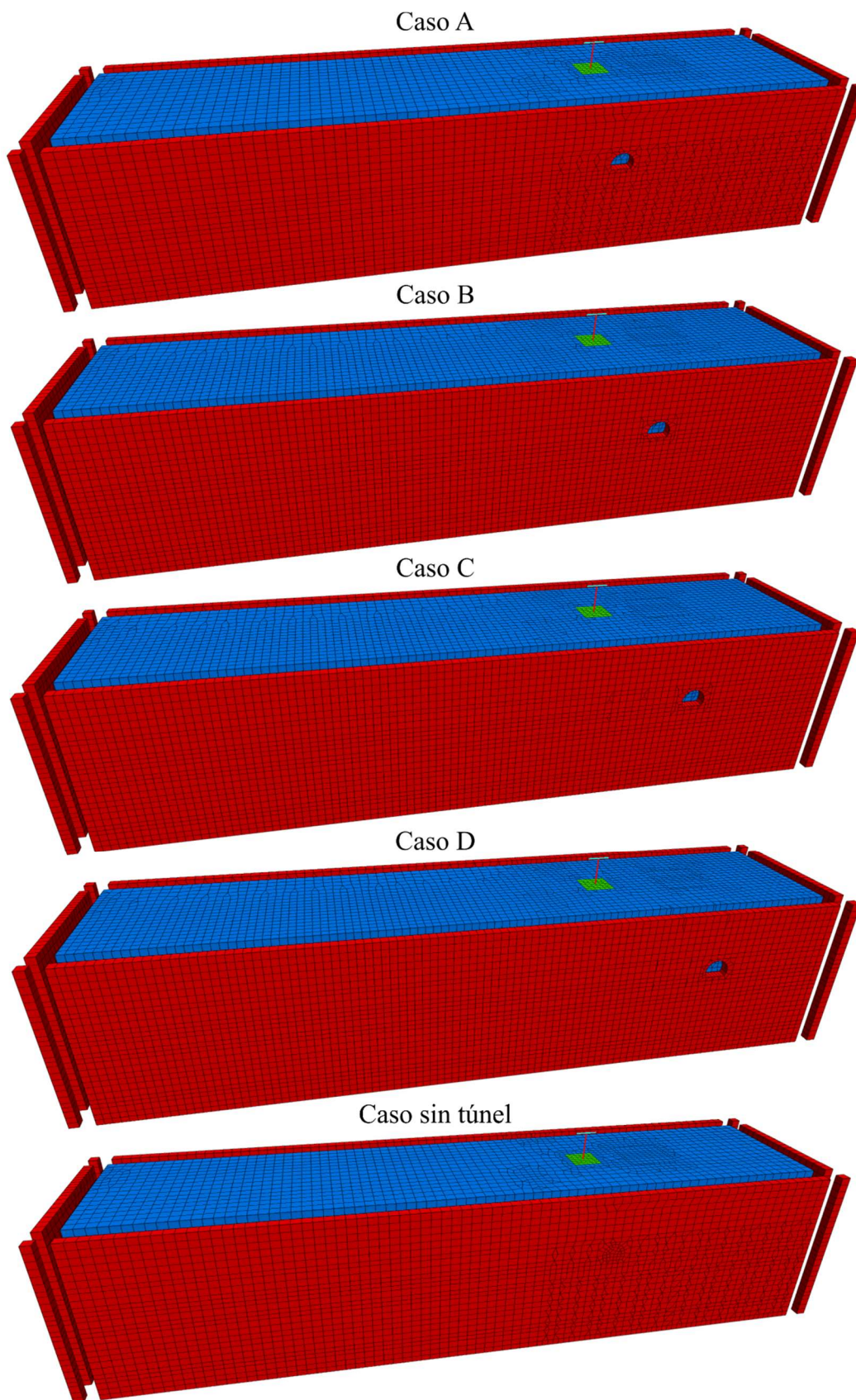


Figura 15. Modelos numéricos tridimensionales para el análisis de interacción túnel – paso elevado.

Para simular el gran contraste de rigidez del sitio, en el que arcillas blandas con velocidad de onda cortante muy baja yacen sobre suelos poco deformables, con velocidad de onda cortante mucho mayor, se asumió que la base del modelo es rígida. Además, en los bordes se colocaron las fronteras absorbentes incorporadas en FLAC3D para evitar el reflejo de las ondas en los límites así replicar las condiciones del campo libre. Es importante destacar que, a pesar de la proximidad del apoyo del paso elevado a los bordes cortos del modelo, las fronteras absorbentes fueron capaces de reproducir el comportamiento deseado.

## 6.2 Materiales

De manera previa se mencionó que las características dinámicas de la arcilla de la Ciudad de México permiten el uso de propiedades lineales equivalentes. Por ello, todos los materiales del modelo se designaron elásticos durante los análisis dinámicos. No obstante, en los análisis estáticos, orientados a establecer las condiciones iniciales, los suelos se asociaron a un criterio de falla Mohr – Coulomb. En ninguno de estos casos se produjo la fluencia del suelo.

En concordancia con lo anterior, el amortiguamiento del perfil estratigráfico se modeló con una formulación de Rayleigh aplicado solo a la masa. En la cual la relación de amortiguamiento mínima se obtuvo del análisis de respuesta de sitio unidimensional para cada subdivisión del perfil estratigráfico y la frecuencia mínima se hizo coincidir con la fundamental de la columna de suelo, de 0.5 Hz. Por otro lado, para la columna, plataforma y los pilotes se asumió un amortiguamiento local, independiente de la frecuencia, igual a 0.10, asociado a su amortiguamiento del 3%. Para el cajón de cimentación se siguió un procedimiento análogo al del perfil estratigráfico.

## 6.3 Puntos de control

Los resultados más importantes de los modelos desarrollados son los registros de aceleración, velocidad y desplazamiento en puntos seleccionados del modelo que se establecen en seguida (Figura 15). Estos son insumos del análisis de resultados pues incluyen los efectos combinados de: el sitio; la interacción suelo – estructura, tanto inercial como cinemática; y la interacción entre el túnel y el puente.

En la superficie cercana al sistema túnel – paso elevado, se registró el movimiento a lo largo de dos ejes transversales (en la dirección  $x$ ) denominados *eje central* y *eje límite*, respectivamente ubicados en el centro y el borde del modelo y compuestos por 13 y 15 puntos de control. De los puntos en el eje límite destaca el denominado A que se encuentra en el eje del paso elevado y se relaciona con el comportamiento entre apoyos. Además, se registró el movimiento en: el centro y extremos de la plataforma del paso elevado; en el centro de la base del cajón de cimentación del apoyo; así como en la bóveda y la contrabóveda del túnel, tanto en el centro como en el límite del modelo

Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Análisis numéricos paramétricos*

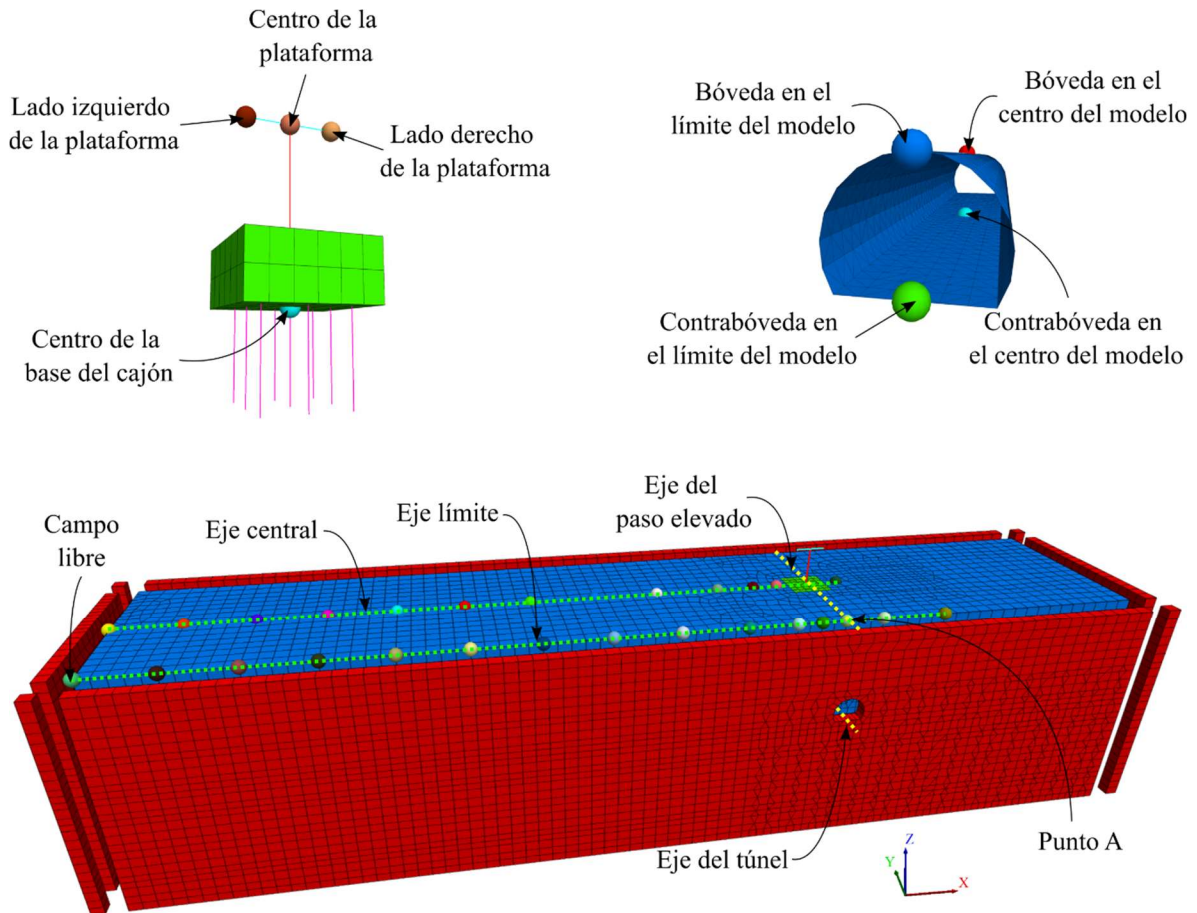


Figura 16. Puntos de control en el modelo.





## 7 Análisis de resultados

En las secciones siguientes se discuten las características de la interacción determinada en el sistema túnel – paso elevado. En estas, las direcciones  $x$  y  $y$  del modelo coinciden respectivamente con la transversal y longitudinal de los ejes del túnel y del paso elevado.

### 7.1 Factores túnel al paso elevado

Para establecer los efectos del túnel en el sistema túnel – paso elevado, en las Figuras 17 y 18 se muestran respectivamente las funciones de transferencia de la cimentación a la plataforma del paso elevado, así como del campo libre a su cimentación, normalizadas por la presencia del túnel y suavizadas con el método descrito en el Anexo 4. Dichas comparaciones son funciones de la frecuencia  $f$  y se denominan *factor túnel TF a la plataforma del paso elevado*  $TF_o$  o a su cimentación  $TF_{of}$ , según sea el caso (Mayoral & Mosqueda, 2021).

Matemáticamente, se describen como el cociente entre la función de transferencia  $H$  entre el movimiento en un punto  $A$  y otro  $B$ , tanto para la ausencia (0) como la presencia ( $t$ ) del túnel:

$$TF_{A \rightarrow B}(f) = \frac{[H_{A \rightarrow B}(f)]_0}{[H_{A \rightarrow B}(f)]_t} = \frac{[X_A(f)]_0 [X_B(f)]_t}{[X_B(f)]_0 [X_A(f)]_t} \quad (20)$$

En la que  $X$  es el valor complejo de la transformada de Fourier discreta para el registro de aceleración del movimiento en los puntos  $A$  y  $B$  de la región estudiada. Bajo esta definición, cuando el cociente supera la unidad, la interacción es *benéfica* pues la amplificación del movimiento con el túnel es menor que sin éste, *i.e.*  $(H_{A \rightarrow B})_0 > (H_{A \rightarrow B})_t$ . De lo contrario, la interacción es *perjudicial*, debido a que la amplificación en la presencia del túnel es mayor que en su ausencia, *i.e.*  $(H_{A \rightarrow B})_t > (H_{A \rightarrow B})_0$ . Con esto, es posible identificar bandas de frecuencia dañinas, en especial las que incluyen la fundamental del sitio y/o de las estructuras involucradas en la interacción.

La amplificación o atenuación del movimiento en la función de transferencia del movimiento del campo libre a la base de la cimentación se debe principalmente a la interacción suelo – estructura, mientras que la modificación en la función de transferencia del movimiento de la base de la cimentación a la plataforma del paso elevado incluye el efecto de la flexibilidad de la superestructura y su interacción con el suelo. Sean cuales fueren tales efectos, el cociente entre ambas funciones indica solo aquellos cambios asociados a la presencia del túnel. Por tanto, el *factor túnel al paso elevado* describe la variación inducida por el túnel en el movimiento de la plataforma del paso elevado con respecto al de su cimentación y el *factor túnel a la cimentación del paso elevado* representa la alteración generada por el túnel en el movimiento de la cimentación del paso elevado con respecto al campo libre.

Así, cuando el túnel se encuentra directamente bajo el paso elevado (caso A), la interacción en el movimiento del último es particularmente desfavorable en la banda de frecuencias de 1.3 a 2.6 Hz (0.38 a 0.77 s), que incluye a las propias del sitio y del paso elevado (Figura 17). Para la mayoría de los sismos, tanto en la dirección transversal como en la longitudinal se desarrollan valles perjudiciales que coinciden con la frecuencia del puente en cada dirección y en los que el  $TF_o$  medio vale 0.20 y 0.10, respectivamente. Tal coincidencia se debe a que el cajón se mueve casi como cuerpo rígido y, por ello, la modificación del movimiento

depende solo de la flexibilidad de la superestructura. Por el contrario, en los sismos de Montenegro y Chile, de naturaleza sismogénica diferente, la interacción es ligeramente favorable en la misma banda.

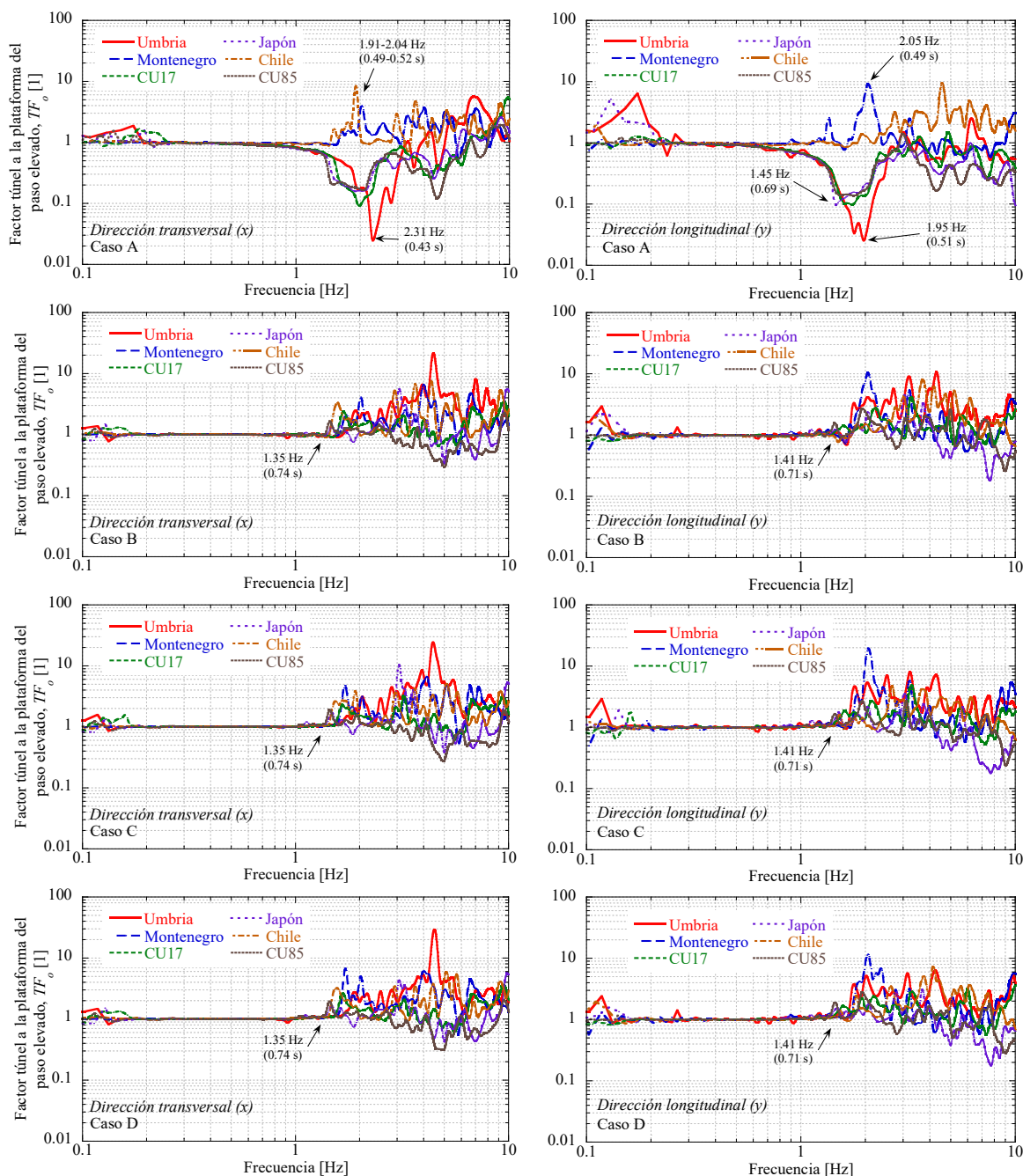


Figura 17. Factores túnel a la plataforma del paso elevado para el movimiento en las direcciones transversal y longitudinal, y para todos los casos y sismos.

Si bien los efectos de la interacción son intrincados en las frecuencias altas, parecen favorables en los eventos normales y perjudiciales en los de subducción, incrementándose con la magnitud del sismo. En las frecuencias bajas, el comportamiento es uniforme y la interacción es nula o benéfica. Por ello, se puede decir que la presencia del túnel es ligeramente más

desfavorable en el movimiento en la dirección de su eje y que, aunque están relacionados, la interacción depende más del contenido de frecuencias que del tipo de evento. Conforme la distancia entre el túnel y el paso elevado aumenta (casos B a D), el valle de interacción perjudicial en la banda de 1.3 a 2.6 Hz desaparece, pero se conserva la interacción favorable en las frecuencias mayores a 1.37 Hz (0.73 s).

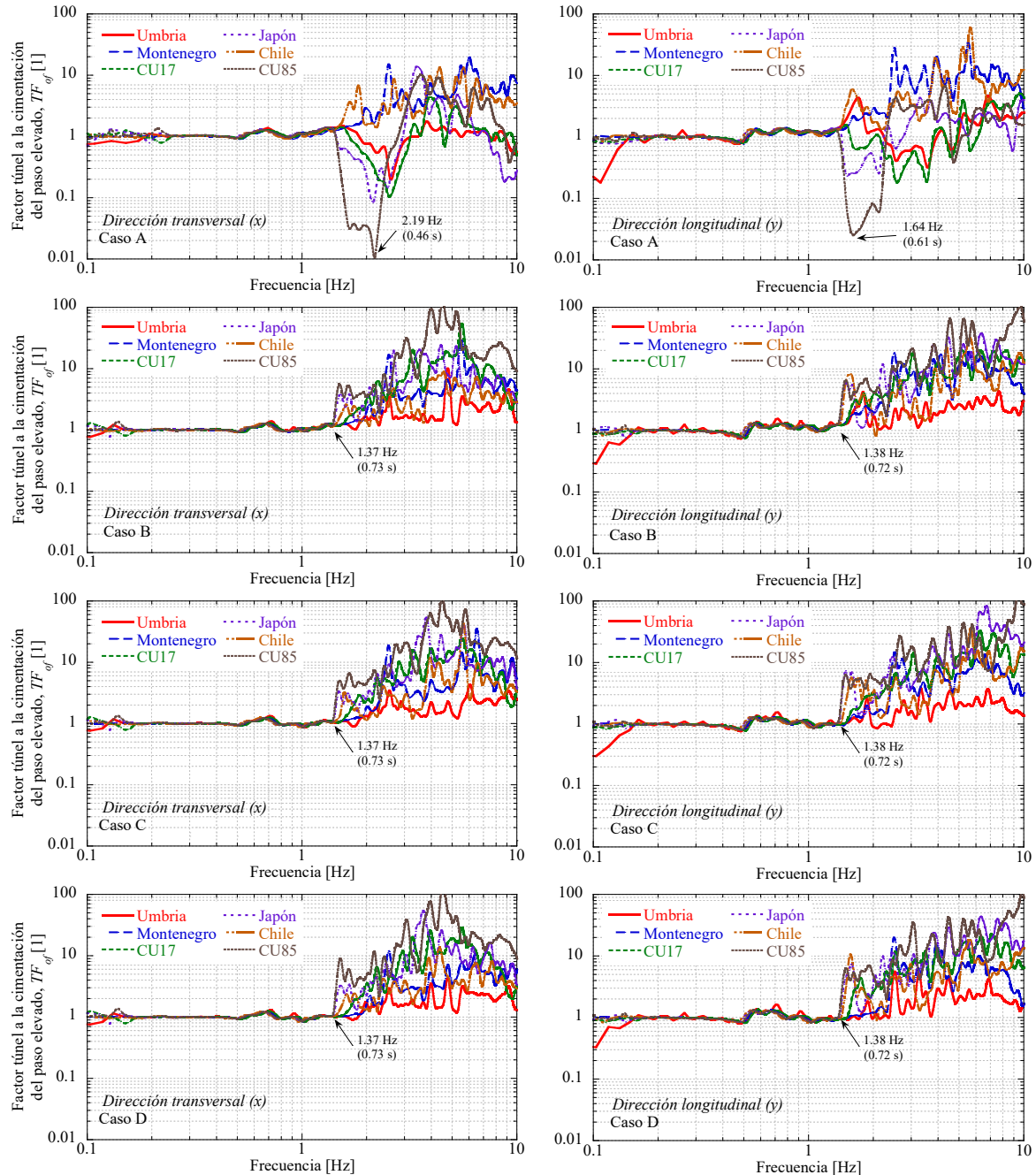


Figura 18. Factores túnel a la cimentación del paso elevado para el movimiento en las direcciones transversal y longitudinal, y para todos los casos y sismos.

Por su parte, la interacción en el movimiento de la cimentación del paso elevado (Figura 18) tiene un comportamiento similar al de su plataforma. Cuando el túnel se encuentra

directamente bajo el paso elevado (caso A), existe una banda de frecuencias de interacción perjudicial. En los valles de esta banda, el  $TF_{of}$  medio vale respectivamente 0.1 y 0.2 para el movimiento en las direcciones transversal y longitudinal, coincidiendo con la frecuencia fundamental del sitio y su primer armónico. Una vez más, parece que la interacción depende más del contenido de frecuencias que de la naturaleza sismogénica del evento, pues es: perjudicial para los sismos de CU85, CU17 y Japón; nula para el de Montenegro; y favorable para los de Umbría y Chile.

Al igual que para el movimiento del paso elevado, la interacción es nula o ligeramente benéfica en las frecuencias más bajas y tanto benéfica como perjudicial en las frecuencias altas. En éstas, el  $TF_{of}$  también se incrementa con la magnitud del sismo y vale entre 0.2 y 60. Consistentemente, conforme el túnel y el paso elevado se alejan (casos B a D), solo permanece la interacción, en este caso solamente benéfica, en las frecuencias altas.

## 7.2 Factor túnel al campo cercano

Para estudiar los cambios inducidos por el túnel en el movimiento de la superficie adyacente se definió también el *factor túnel al campo cercano*  $TF_{nf}$ . Este se obtiene como el cociente entre la función de transferencia del movimiento entre el campo libre y la superficie entre apoyos del puente (punto A), con y sin el túnel (Mayoral & Mosqueda, 2021). Tales funciones incluyen los efectos de la interacción suelo – túnel, pero excluyen los de la interacción suelo – apoyo del paso elevado. Por ello, el  $TF_{nf}$  representa la modificación del movimiento del terreno entre apoyos del paso elevado.

Asimismo, cuando el eje del túnel y del paso elevado coinciden (caso A), la interacción durante todos los sismos es ligeramente benéfica o nula para frecuencias menores a 1.35 Hz (0.74 s) y de favorable a ligeramente desfavorable para frecuencias mayores (Figura 19). En las últimas, existen picos de interacción benéfica para los sismos de Japón, CU17 y CU85 en los cuales el  $TF_{nf}$  vale entre 3 y 10, y que se encuentran asociados a una frecuencia media de 3.62 Hz (0.28 s) que coincide con el segundo armónico del paso elevado con base rígida. En los demás sismos, los picos son menores y se producen en frecuencias más bajas, entre 2.51 y 2.55 Hz (0.39 a 0.40 s), que incluyen el segundo armónico del sitio. Adicionalmente, en el sismo de CU85 se produce un valle de interacción perjudicial para el movimiento en las direcciones transversal y longitudinal, asociado a las frecuencias fundamentales del paso elevado en cada dirección, y en el que el  $TF_{nf}$  vale 0.20 y 0.10, respectivamente.

Nuevamente, conforme el túnel y el paso elevado se alejan (casos B, C y D), solo permanece la interacción benéfica o ligeramente perjudicial en las frecuencias mayores a 1.45 Hz (0.69 s). En la dirección longitudinal, se presentan picos ocasionales de interacción benéfica asociados a frecuencias entre 1.60 y 1.74 Hz (0.57 a 0.63 s). Mientras que en la dirección transversal existe un pico con frecuencia media de 2.50 Hz (0.40 s), que permanece inalterado con la separación. Por tanto, se puede decir que la interacción túnel – apoyo del paso elevado perturba el movimiento del túnel y este transmite el efecto en la dirección de su eje, afectando el movimiento de la superficie entre apoyos.

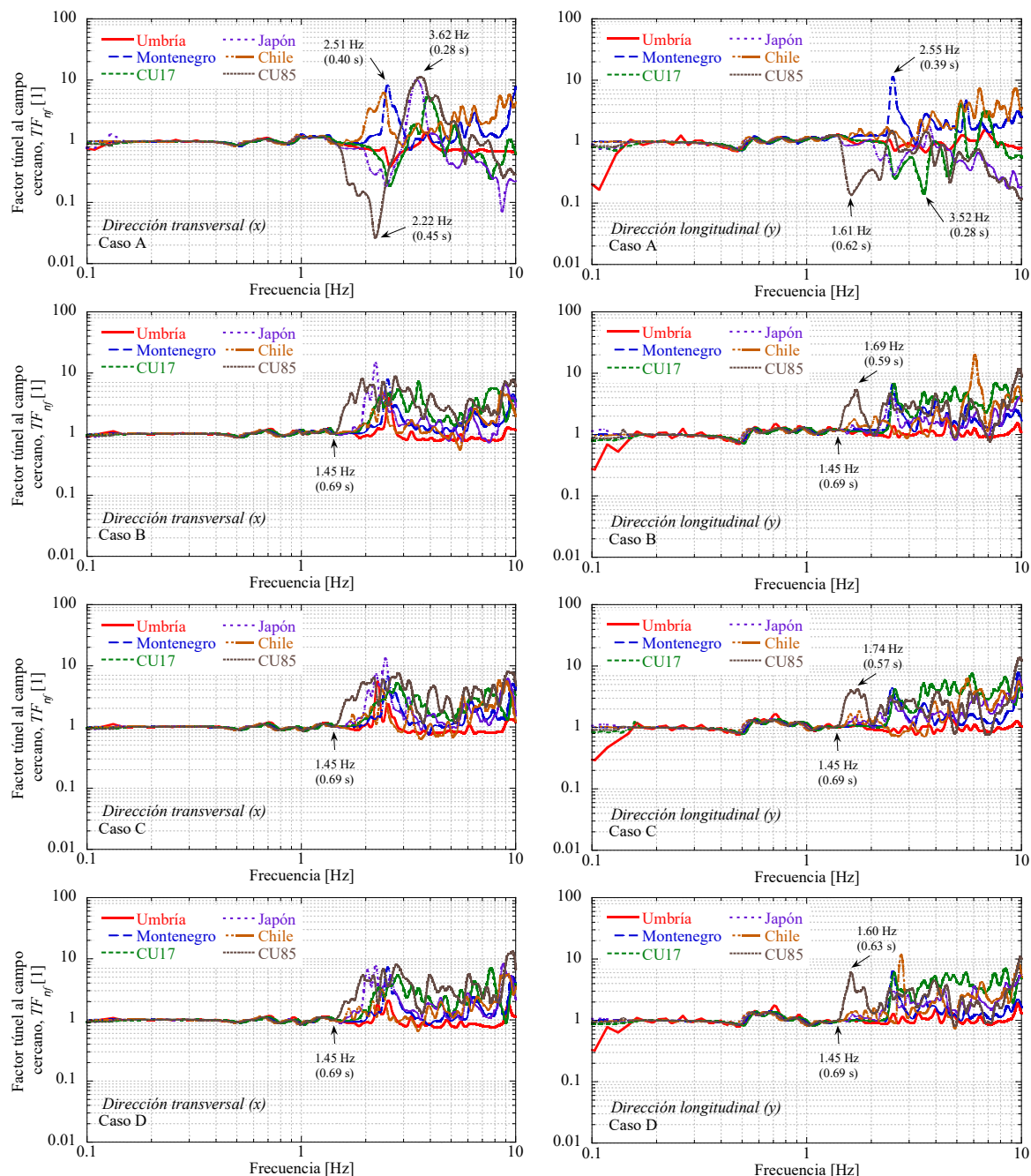


Figura 19. Factores túnel al campo cercano para el movimiento en las direcciones transversal y longitudinal, y para todos los casos y sismos.

### 7.3 Cambios en el comportamiento del paso elevado

En primer lugar, la Figura 20 muestra la variación de la aceleración espectral máxima  $(S_a)_{\max}$  de la plataforma del paso elevado para cada sismo y caso analizado. En esta, se observa que la ordenada espectral es mucho mayor para el movimiento en la dirección longitudinal (y) que en la transversal (x), y también mayor en los sismos normales que en los de subducción. Esto se debe a que, gracias al ajuste espectral, los sismos normales



concentran su energía en periodos que coinciden con el fundamental del apoyo en la dirección longitudinal.

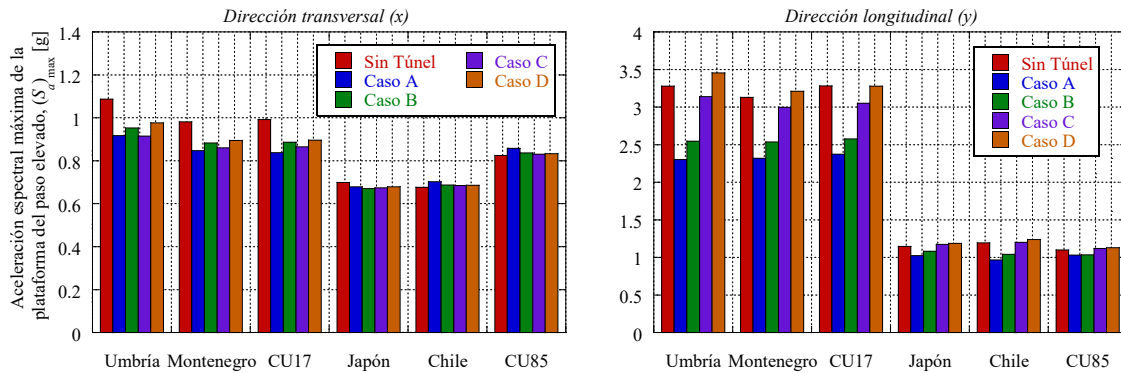


Figura 20. Cambio en la aceleración espectral máxima de la plataforma del paso elevado.

Cuando el túnel se encuentra bajo el edificio (caso A), la  $(S_a)_{\max}$  en la dirección longitudinal se abate con respecto al caso sin túnel un 28 y 12% para los eventos normales y de subducción, respectivamente. En ambos casos, tal reducción decae con la separación entre las estructuras, pues: se reduce respectivamente a 21 y 8% cuando el túnel se encuentra a un diámetro del puente (caso B); y es prácticamente nula cuando la distancia supera dos diámetros del túnel (casos C y D). En la dirección transversal, la disminución de la  $(S_a)_{\max}$  es menor en los sismos normales y casi nula en los de subducción. En los primeros, decae hasta un 15% cuando los ejes de las estructuras coinciden (caso A) y se recupera ligeramente conforme ambas se separan.

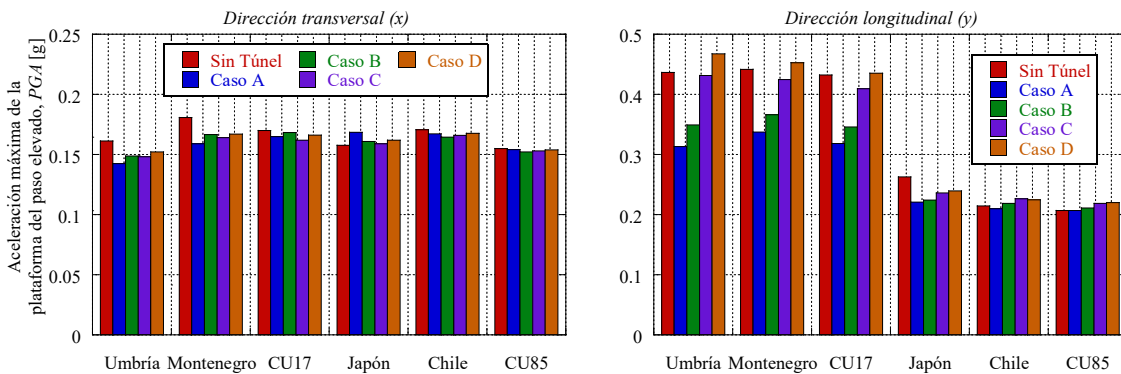


Figura 21. Cambio en la aceleración máxima de la plataforma del paso elevado.

Al igual que la aceleración espectral máxima, la aceleración máxima  $PGA$  de la plataforma del paso elevado (Figura 21) en la dirección longitudinal tiene valores que doblan los registrados en la dirección transversal. En el primer caso, cuando el túnel se encuentra bajo el paso elevado (caso A) la  $PGA$  disminuye hasta un 26% con respecto al caso sin túnel en los sismos normales, y hasta un 6% en normales. En ambos tipos de sismo, la  $PGA$  en esta dirección recupera un valor similar al caso sin túnel cuando la distancia entre las estructuras supera dos diámetros del túnel (casos C y D). Por otro lado, la modificación de la  $PGA$  en la dirección transversal con respecto al caso sin túnel es menor para los sismos normales y prácticamente nula en los de subducción. En los del primer tipo, esta reducción permanece conforme la distancia entre las estructuras aumenta (casos B a D).

En la Figura 22 se muestra el desplazamiento absoluto máximo  $PGD$  registrado en la plataforma del paso elevado. En esta, se advierte que el  $PGD$  es ligeramente mayor en la dirección longitudinal que en la transversal y, en contraste con las medidas anteriores, menor en los eventos normales que en los de subducción, aproximadamente en función de la magnitud del sismo. En la dirección transversal, la reducción del  $PGD$  con respecto al valor aislado (caso sin túnel) es mínima, menor al 3%. Sin embargo, en la longitudinal existe tanto un ligero decremento menor al 5% respecto al valor sin interacción para los sismos normales, como un incremento de hasta 8% en los de subducción.

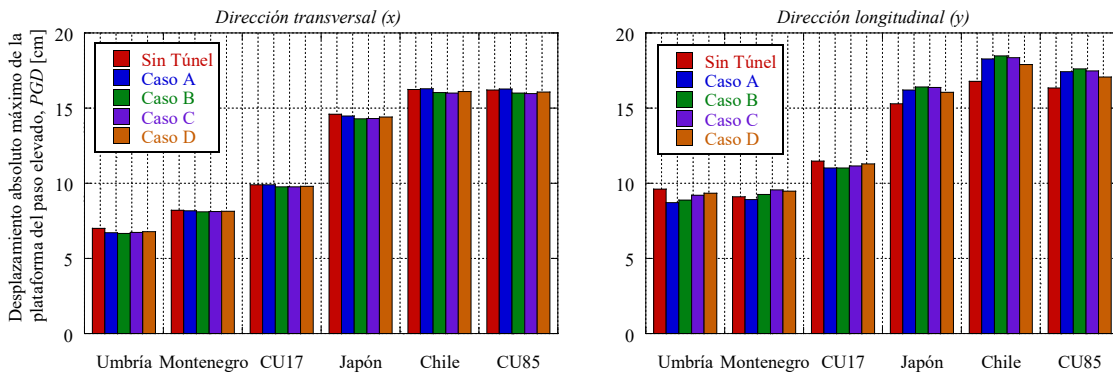


Figura 22. Cambio en el desplazamiento absoluto máximo de la plataforma del paso elevado.

El abatimiento del  $PGD$  en la dirección longitudinal en los eventos normales es máximo cuando el túnel se encuentra bajo el paso elevado (caso A) y, consistentemente con lo observado en las medidas de intensidad anteriores, el valor sin interacción se recupera cuando la separación supera tres diámetros del túnel (caso D). En contraste, en los sismos de subducción el  $PGD$  en tal dirección aumenta con la distancia, alcanzando un incremento máximo cuando la separación vale entre 1 y 2 diámetros del túnel (caso B y C). Para estos eventos, parece que el valor sin interacción se recupera con una distancia entre las estructuras mayor que 3 veces el diámetro del túnel.

En la Figura 23 se recopila la variación de la intensidad de Housner  $HI$  del movimiento de la plataforma del paso elevado, definida como la integral del espectro de velocidad amortiguado al 5% para periodos entre 0.1 y 2.5 s (Housner, 1952). Esta medida de intensidad se relaciona directamente con la energía del movimiento y permite clasificar su magnitud en cada caso analizado. A diferencia del primer par de medidas, la  $HI$  es 73 y 42% mayor en los sismos de subducción que en los normales en la dirección transversal y longitudinal, respectivamente. Adicionalmente, gracias al ajuste espectral el comportamiento es más uniforme en cada tipo de evento.

En la dirección transversal, la variación de  $HI$  con la separación entre las estructuras es casi nula, menor al 4% en los sismos normales y al 1% en los de subducción. Sin embargo, en la dirección perpendicular el comportamiento es diferente para cada tipo de sismo. En los normales, la  $HI$  decrece un 10% con respecto al caso aislado (caso sin túnel) cuando el túnel se encuentra bajo el paso elevado (caso A) y recupera su valor sin interacción cuando la distancia entre las estructuras supera dos diámetros del túnel (casos C y D). En los sismos de subducción, la  $HI$  aumenta conforme el túnel se separa del paso elevado, alcanzando un incremento del 4% cuando la distancia entre las estructuras vale entre 2 y 3 diámetros del

túnel (casos B y C). En este caso, al igual que lo observado en el *PGD*, parece que el valor sin interacción (caso sin túnel) se recupera para separaciones mayores a 3 diámetros del túnel.

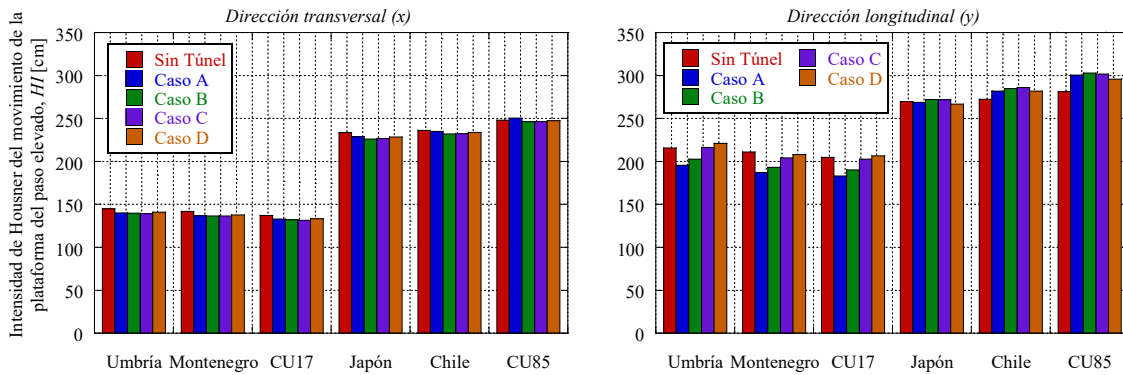


Figura 23. Cambio en la intensidad de Housner del movimiento de la plataforma del paso elevado.

Aunque las medidas anteriores indican que el movimiento global del paso elevado se reduce, el movimiento relativo de la estructura se incrementa. Al respecto, en la Figura 24 se muestra el desplazamiento relativo máximo  $\delta_{\max}^*$  de la plataforma, obtenido como el valor absoluto máximo de la diferencia instantánea entre el movimiento registrado en el centro de la plataforma del paso elevado y la base del cajón de cimentación. Esta medida se relaciona con las fuerzas internas en la columna del apoyo y permite estimar su variación por el túnel.

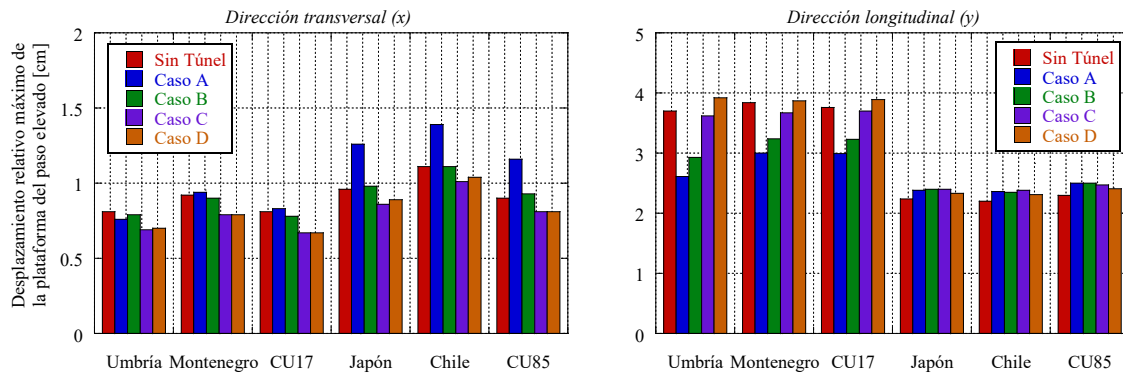


Figura 24. Cambio en el desplazamiento relativo máximo de la plataforma del paso elevado.

En esta figura se percibe que el  $\delta_{\max}^*$  es mayor en la dirección longitudinal que en la transversal, así como que aumenta por la presencia del túnel en la dirección transversal, pero disminuye en la longitudinal. Además, que los sismos de subducción producen una variación mayor en la dirección transversal, mientras que los normales lo hacen en la longitudinal. Estos efectos surgen respectivamente de: la mayor reducción de masa y aumento de rigidez por la excavación del túnel en la dirección longitudinal; y de que cada tipo de sismo concentra su energía en periodos que coincide con los naturales de la estructura en cada dirección.

Para los sismos de subducción, el  $\delta_{\max}^*$  en la dirección transversal: aumenta un 28% con respecto al caso sin túnel cuando el eje del túnel y el del paso elevado coinciden (caso A); retoma su valor sin interacción cuando la distancia entre las estructuras es de un diámetro del túnel (caso B); y disminuye entre 8 y 10% para distancias mayores (casos C y D). Al igual



que con la  $HI$ , es posible que la interacción desaparezca con distancias entre las estructuras mayores a 3 diámetros del túnel.

Para los sismos normales, el  $\delta_{\max}^*$  en la dirección transversal tiene un comportamiento similar que en los de subducción. Sin embargo, para estos, el incremento es prácticamente nulo de, en promedio, 1%. En contraste, en la dirección longitudinal acusan un decremento del  $\delta_{\max}^*$  del 24% con respecto al caso aislado (caso sin túnel) cuando el túnel se encuentra bajo el paso elevado (caso A). Nuevamente, el abatimiento disminuye conforme la distancia entre las estructuras aumenta (casos B y C) y, a diferencia de los eventos de subducción, el valor sin interacción se recupera cuando la distancia supera tres diámetros del túnel (caso D).

La interacción desfavorable en el comportamiento del paso elevado también se observa en el incremento de la rotación vertical máxima de su plataforma  $(\theta_v)_{\max}$ , mostrada en la Figura 25 y estimada como se describe en el 0. Al igual que el  $\delta_{\max}^*$ , este parámetro se relaciona con los momentos de flexión en la columna del apoyo. Es importante mencionar que la gran rigidez horizontal de la plataforma resultó en rotaciones horizontales, asociadas a la torsión en la columna del apoyo, numéricamente imperceptibles.

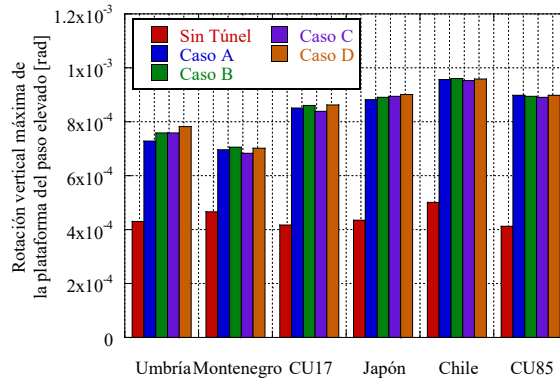


Figura 25. Cambio en la rotación vertical máxima de la plataforma del paso elevado.

En este caso, la presencia del túnel incrementa la  $(\theta_v)_{\max}$  de la plataforma hasta un 80 y 105% con respecto al caso aislado (sin túnel) en los sismos normales y de subducción, respectivamente. Aunque tiene diferente magnitud, la variación de la  $(\theta_v)_{\max}$  por la interacción es similar en ambos tipos de evento y aumenta con la separación entre el túnel y el paso elevado para algunos eventos. En virtud de que la tendencia de decremento con la distancia existe solo en algunos casos, es posible que el aumento de la  $(\theta_v)_{\max}$  se desvanezca con separaciones mucho mayores a 3 diámetros del túnel. Adicionalmente, como dicho comportamiento es muy similar en todos los eventos, parece que la rotación de la plataforma es relativamente insensible a la naturaleza y contenido de frecuencias del sismo.

Junto a lo anterior, las fuerzas internas en los pilotes del paso elevado también aumentan por la incoherencia generada por el túnel. En la Figura 26 se muestra el rango de variación de las cargas axiales instantáneas registradas en los pilotes durante cada sismo, y en las Figuras 27 y 28 se recopilan las mayores fuerzas cortantes y momentos flexionantes biaxiales en la sección transversal de cada pilote. En estas, la numeración de los pilotes coincide con la mostrada en la Figura 9 y, en el último par, se añade como referencia el caso estático, antes del sismo. Al respecto, en virtud de que los elementos estructurales estáticos son

prácticamente independientes de la presencia y posición del túnel, es evidente que la interacción túnel – paso elevado es principalmente nociva en condiciones sísmicas.

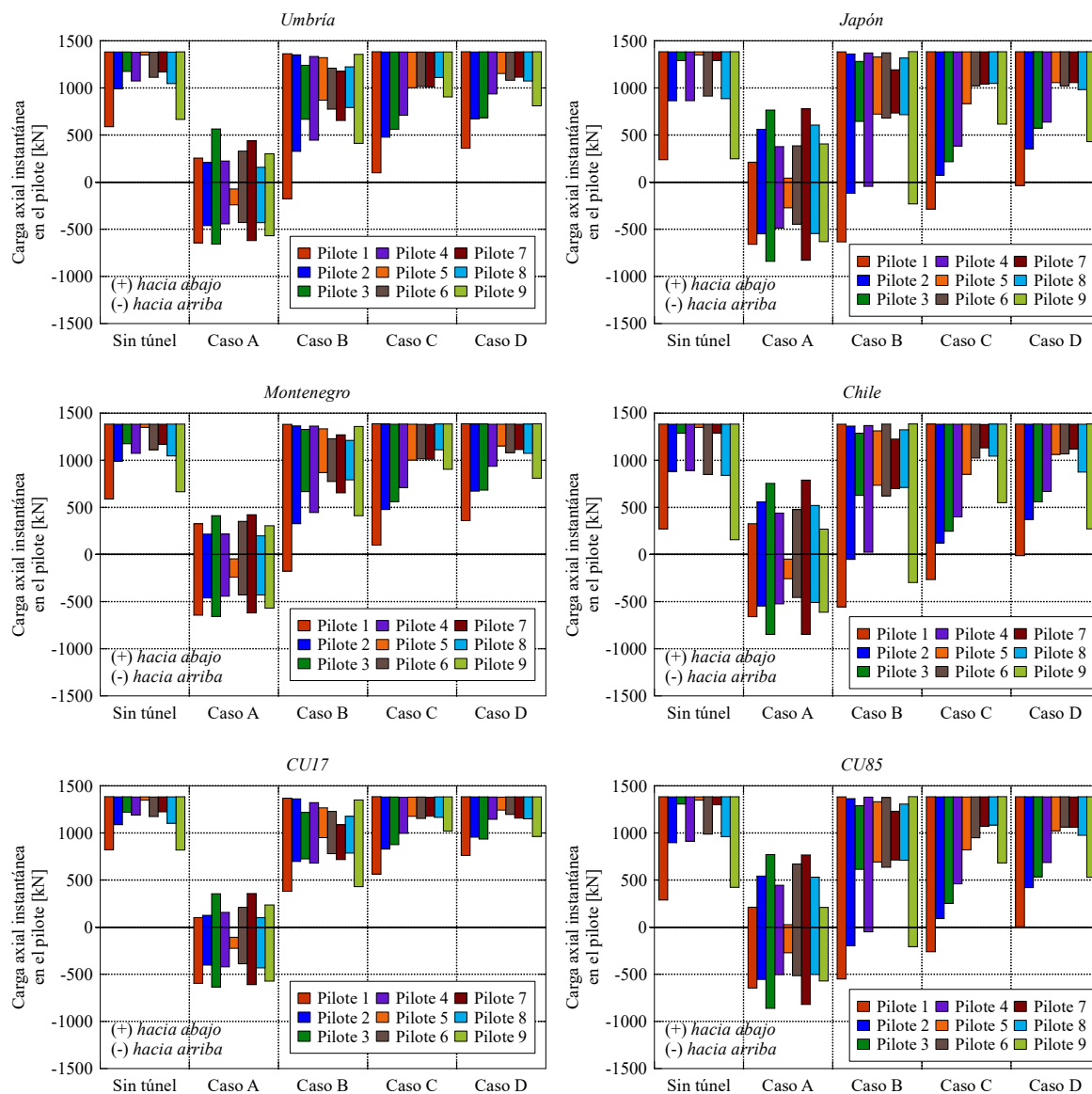


Figura 26. Carga axial instantánea máxima y mínima registrada en cada pilote durante los eventos normales y de subducción para todos los casos analizados.

En la Figura 26 queda claro que la presencia del túnel directamente bajo el apoyo del paso elevado (caso A) magnifica la rotación de la cimentación. En consecuencia, la carga axial se reduce hasta cambiar de dirección y, por ello, algunos pilotes se encuentran a tensión durante la mayor parte del sismo. Este efecto es mayor en los sismos normales que en los de subducción y disminuye abruptamente conforme las estructuras se separan. También destaca que el eje de rotación de la cimentación para el caso sin túnel, perpendicular a la dirección del sismo, gira y se desplaza conforme el túnel se aleja del paso elevado. Cuando la separación supera dos diámetros del túnel (casos C y D), la carga axial máxima recupera su valor sin túnel, pero la rotación asimétrica continúa, disminuyendo significativamente la carga axial en los pilotes extremos.

Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Análisis de resultados*

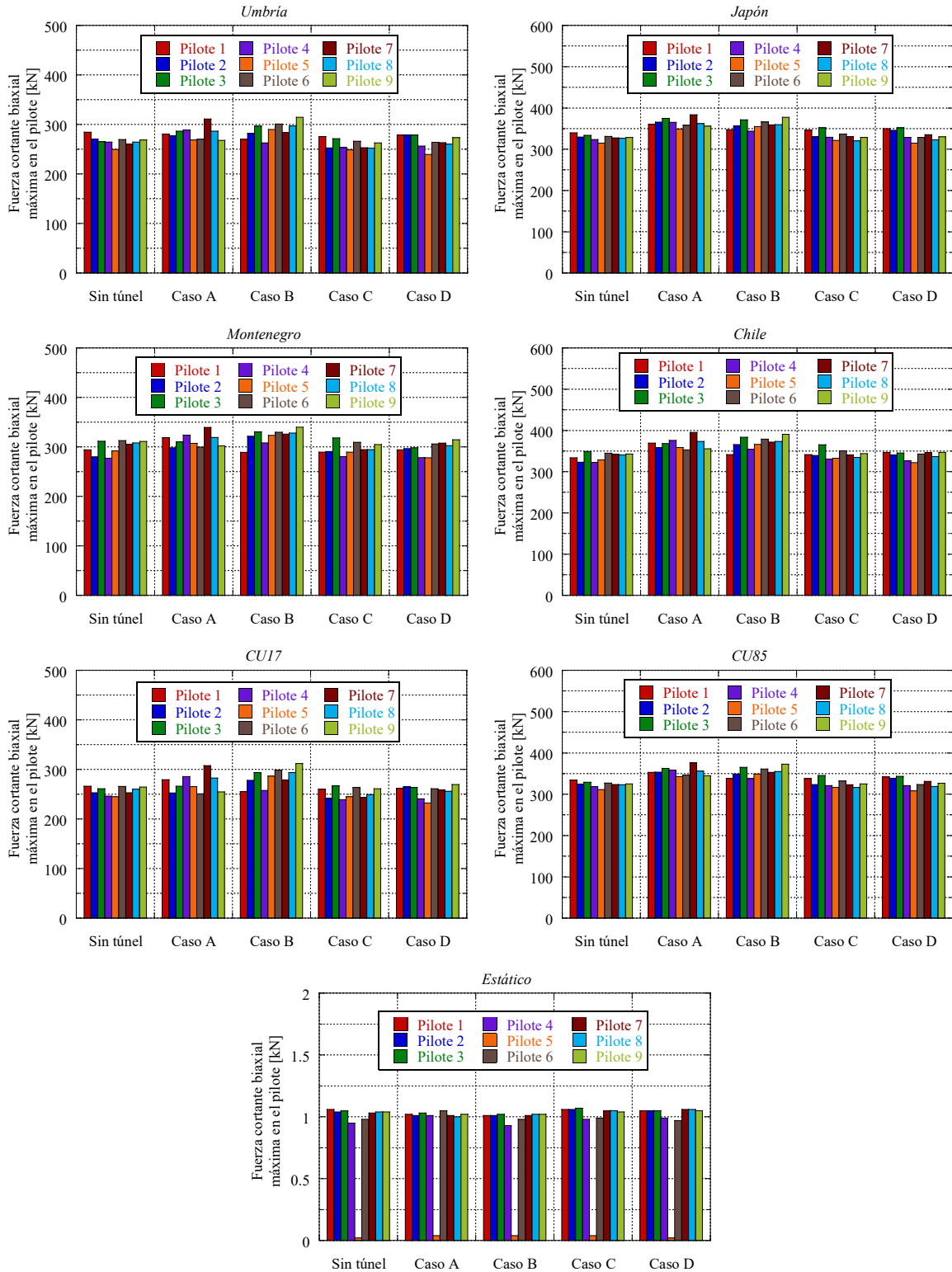


Figura 27. Máxima fuerza cortante biaxial registrada en la sección transversal de cada pilote durante los eventos normales y de subducción para todos los casos analizados.

Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Análisis de resultados*

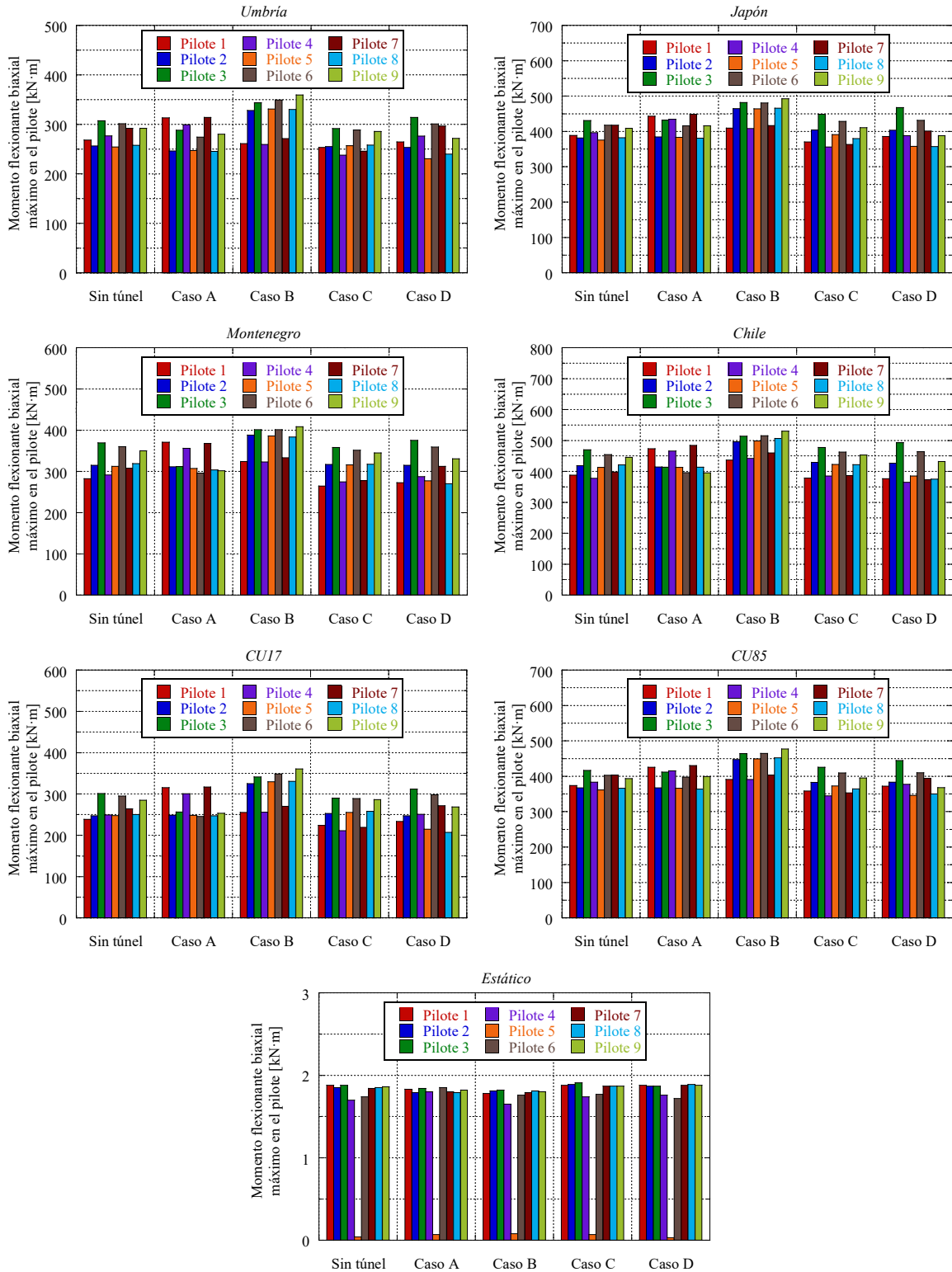


Figura 28. Máximo momento flexionante biaxial registrado en la sección transversal de cada pilote durante los eventos normales y de subducción para todos los casos analizados.

El aumento de la rotación de la cimentación del paso elevado también perturba las fuerzas internas en los pilotes. Cuando el eje del túnel y del paso elevando coinciden (caso A), la

fuerza cortante se incrementa hasta 22% con respecto al caso aislado (sin túnel) en algunos pilotes, pero también se reduce hasta 6% en otros. El momento flexionante, por su parte, aumenta hasta 32% en los pilotes de un extremo del cajón y disminuye hasta 18% en los del extremo contrario. Conforme las estructuras se separan (casos B a D), el cambio medio de la fuerza cortante en los pilotes se homogeniza y disminuye con respecto al caso sin túnel. En contraste, el incremento del momento flexionante aumenta ligeramente, hasta 33%, en la mayor parte de los pilotes, y el decremento, de hasta el 7%, ocurre solo en algunos pilotes extremos. Cuando la distancia entre las estructuras supera dos diámetros del túnel (casos C y D), la fuerza cortante se incrementa, en promedio, un 2% con respecto al caso aislado, y el momento flexionante disminuye en los pilotes, en promedio, un 1% con respecto al caso aislado. Este efecto es aproximadamente independiente del contenido de frecuencias y de la naturaleza del sismo y, como consecuencia de la teoría elástica de vigas, de magnitud similar en la fuerza cortante y el momento flexionante.

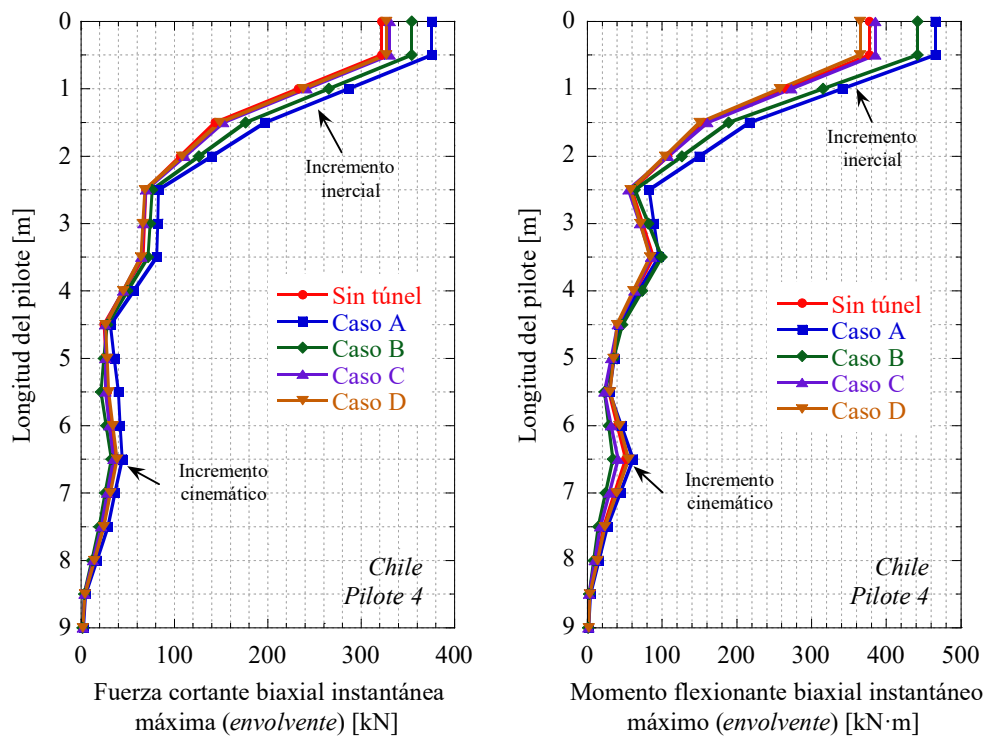


Figura 29. Distribución envolvente de las máximas fuerzas internas registradas en el pilote más esforzado durante el sismo más intenso.

La distribución general de las fuerzas internas sísmicas en todos los pilotes es similar a las envolventes mostradas en la Figura 29 para el pilote más esforzado durante el sismo más intenso. En esta, es claro que tanto la fuerza cortante como momento flexionante se incrementan cerca del empotramiento por la sobrecarga propiciada por la rotación de la cimentación. Este aumento, producto de la interacción *inercial*, se disipa rápidamente en la mitad superior del pilote y se reduce con la separación entre el túnel y el paso elevado. Cuando el eje del túnel y el paso elevado dejan de coincidir, se convierte en una ligera reducción que desaparece con la separación entre las estructuras (casos B a D). Adicionalmente, en la porción inferior del pilote ocurre un ligero incremento de los elementos mecánicos de naturaleza *cinemática* debido a la propagación incoherente de las

ondas sísmicas perturbadas por el túnel. Dicho incremento es casi uniforme en la longitud del pilote y, en este, la distribución de la fuerza cortante y el momento flexionante tiene sus puntos característicos a cada 3 m, coincidiendo aproximadamente con la longitud de onda.

## 7.4 Cambio del periodo y el amortiguamiento del paso elevado

En la Figura 30 se muestran los periodos  $T_0^*$  y relaciones de amortiguamiento  $\beta_0^*$  del apoyo del paso elevado con base flexible estimados durante los casos de interacción mediante el procedimiento descrito en el Anexo 6 para cada dirección del movimiento. Vale la pena destacar que los cambios abruptos en ambas cantidades se deben a la proximidad entre los picos en la función de transferencia asociados a otros participantes de la interacción.

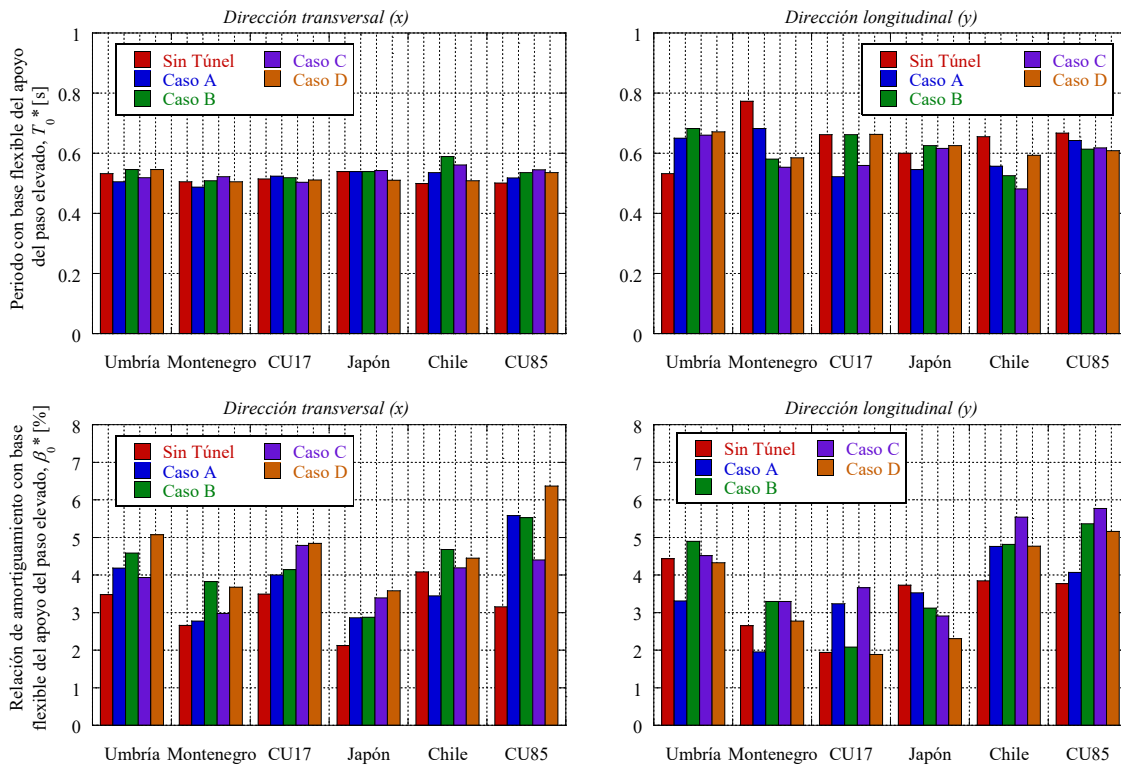


Figura 30. Periodos y relaciones de amortiguamiento del apoyo del paso elevado con base flexible en todos los casos estudiados.

En esta figura se observa que, a pesar de las limitaciones del procedimiento, el  $T_0^*$  tiene un comportamiento aproximadamente uniforme en la dirección transversal ( $x$ ), y un poco más intrincado en la longitudinal ( $y$ ). Para todos los sismos y posiciones del túnel, el  $T_0^*$  vale, en promedio, 0.53 y 0.61 s en cada dirección. Cuando el túnel se encuentra directamente bajo el paso elevado (caso A) y conforme la separación entre ambos aumenta (casos B a D), el  $T_0^*$  en la dirección transversal crece, en promedio, un 2% con respecto al caso aislado (sin túnel). En contraste, en la dirección longitudinal el  $T_0^*$  disminuye, en promedio, un 5% por el túnel. Por su parte, la  $\beta_0^*$  vale, en promedio, 4.17 y 3.81% en la dirección transversal y la longitudinal, respectivamente, para todos los sismos y casos estudiados. Aunque el comportamiento de la  $\beta_0^*$  es más errático e intrincado que el del  $T_0^*$ , parece que: aumenta por la presencia del túnel y con su separación al paso elevado en la dirección transversal; y que

solo disminuye en la longitudinal. El cambio medio con respecto al caso sin interacción es mayor en la dirección transversal que en la longitudinal, y vale 34 y 14% en cada una. Por lo anterior, parece que la presencia del túnel disminuye el periodo equivalente del sistema y su relación de amortiguamiento en la dirección de su eje en función del contenido de frecuencias del sismo. No obstante, es probable que dichos cambios se deban a las limitaciones del método.

## 7.5 Cambios en el comportamiento del túnel

En la Figura 31 se muestra la variación del desplazamiento relativo máximo  $\delta_{\max}^*$  del túnel, definido el valor absoluto máximo de la diferencia instantánea entre el movimiento registrado en la bóveda y la contrabóveda del túnel, tanto en el centro como en el límite del modelo. De manera análoga al desplazamiento relativo máximo del paso elevado, este indicador se relaciona con los elementos mecánicos en el revestimiento del túnel y permite estimar su variación. Los valores del  $\delta_{\max}^*$  en el centro del modelo contienen los efectos directos de la interacción del túnel con el apoyo del paso elevado, en tanto que los valores en el límite solo incluyen los transmitidos por el revestimiento del túnel. Por tanto, la diferencia entre ambos indica sobreesfuerzos inducidos por la interacción entre el túnel y el apoyo del paso elevado.

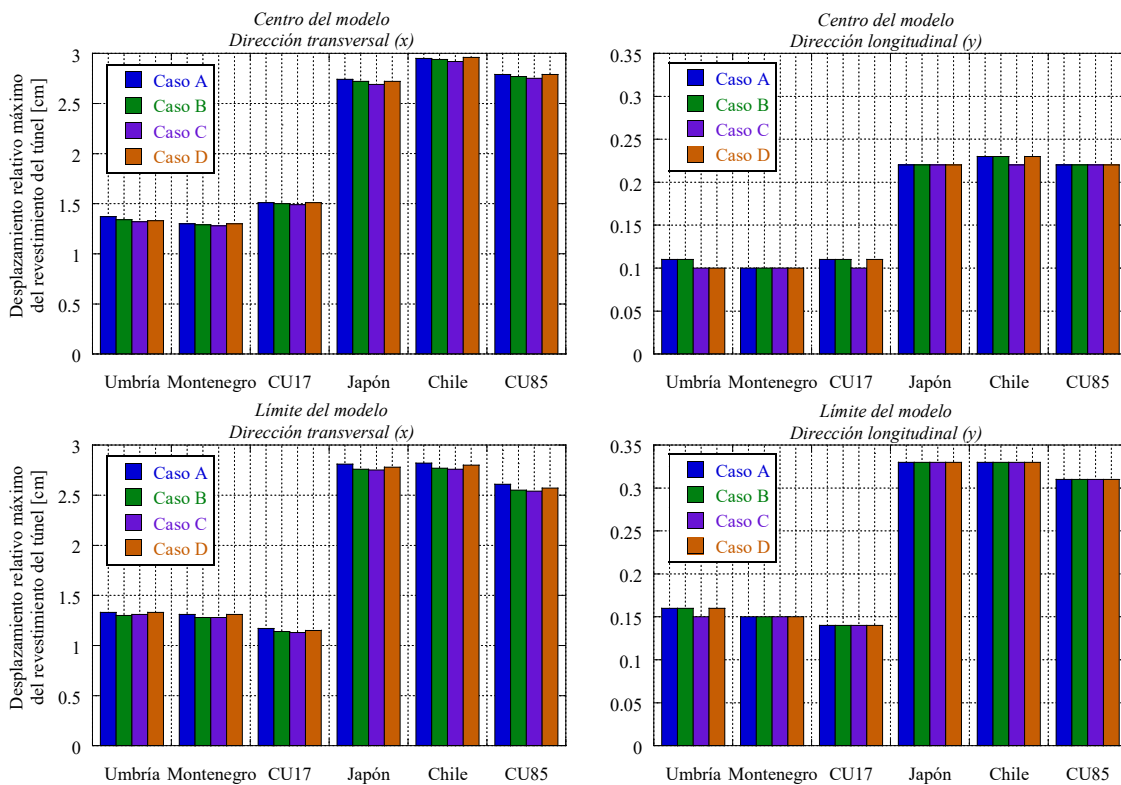


Figura 31. Cambio en el desplazamiento relativo máximo del revestimiento del túnel.

El  $\delta_{\max}^*$  del revestimiento del túnel tiene un valor aproximadamente uniforme en todo su largo. Tanto en el centro como en el límite del modelo, el  $\delta_{\max}^*$  en los sismos de subducción duplica el registrado en los sismos normales y, además, es de mucho menor magnitud en la dirección longitudinal (y) que en la transversal (x). También, la variación del  $\delta_{\max}^*$  conforme el túnel se aleja del paso elevado (casos B a D) es muy ligera en la dirección transversal,



menor al 2% con respecto al caso A (cuando el eje del túnel y del paso elevado coinciden), y nula en la dirección longitudinal. Por ello, se puede decir que la proximidad al apoyo del paso elevado tiene una influencia menor en las fuerzas internas del revestimiento del túnel y que ésta depende más de la naturaleza y magnitud del evento sísmico que del contenido de frecuencias particular.

## 7.6 Modificación de la respuesta en la cimentación del paso elevado

Para establecer los efectos de la interacción entre el túnel y el paso elevado en términos del espectro de respuesta, se definió el *factor de modificación de la respuesta espectral RSMF* como el cociente entre la modificación de la respuesta en la cimentación del paso elevado (f) con respecto al campo libre (ff), para la presencia (t) y la ausencia (0) del túnel:

$$RSMF = \frac{[(S_a)_f / (S_a)_{ff}]_t}{[(S_a)_f / (S_a)_{ff}]_0} = \frac{[(S_a)_f]_t [(S_a)_{ff}]_0}{[(S_a)_{ff}]_t [(S_a)_f]_0} \quad (21)$$

Aunque la amplificación o atenuación del espectro de respuesta en la cimentación de la estructura con respecto al campo libre se debe a los efectos de sitio y la interacción suelo – estructura, el cociente entre los casos con y sin túnel deja solo los cambios debidos a la obra subterránea. Por ello, este factor permite el eventual traslado de estos efectos, sean benéficos o perjudiciales, al espectro de diseño de la estructura. Al contrario que el factor túnel, los valores de *RSMF* menores que la unidad indican los periodos en los que la interacción es *benéfica*, *i.e.* la amplificación disminuye por la presencia del túnel, en tanto que aquellos en los que el *RSMF* supera la unidad existe interacción *perjudicial*, *i.e.* la amplificación aumenta debido al túnel.

En la Figura 32 se muestra el *RSMF* para todos los casos y sismos analizados. Para ambos tipos de eventos, existe una reducción benéfica de la aceleración espectral debida al túnel para periodos de hasta 1.7 s, con un valle alrededor de 0.6 s que corresponde al período fundamental con base rígida del paso elevado. Esta reducción es mayor en la dirección longitudinal (*y*) que en la transversal (*x*), y menor en los eventos de subducción que en los normales. Cuando el túnel se ubica bajo el paso elevado (caso A), la reducción máxima con respecto al caso sin túnel alcanza 35 y 25%, en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente, durante los sismos de subducción, y 15 y 20% en las mismas direcciones durante los normales.

Adicionalmente, para observar la evolución de la perturbación de la aceleración espectral en la cimentación del paso elevado conforme el túnel se aleja del paso elevado (casos B a D), en la Figura 33 se muestra el cambio del *RSMF* medio en todos los sismos con la separación del túnel, para el movimiento en las direcciones transversal y longitudinal. En la dirección transversal, el valle de interacción benéfica asociado al periodo fundamental del paso elevado se disipa conforme la separación entre las estructuras aumenta y parece desvanecerse cuando ésta vale 3 diámetros del túnel (caso D). Para periodos mayores a 1.84 s, similares al fundamental del sitio, el comportamiento parece independiente de la posición del túnel. En estos, existe un ligero incremento perjudicial, menor al 2% con respecto al caso sin túnel, que desaparece para periodos mayores a 2.1 s.



Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Análisis de resultados*

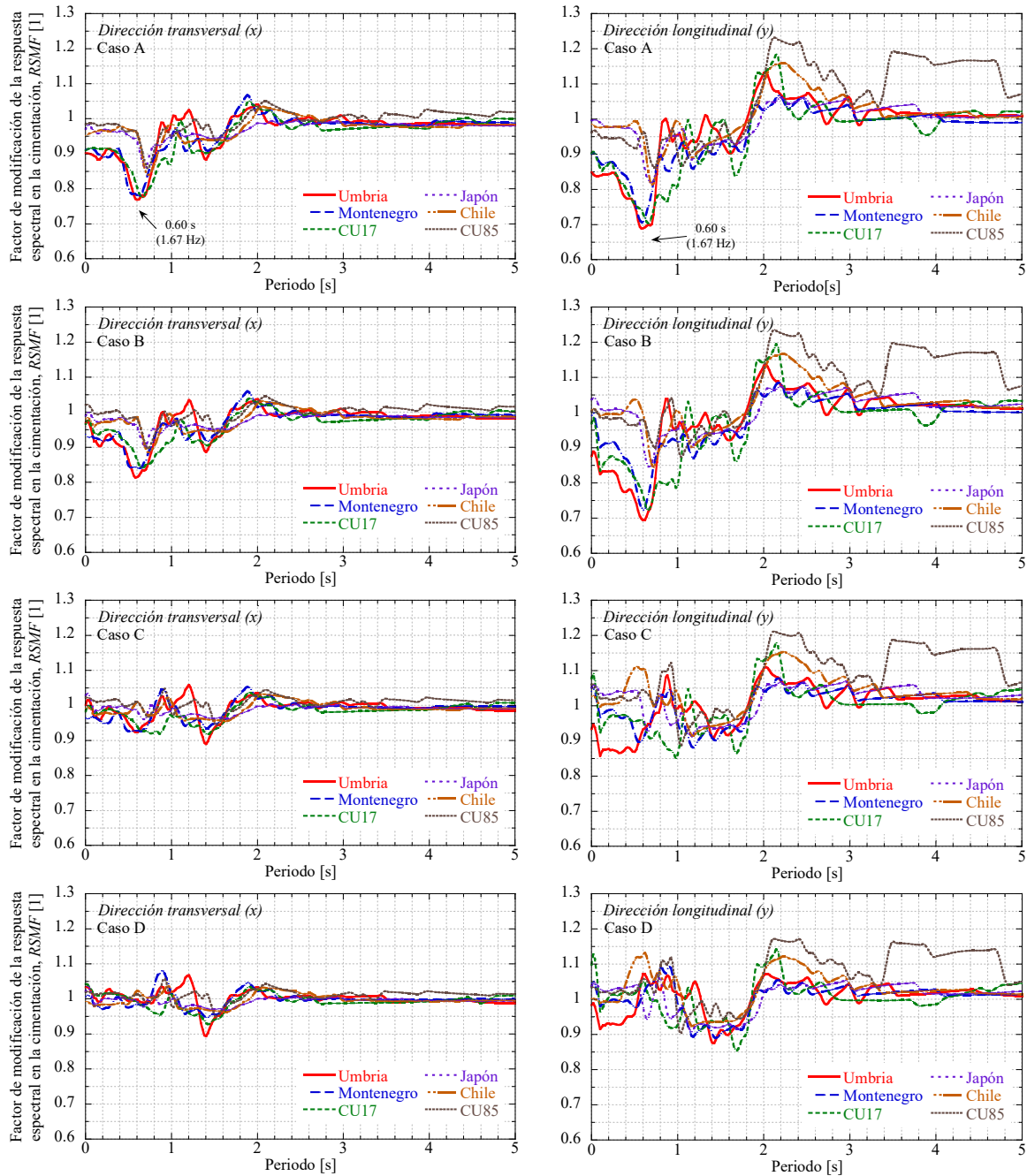


Figura 32. Factores de modificación de la respuesta espectral en la cimentación del paso elevado para el movimiento en las direcciones transversal y longitudinal, para todos los casos y sismos analizados.

Al igual que en la transversal, en la dirección longitudinal el valle benéfico correspondiente al periodo del paso elevado se disipa conforme el túnel se aleja de la estructura (casos B y C). Sin embargo, para la mayor separación estudiada (caso D) el comportamiento parece volverse perjudicial. Para periodos mayores al de sitio, el comportamiento es muy similar en todas las configuraciones del túnel (casos A a D), pero la dispersión es mayor que en la dirección transversal. En estos periodos, la interacción es perjudicial, de al menos 5% con respecto al caso sin túnel y hasta 15% en un pico entre 2 y 2.1 s. Debido a que este último parece disminuir en la mayor distancia estudiada (caso D), es posible que los efectos

perjudiciales en los periodos largos se disipan con separaciones mayores a 3 diámetros del túnel.

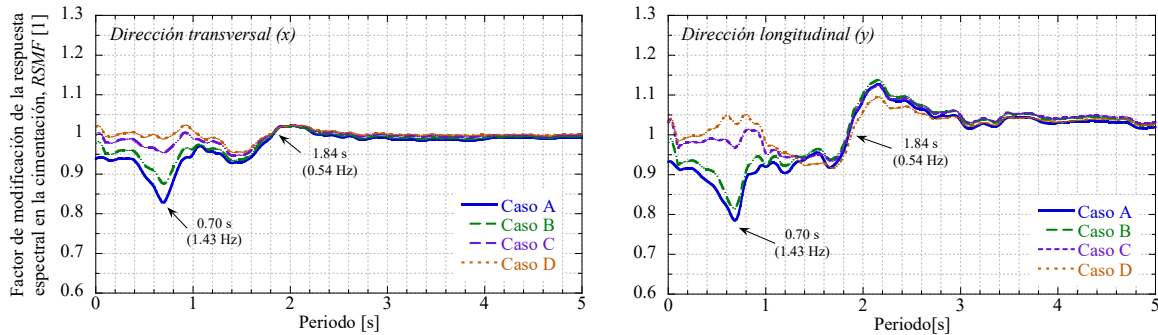


Figura 33. Factores de modificación de la respuesta espectral medios en la cimentación del paso elevado para el movimiento en las direcciones transversal y longitudinal.

## 7.7 Perturbación del movimiento de la superficie circundante

En las Figuras 34 a 37 se muestran los espectros de respuesta amortiguados al 5% del movimiento a lo largo del eje límite para todas las posiciones del túnel. El caso sin túnel se ha excluido, pues los efectos aislados del apoyo prácticamente desaparecen a 30 m de su eje y, en consecuencia, la separación entre el paso elevado y el borde del modelo es suficiente para que el movimiento en el último sea uniforme.

En estas figuras se advierte que, como resultado del ajuste espectral, los sismos normales concentran su energía en el periodo de 0.6 s y, por ello, excitan el primer armónico del sitio, de 0.62 s, en ambas direcciones. También se observa que, como dicho ajuste magnifica la energía de los sismos de subducción en los periodos de 1.8 a 2.2 s, estos estimulan el periodo fundamental del sitio, de 2 s. Aunque en ambos tipos de evento existe un pico secundario de magnitud menor asociado al periodo contrario, en los normales es casi tan grande como el primario. Esto se debe a la dominancia del periodo fundamental en las arcillas de la Ciudad de México e implica que sismos normales con un contenido de frecuencias ligeramente más diverso pueden afectar a estructuras tanto rígidas como flexibles.

Cuando el túnel y el paso elevado coinciden (caso A), la aceleración espectral máxima en la dirección transversal ( $x$ ) en el eje del paso elevado se incrementa hasta 12 y 14% con respecto al campo libre (a 210 m), tanto en el primero como en el segundo pico, durante los sismos normales, y hasta 12 y 4%, respectivamente, en los de subducción. En la dirección perpendicular ( $y$ ) el comportamiento es diferente en cada pico. En el asociado al primer armónico del sitio, la aceleración espectral máxima se incrementa hasta 12 y 26% con respecto al campo libre en los eventos normales y de subducción, respectivamente. En el pico asociado al periodo fundamental, la aceleración espectral máxima se reduce hasta 14 y 18%, en los mismos tipos de sismo, respectivamente. Es importante recordar que, debido a que los picos mayor y menor intercambian su periodo asociado en cada tipo de evento, la aceleración espectral máxima parece aumentar en los eventos normales y disminuir en los de subducción.

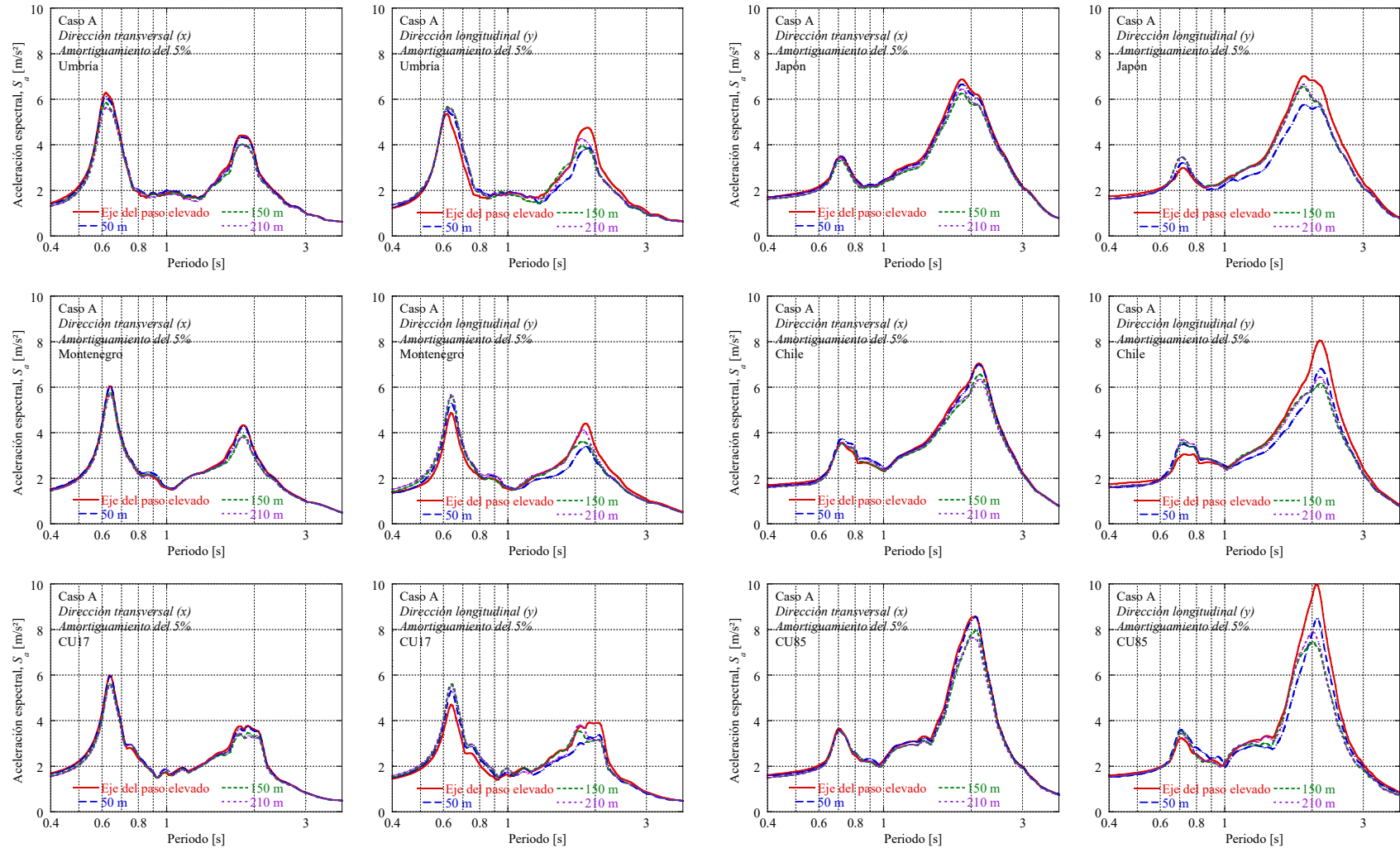


Figura 34. Variación de la respuesta amortiguada al 5% del movimiento en las direcciones transversal y longitudinal en el borde del modelo durante el caso A.

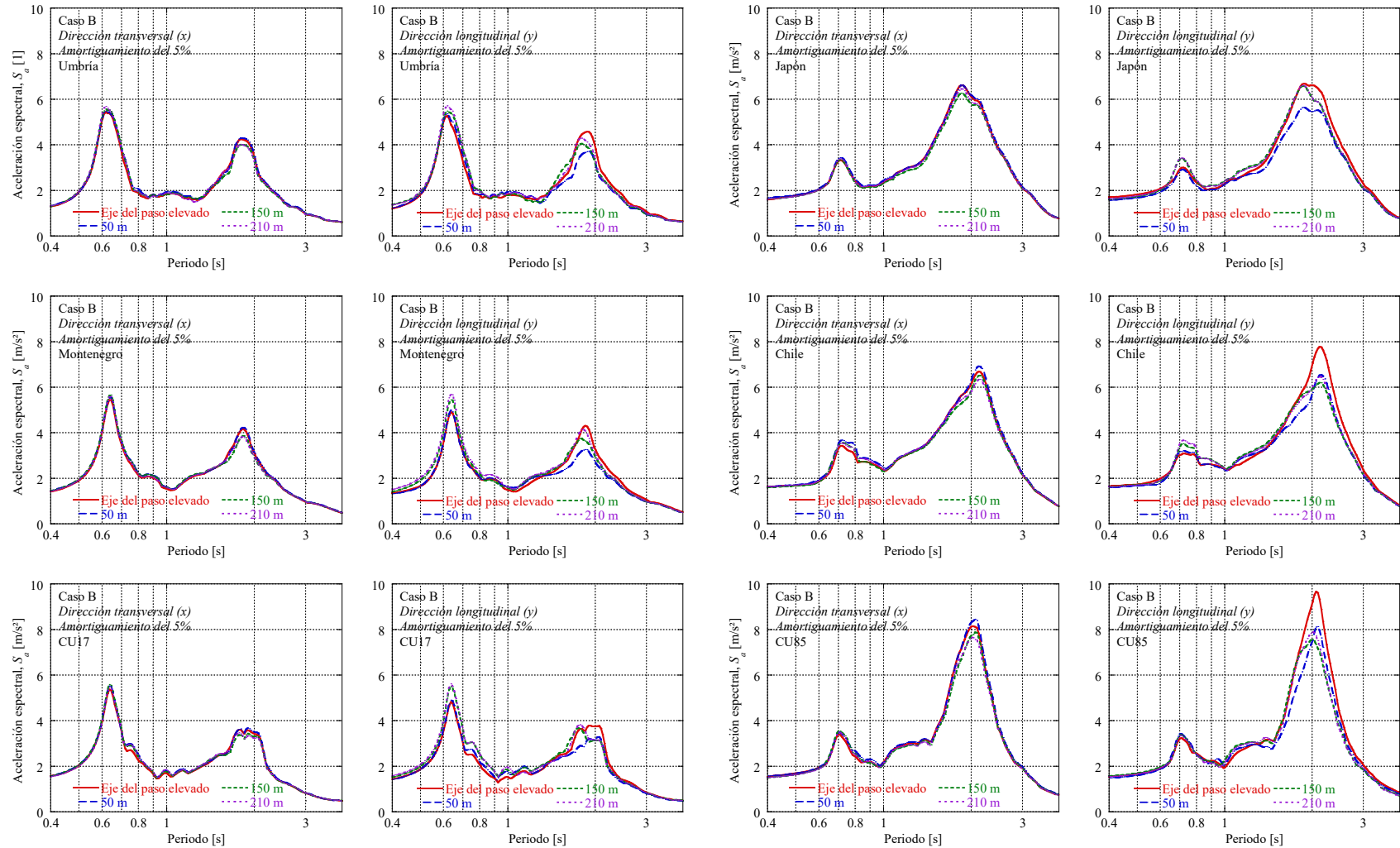


Figura 35. Variación de la respuesta amortiguada al 5% del movimiento en las direcciones transversal y longitudinal en el borde del modelo durante el caso B.

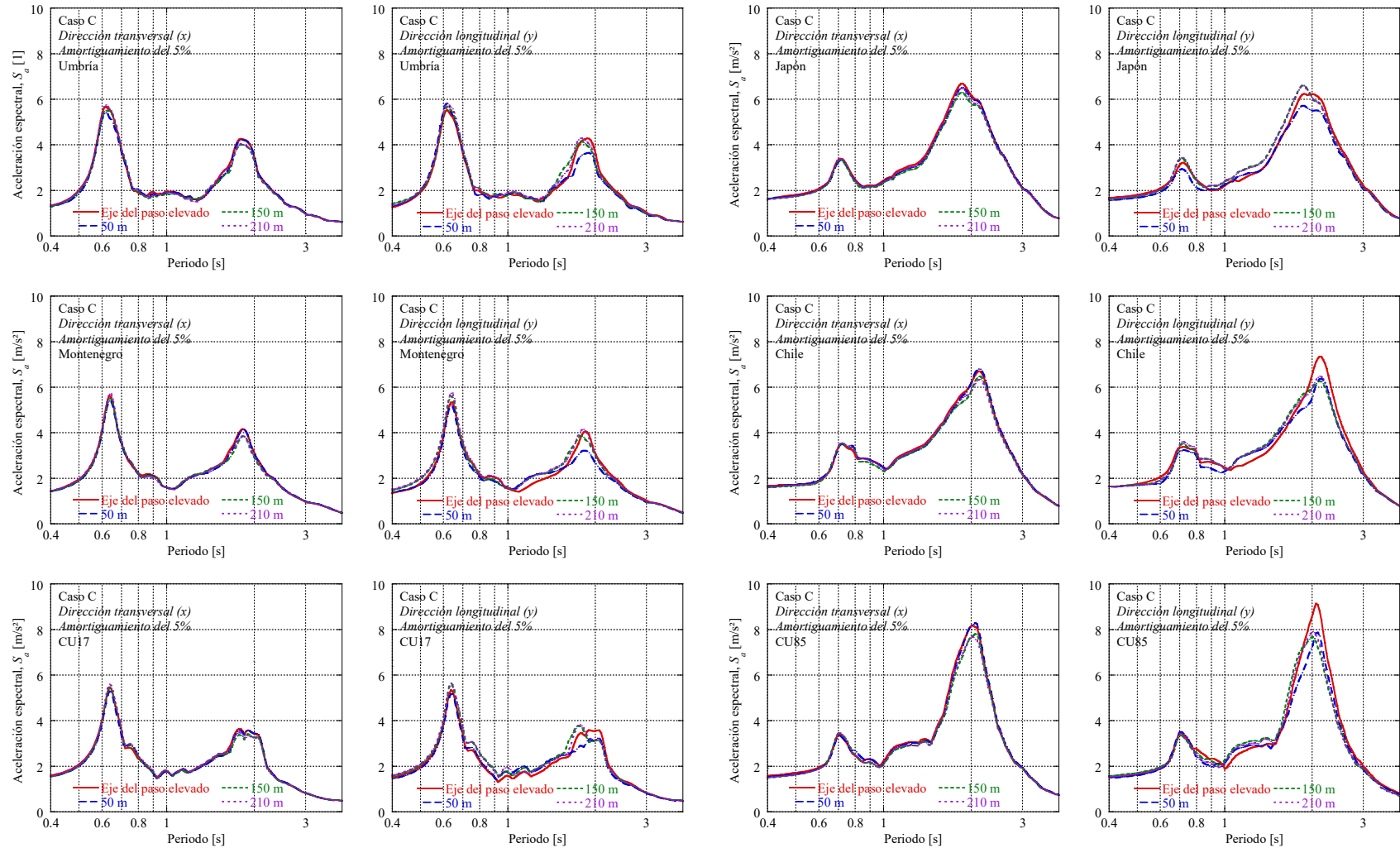


Figura 36. Variación de la respuesta amortiguada al 5% del movimiento en las direcciones transversal y longitudinal en el borde del modelo durante el caso C.



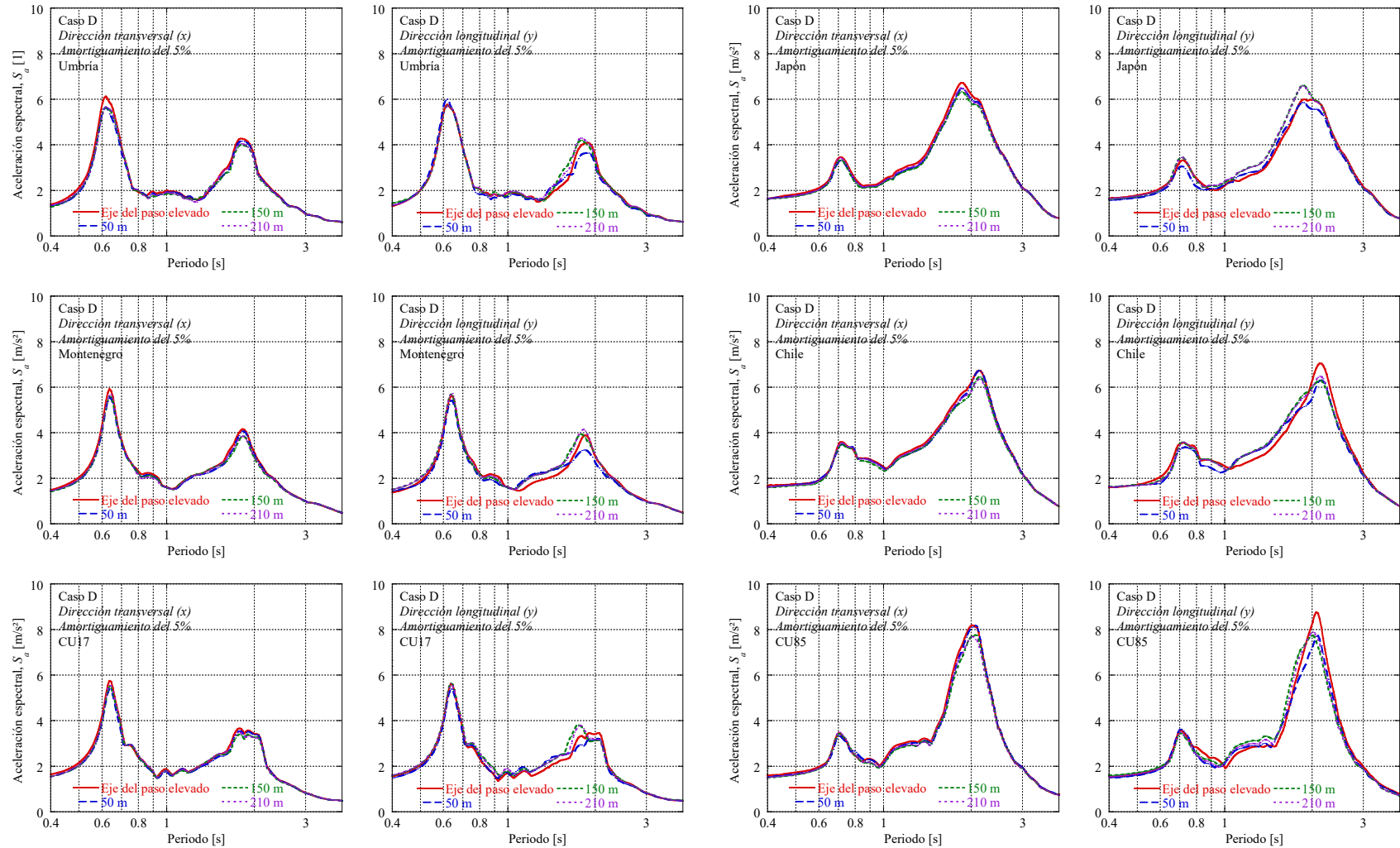


Figura 37. Variación de la respuesta amortiguada al 5% del movimiento en las direcciones transversal y longitudinal en el borde del modelo durante el caso D.

Conforme el túnel se aleja del paso elevado (casos B a D), el comportamiento mencionado se mantiene, pero los cambios en la aceleración espectral máxima en los picos disminuyen su magnitud. En todos los casos, la respuesta a 150 m del eje del túnel es casi indistinguible de la obtenida en el campo libre, a 210 m.

Para detallar la influencia del sistema túnel – paso elevado en la superficie circundante, en las subsecciones siguientes se estudia la variación de algunas medidas de intensidad del movimiento en el borde y el centro del modelo normalizadas por la misma cantidad en el campo libre, de manera que resalten los efectos de la interacción. En ambos ejes, el movimiento depende de los efectos de sitio, la presencia del túnel y su interacción con el paso elevado. Sin embargo, mientras que en el eje central los efectos de la estructura son directos, en el límite son indirectos. Esto se debe a que, como se ha dicho, aunque la separación del apoyo con el borde del modelo es suficiente para disipar sus efectos superficiales directos, la estructura modifica el movimiento del túnel y este transmite estos efectos en su eje, perturbando así el resto del modelo. Por tanto, el eje límite representa las condiciones entre apoyos del paso elevado y el eje central las condiciones próximas al sistema túnel – paso elevado.

#### 7.7.1 Eje límite del modelo

En primer lugar, conviene advertir los efectos debidos principalmente a la presencia del túnel plasmados en el movimiento de la superficie en el borde del modelo. En la Figura 38 se muestra la variación en dicho eje de la aceleración máxima *PGA* del movimiento en ambas direcciones, normalizada con respecto al campo libre, para todos los eventos y posiciones del túnel consideradas en el análisis. La aceleración máxima del terreno *PGA* se definió como la aceleración máxima absoluta registrada en cada punto de control durante cada sismo.

En la dirección transversal, la *PGA* se incrementa con respecto al campo libre en una franja aledaña al eje del túnel de 70 m de ancho para los sismos normales y de 150 m para los de subducción. El incremento es mayor en los sismos normales que en los de subducción, pero la franja de afectación es más delgada. En estas, existen dos picos de interacción: uno máximo sobre el eje del túnel, en el que se alcanzan incrementos de entre 9 y 13 % con respecto al campo libre para los sismos normales y entre 6 y 10 % en los de subducción; y otro menor, a 50 m de distancia del eje del túnel, en el que el incremento va de 2 a 5% para los sismos de subducción y de 3 a 8% para los normales.

En la dirección longitudinal, la *PGA* disminuye con respecto al campo libre en una franja aledaña al eje del túnel de 190 m de ancho para los sismos normales. Si bien dentro de esta el comportamiento de la *PGA* es errático, la reducción con respecto al campo libre va de 5 a 15%, y parece ser menor conforme aumenta la intensidad del sismo. Por el contrario, para los sismos de subducción la *PGA* sobre el eje del túnel se incrementa de 6 a 10% con respecto al campo libre y disminuye con la distancia en una franja de 160 m de ancho.

Por otro lado, en la Figura 39 se recopila la variación con la distancia en el eje límite de la aceleración espectral máxima  $(S_a)_{\max}$  del movimiento en ambas direcciones, normalizada con respecto al campo libre, para todas las configuraciones del túnel y todos los eventos incluidos en el análisis. La aceleración espectral máxima  $(S_a)_{\max}$  se definió como la ordenada máxima del espectro de respuesta amortiguada al 5% de la aceleración registrada en cada punto de control durante cada sismo.

# Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas

## Análisis de resultados

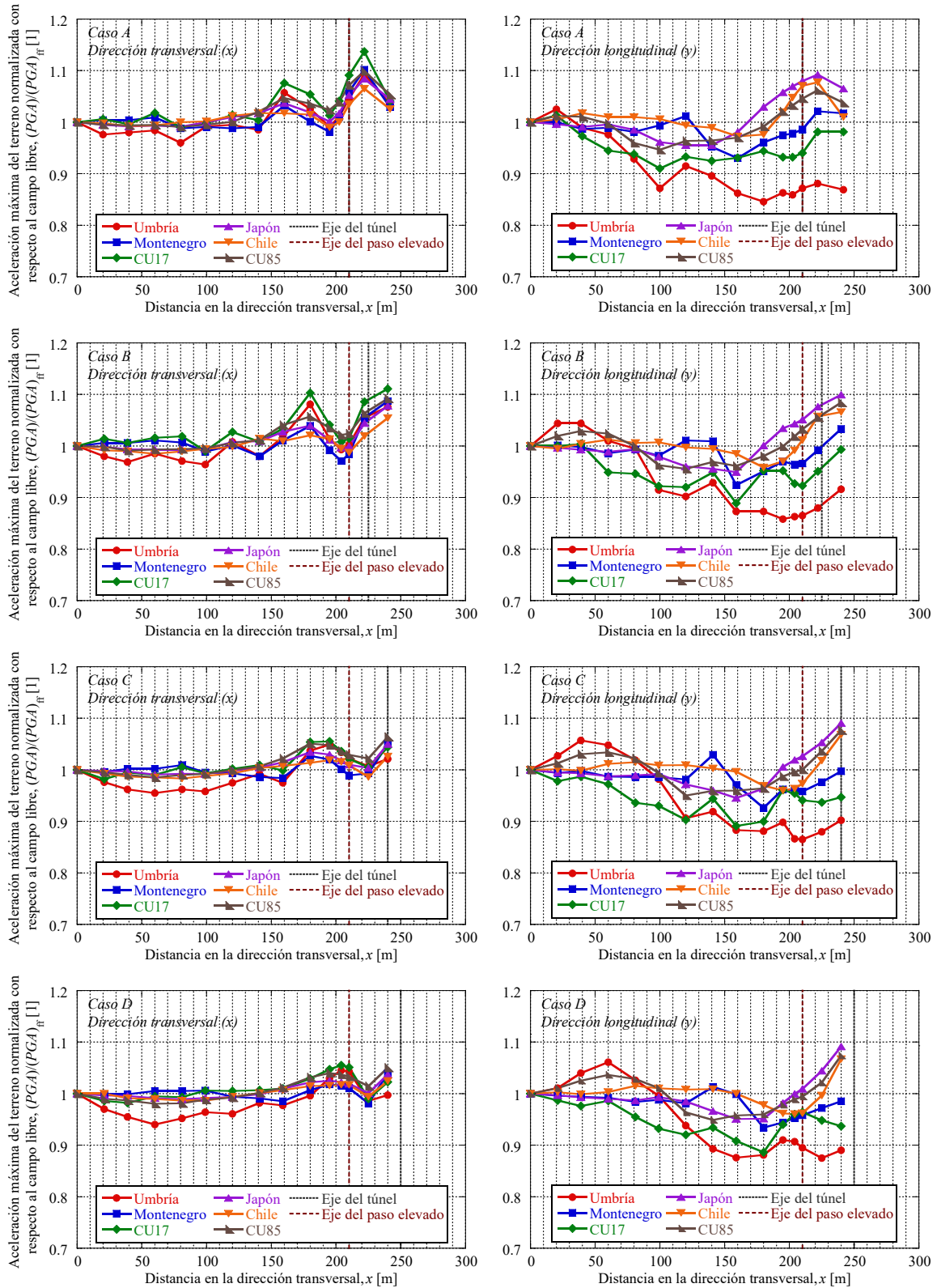


Figura 38. Variación de la aceleración máxima del terreno normalizada con respecto al campo libre en el borde del modelo, para todos los casos y sismos analizados.



En los sismos normales, la  $(S_a)_{\max}$  de la superficie cercana al túnel se incrementa entre 14 y 21% con respecto al campo libre en la dirección transversal y se reduce entre 4 y 15% en la longitudinal. Este efecto sigue al túnel y modifica la  $(S_a)_{\max}$  alrededor del eje del paso elevado conforme las estructuras se separan (casos B a D). En las cercanías al sistema, el comportamiento de la  $(S_a)_{\max}$  también es errático, pues se incrementa y reduce hasta 9 y 5% con respecto al campo libre, respectivamente. La perturbación del movimiento se disipa con la distancia en una franja aledaña al conjunto de 190 m de ancho.

En los sismos de subducción, la  $(S_a)_{\max}$  en el eje del paso elevado se incrementa entre 9 y 14% con respecto al campo libre en la dirección transversal y entre 6 y 26% en la longitudinal cuando el túnel se encuentra bajo el paso elevado (caso A). Este incremento se disipa conforme las estructuras se separan (casos B a D), debido a que la posición del túnel rige el comportamiento. En la superficie aledaña al sistema, la  $(S_a)_{\max}$  se reduce hasta 8 y 15% con respecto al campo libre en las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente. Esta modificación también se desplaza con el túnel y, en la mayoría de los eventos, la mayor reducción en ambas direcciones se alcanza a 130 m del eje del túnel.

Es importante resaltar que la diferencia en el comportamiento de la  $(S_a)_{\max}$  entre los eventos normales y de subducción para las dos direcciones horizontales se debe a que, como se mencionó al inicio de esta sección, la ordenada espectral máxima en los últimos se encuentra asociada al periodo fundamental del sitio, entre 1.85 y 2.2 s, mientras que en los primeros la  $(S_a)_{\max}$  se relaciona con el primer armónico, alrededor de 0.62 s.

Por su parte, la Figura 40 recopila la variación con la distancia en el borde modelo de la intensidad de Housner  $HI$  del movimiento en ambas direcciones, normalizada con respecto al campo libre, para todos los sismos y posiciones del túnel incluidas en el análisis. La intensidad de Housner  $HI$  se define como la integral entre periodos de 0.1 a 2.5 s de la velocidad espectral de la respuesta amortiguada al 5% (Housner, 1952) del movimiento registrado en cada punto de control para cada sismo.

Aunque el comportamiento es similar y uniforme en los sismos normales, y más inconsistente y disperso en los de subducción, la variación de la  $HI$  en la dirección transversal ( $x$ ) parece ser independiente del tipo de sismo. En tal dirección, la  $HI$  sobre el túnel se incrementa entre 9 y 12% con respecto al campo libre cuando el túnel se encuentra bajo el paso elevado (caso A) y entre 4 y 7% en la superficie aledaña al conjunto, a 50 m del eje del túnel. Solo en el sismo de Japón la  $HI$  disminuye hasta 2% con respecto al campo libre a unos 145 m del eje del túnel. En la superficie cercana al túnel, los efectos de la interacción se desvanecen a unos 130 m de su eje en los eventos normales y a 210 m en los de subducción. Debido a que este comportamiento se desfasa siguiendo a la obra subterránea, es similar en las demás configuraciones del túnel (casos B a D).

En la dirección longitudinal ( $y$ ), la  $HI$  aumenta entre 7 y 9% con respecto al campo libre en los sismos normales y entre 5 y 17% en los de subducción y, al igual que en la dirección transversal, el comportamiento se mantiene en todas las configuraciones túnel – paso elevado (casos A a D). En la superficie aledaña al par de estructuras, la  $HI$  se reduce entre 3 y 9% con respecto al campo libre en una franja de entre 210 y 230 m de ancho para ambos tipos de sismo. Dicha reducción de la  $HI$  es mayor en los eventos normales que en la mayoría de los de subducción.

Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Análisis de resultados*

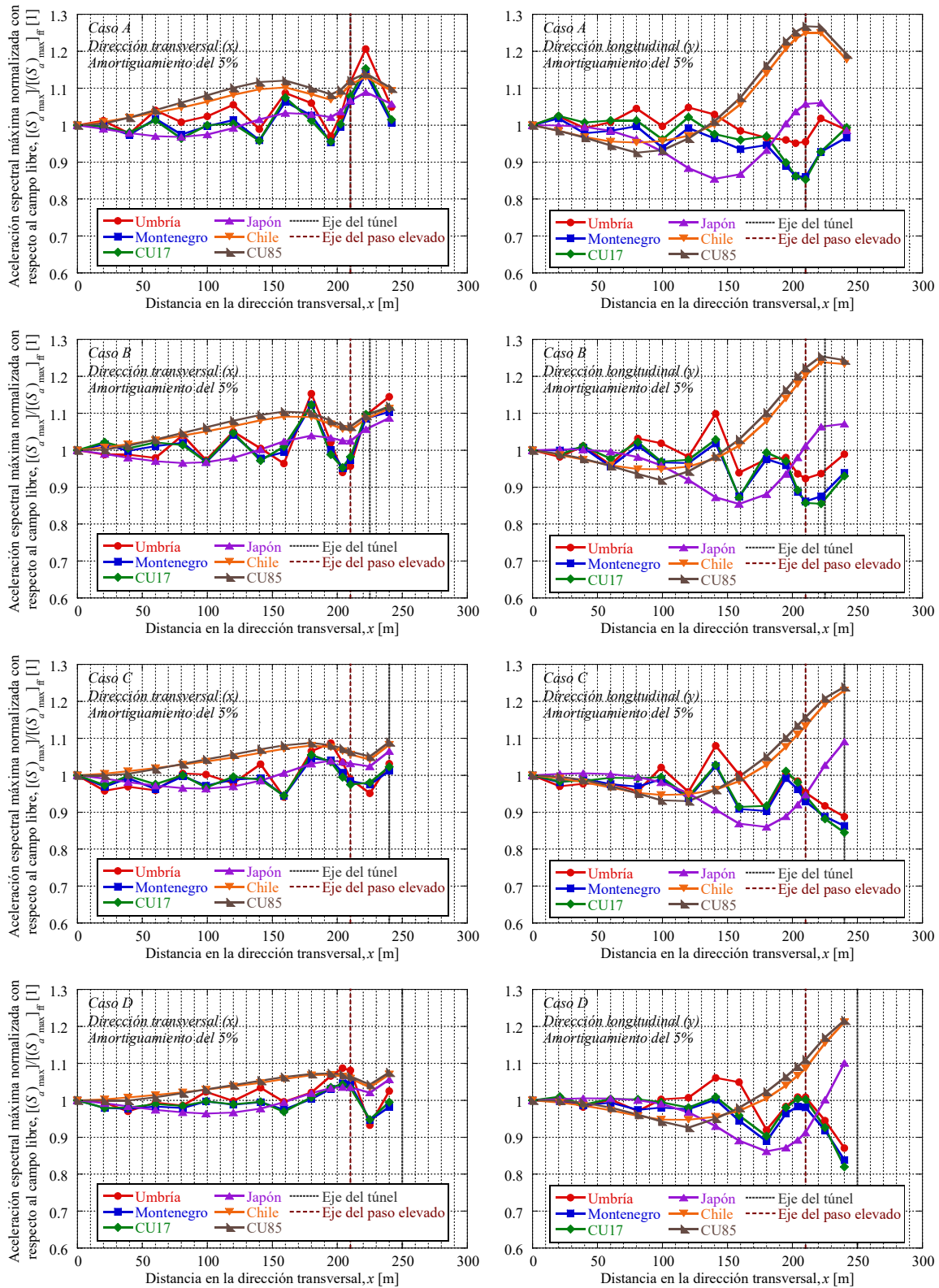


Figura 39. Variación de la aceleración espectral máxima normalizada con respecto al campo libre en el borde del modelo, para todos los casos y sismos analizados.

# Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas

## Análisis de resultados

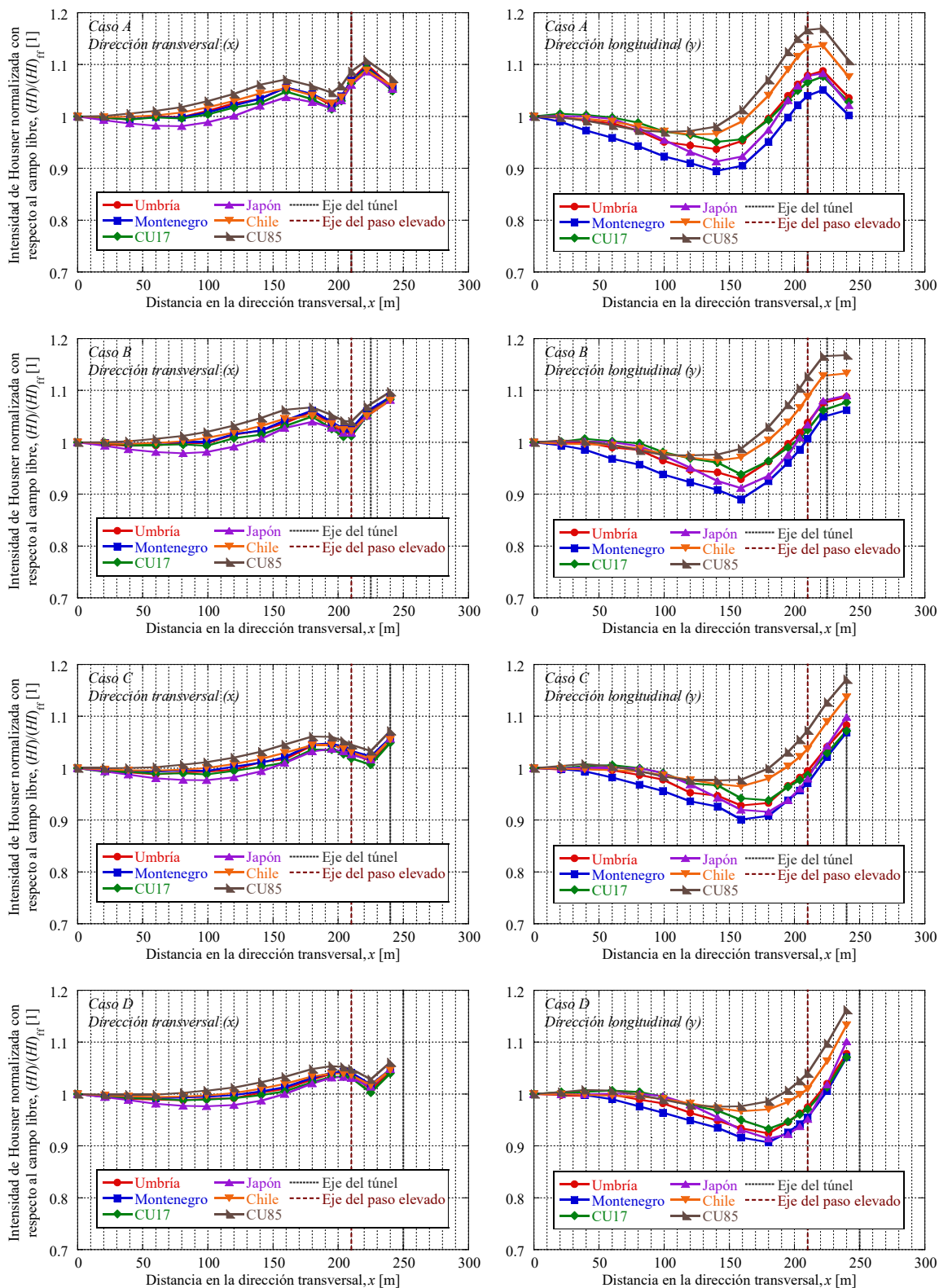


Figura 40. Variación de la intensidad de Housner normalizada con respecto al campo libre en el borde del modelo, para todos los casos y sismos analizados.

Por último, en la Figura 41 se muestra la variación con la distancia en el borde del modelo de la duración significativa  $D_{5-95\% AI}$  del movimiento en ambas direcciones, normalizada con respecto al campo libre, para todos los sismos y posiciones del túnel analizadas. La duración significativa  $D_{5-95\% AI}$  se definió como el intervalo entre el 5 y el 95% de la intensidad de Arias de cada movimiento.

En la dirección transversal ( $x$ ), el comportamiento de la  $D_{5-95\% AI}$  parece independiente del tipo de evento. Cuando el eje del túnel y del paso elevado coinciden (caso A),  $D_{5-95\% AI}$  se incrementa o reduce alrededor del eje de la segunda estructura hasta 4 y 7% con respecto al campo libre, respectivamente, dependiendo del sismo. En la superficie adyacente al conjunto, la  $D_{5-95\% AI}$  también se incrementa y reduce hasta 6 y 4% con respecto al campo libre, respectivamente. Conforme las estructuras se alejan (casos B a D), el comportamiento de la  $D_{5-95\% AI}$  cambia, pero parece estabilizarse con separaciones mayores a 2 diámetros del túnel (casos C y D). Al igual que en algunas medidas de intensidad anteriores, en los sismos de subducción la  $D_{5-95\% AI}$  parece aumentar por la coincidencia entre los ejes de las estructuras,

En la dirección longitudinal ( $y$ ), el comportamiento de la  $D_{5-95\% AI}$  también parece independiente del tipo de evento. Cuando los ejes de las estructuras coinciden (caso A), la  $D_{5-95\% AI}$  en las inmediaciones del eje del paso elevado: se incrementa entre 14 y 34% con respecto al campo libre en un par de eventos; se reduce entre 3 y 20% en otro; y se mantiene en el restante. En una franja de 190 m de ancho adyacente al conjunto, la  $D_{5-95\% AI}$ : aumenta hasta 40% con respecto al campo libre en el primer par; se reduce hasta 20% en el segundo; y disminuye hasta 2% en el tercero. Conforme el túnel se aleja del paso elevado (casos B, C y D), se modifica la magnitud y distribución de la alteración de la  $D_{5-95\% AI}$  y nuevamente parece estabilizarse a distancias que superan 2 diámetros del túnel (casos C y D).

En virtud de que la variación con la distancia de la duración significativa  $D_{5-95\% AI}$  en ambas direcciones se conserva independientemente de la separación entre las estructuras, se puede decir que la modificación de la  $D_{5-95\% AI}$  del movimiento del terreno se debe casi en su totalidad al túnel. Además, debido a que la modificación de la  $D_{5-95\% AI}$  es mucho mayor en la dirección transversal que en la longitudinal, es probable que la franja de afectación de este indicador en esa dirección supere el largo del modelo.

# Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas

## Análisis de resultados

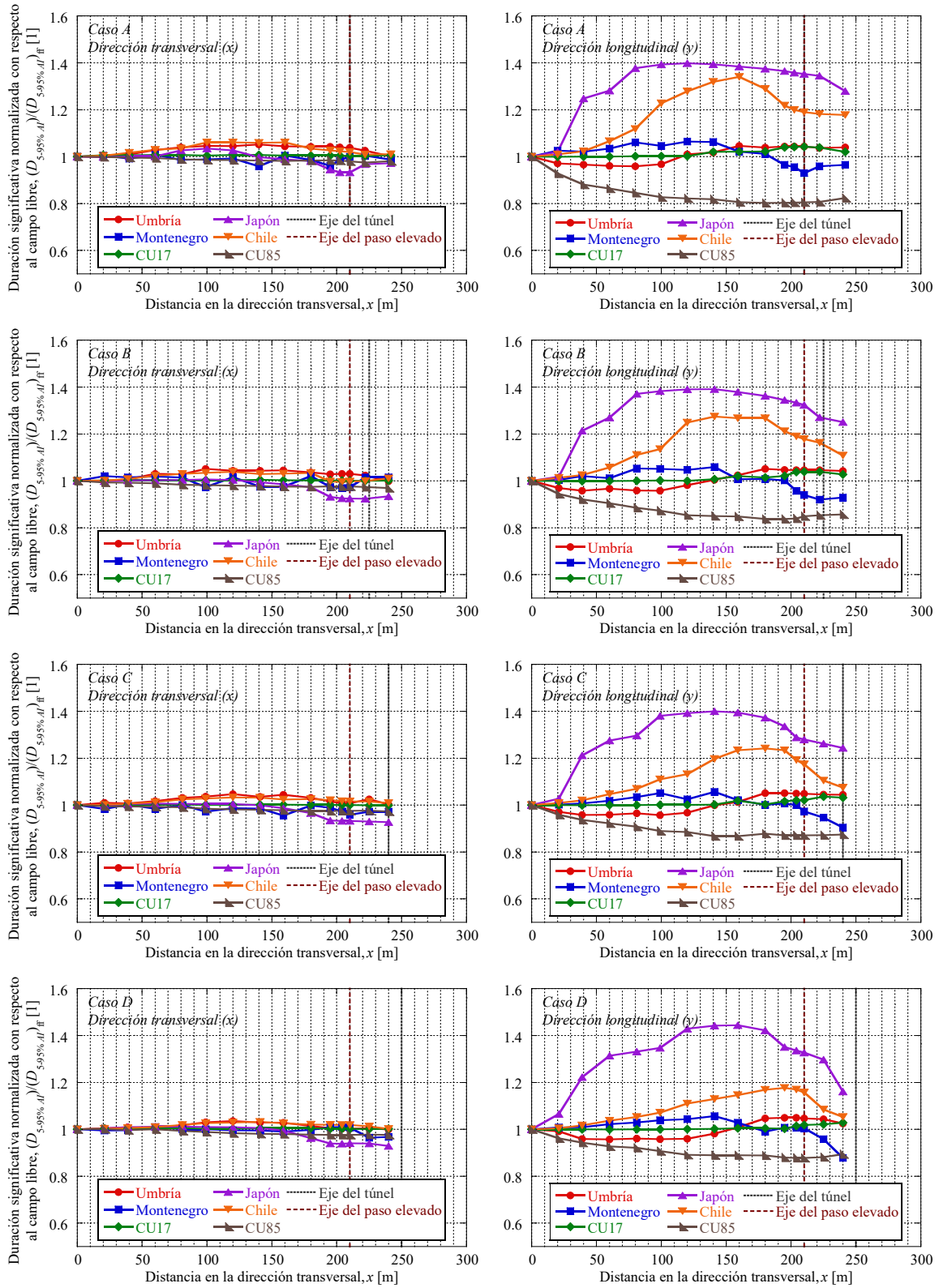


Figura 41. Variación de la duración significativa normalizada con respecto al campo libre en el borde del modelo, para todos los casos y sismos analizados.

### 7.7.2 Variación media con la distancia

Para resaltar la gran importancia del túnel en la alteración del movimiento de las cercanías, en las Figuras 38 a 40 se muestra la variación a lo largo del límite del modelo del promedio por tipo de evento de las medidas de intensidad consideradas en el análisis. En estas figuras, queda claro que la perturbación del movimiento del terreno circundante asemeja a una *ondícula* y que, dado que esta se debe principalmente al túnel, se mueve con este. Por ello, el comportamiento del paso elevado cambia dependiendo de si se encuentra en un pico o en un valle de la ondulación.

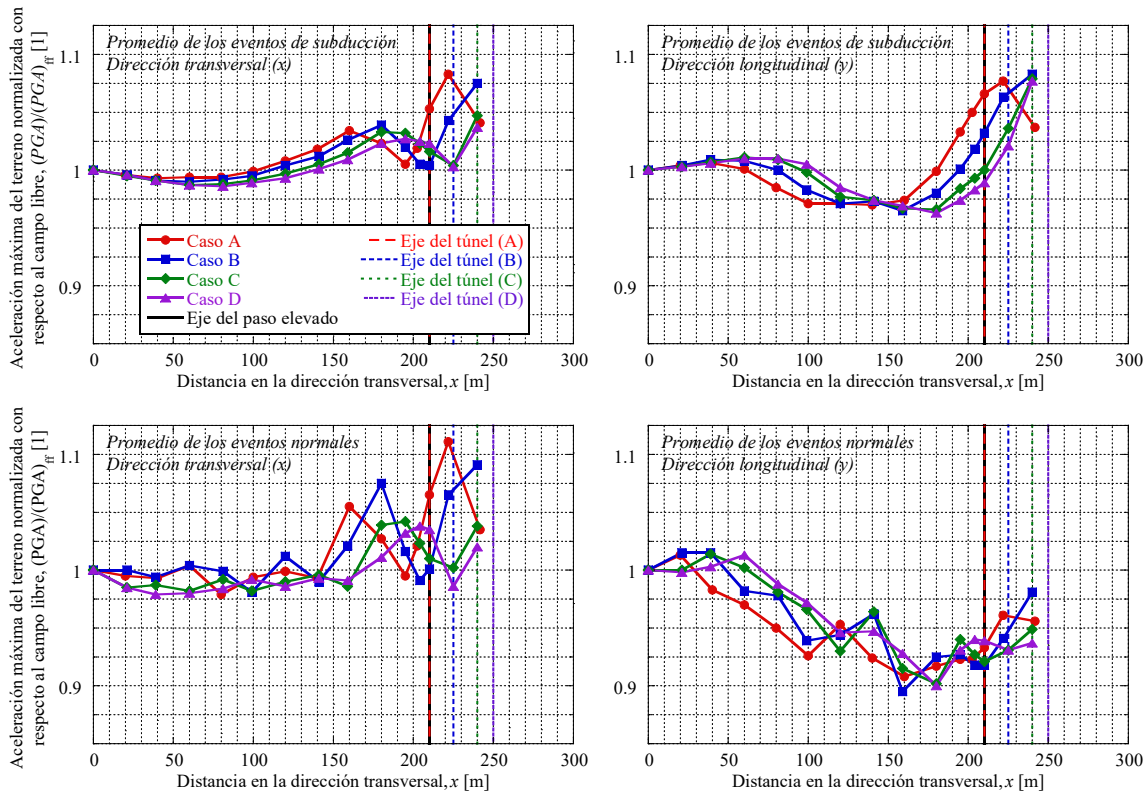


Figura 42. Variación de la aceleración máxima del terreno media del movimiento a lo largo del límite del modelo con la posición del túnel.

De manera general, en la dirección longitudinal, en la que la reducción de masa y rigidez del sistema es mayor debido a la presencia de la obra subterránea, el movimiento del campo libre: se incrementa en un pico único desplazado unos 10 m del eje del túnel debido a la inclinación de la carga sísmica; se reduce significativamente en los flancos de tal pico; y se conserva sin cambios a distancias mayores a 230 m del túnel. En el sentido transversal, el movimiento se incrementa en dos picos: uno mayor, también separado 10 m del túnel; y otro menor, a 60 m del eje, que reemplaza la reducción en la dirección longitudinal. En esta última, los efectos de la interacción se disipan aproximadamente a la misma distancia que en la transversal.

Los cambios de la aceleración máxima del terreno media *PGA* en el eje límite se muestran en la Figura 38. En esta, se observa que, durante los eventos de subducción, la variación de la *PGA* en ambas direcciones es similar en todas las configuraciones túnel – paso elevado estudiadas (casos A a D), pues, como se ha mencionado, se trata de versiones desfasadas con



respecto al eje del túnel. Sin embargo, en estos sismos la *PGA* media máxima en el pico menor disminuye conforme las estructuras se separan. Además, en los eventos normales la variación de la *PGA* media en la dirección longitudinal aparenta ser independiente de la posición relativa del túnel. Esto puede deberse a que el promedio pierde validez debido a la mayor dispersión en el comportamiento durante estos eventos.

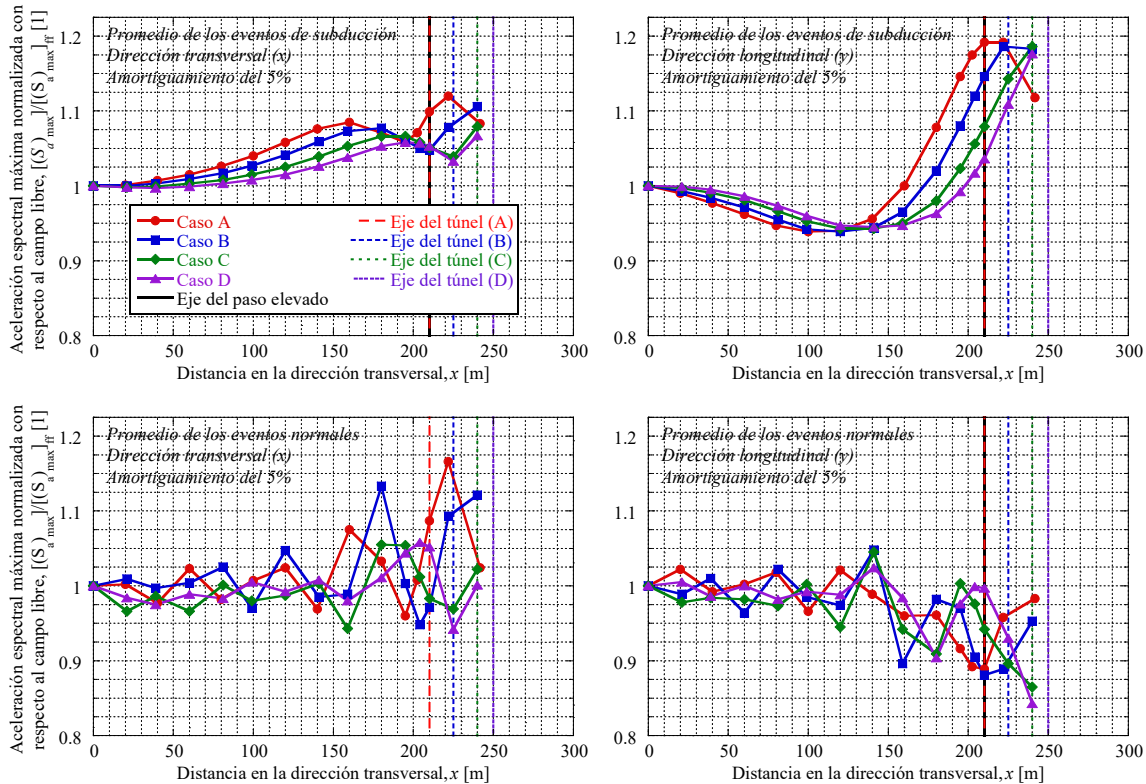


Figura 43. Variación de la aceleración espectral máxima media del movimiento a lo largo del límite del modelo con la posición del túnel.

Algo similar ocurre para la variación de la aceleración espectral máxima media  $(S_a)_{max}$  en la Figura 39. En los sismos normales, la  $(S_a)_{max}$  en ambas direcciones aparenta ser independiente de la posición del túnel en ambas direcciones, pero en algunos eventos de este tipo, la  $(S_a)_{max}$  en la dirección transversal parece incrementarse en el eje del paso elevado por su coincidencia con el eje del túnel. Esto puede deberse a que el patrón ondulado para este tipo de sismos es más intrincado que el que la separación entre los puntos de control puede reproducir.

El comportamiento de la intensidad de Housner media *HI* del movimiento en el borde del modelo que se muestra en la Figura 44 es más uniforme. Al igual que para las medidas de intensidad anteriores, en ambos tipos de sismo el comportamiento de la *HI* se desplaza con el túnel y, en la dirección transversal, la magnitud del segundo pico parece aumentar por la coincidencia entre los ejes de las estructuras. En dicha dirección, la variación es de la misma magnitud en cada tipo de evento, pero en la longitudinal, la reducción aledaña al túnel es mayor en los sismos normales que en los de subducción.

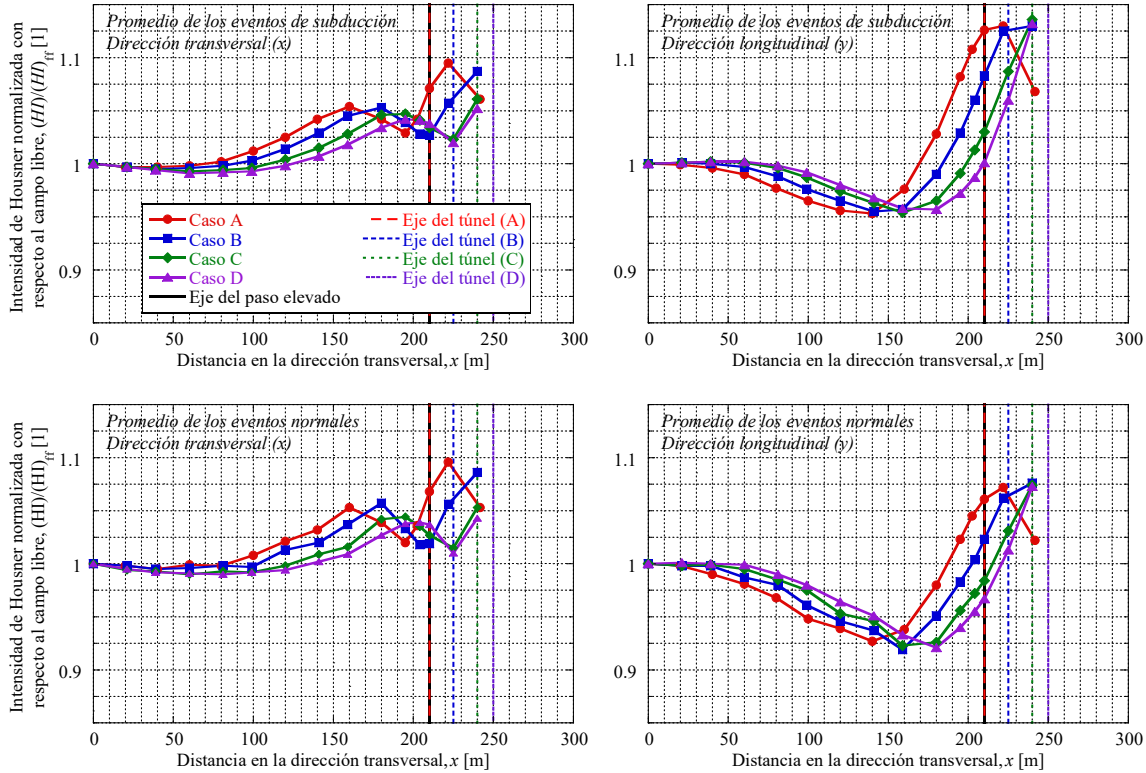


Figura 44. Variación de la intensidad de Housner media del movimiento a lo largo del límite del modelo con la posición del túnel.

Gracias a la uniformidad del comportamiento la *HI* terreno y su estrecha relación con la energía del movimiento, permite explicar los cambios en el comportamiento del paso elevado expuestos en la primera sección de este capítulo. En la dirección longitudinal, la energía transmitida a la cimentación del apoyo disminuye a medida que el túnel se aleja, ya que la estructura comienza en un flanco del pico (caso A) y se dirige hacia el valle de reducción (caso B). En la dirección transversal, la energía disminuye bruscamente cuando el paso elevado sale del delgado pico máximo, pero vuelve a aumentar cuando la estructura entra en el pico adyacente (caso B).

### 7.7.3 Eje central del modelo

Para identificar los efectos combinados del túnel y el apoyo del paso elevado en el movimiento de la superficie en el centro del modelo, en esta sección se estudia la variación de las medidas de intensidad en el eje central. Primeramente, en la Figura 45 se muestra la variación de la aceleración máxima del terreno *PGA* en ambas direcciones, normalizada con respecto al campo libre, para todas las posiciones del túnel y todos los sismos considerados.

En la dirección transversal (*x*), la *PGA* alrededor del apoyo disminuye entre 5 y 7% con respecto al campo libre durante los sismos normales y entre 1 y 7% en los de subducción, independientemente de la posición del túnel (casos A a D). En los eventos del último tipo, la *PGA* se modifica ligeramente en una franja de unos 170 m de ancho, ya sea incrementando o disminuyendo, en menos del 2% con respecto al campo libre. En tanto que, en los eventos del primer tipo, el abatimiento de la *PGA* se disipa con la distancia en una franja de 150 m de ancho.



# Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas

## Análisis de resultados

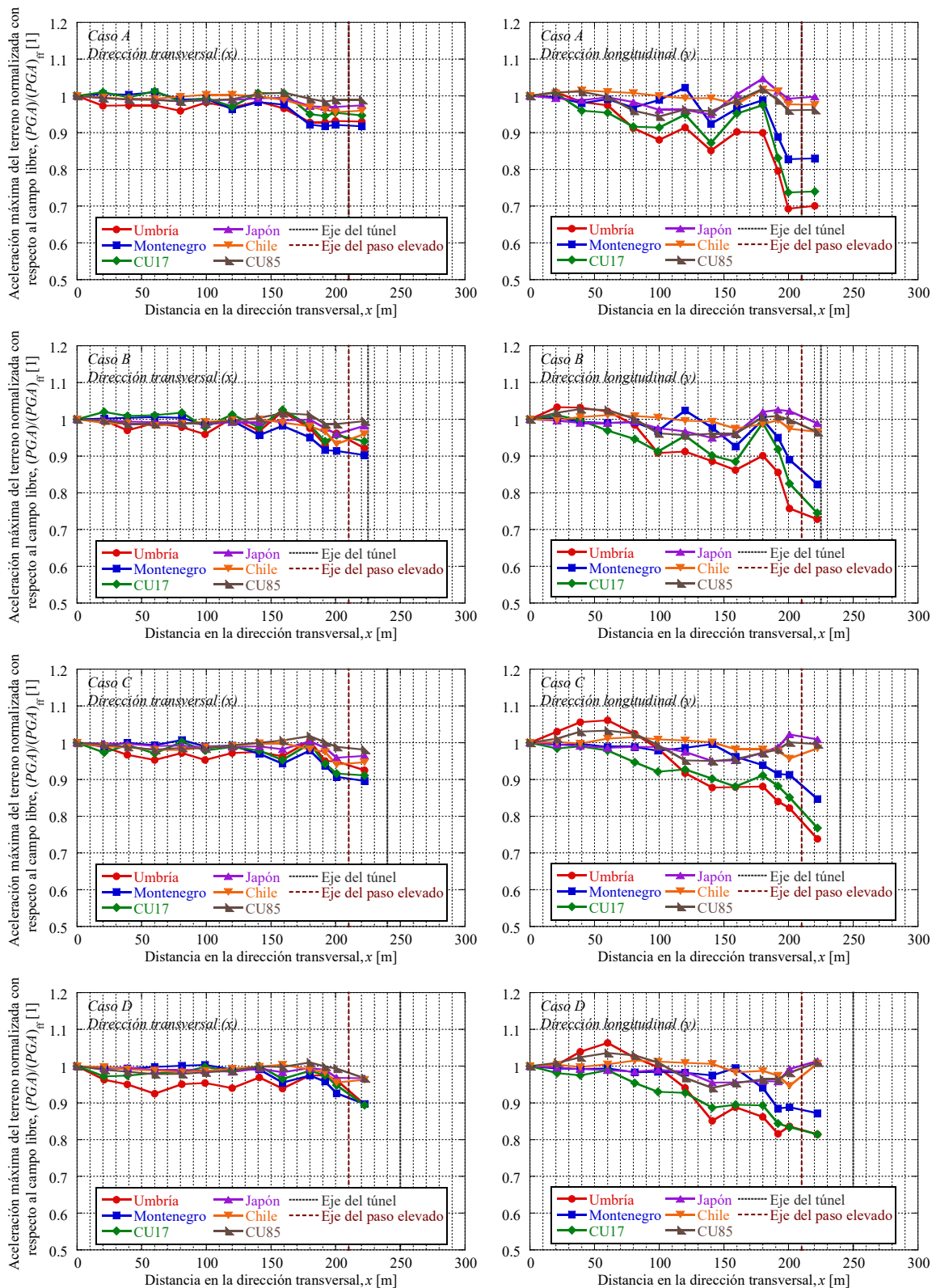


Figura 45. Variación de la aceleración máxima del terreno normalizada con respecto al campo libre en el centro del modelo, para todos los casos y sismos analizados.

En la dirección longitudinal ( $y$ ), el comportamiento cambia con el tipo de evento. En los sismos normales, la  $PGA$  circunvecina al apoyo se reduce entre 17 y 30% con respecto al campo libre cuando el eje del túnel y el paso elevado coinciden (caso A). Lejos de la estructura, el abatimiento de la  $PGA$  disminuye casi proporcionalmente con la distancia en una franja de aproximadamente 190 m de ancho. Conforme la distancia al túnel aumenta (casos B a D), la  $PGA$  recupera parcialmente su valor en campo libre. En los sismos de subducción, la  $PGA$  alrededor del apoyo se reduce menos del 4% con respecto al campo libre en todas las posiciones del túnel (casos A a D). Además, en una franja de 90 m de ancho aledaña al paso elevado, la aceleración máxima se incrementa y reduce hasta 5% con respecto al campo libre.

Al igual que en el borde del modelo, durante los eventos de subducción la variación media de la  $PGA$  en ambas direcciones es similar en todas las posiciones del túnel (casos A a D), pues se trata de versiones desfasadas con respecto al eje de la obra subterránea. Durante los sismos normales, ocurre lo mismo en la dirección transversal, pero en la longitudinal la variación de la  $PGA$  parece ser independiente de la posición relativa del túnel.

En segundo lugar, la Figura 46 recopila la variación con la distancia en el eje central de la aceleración espectral máxima  $(S_a)_{\max}$  del movimiento en ambas direcciones, normalizada con respecto al campo libre, para todos los sismos y todas las configuraciones del túnel incluidos en el análisis.

En los sismos normales, la  $(S_a)_{\max}$  de la superficie cercana al apoyo se reduce entre 16 y 23% con respecto al campo libre en la dirección transversal y entre 21 y 34% en la dirección longitudinal, en un área aledaña de 60 y 30 m de ancho en cada dirección, respectivamente. Como el comportamiento depende de la posición del túnel, resulta en cambios en la  $(S_a)_{\max}$  del apoyo conforme los ejes de las estructuras se separan (casos A a D). En las cercanías al sistema túnel – paso elevado, el comportamiento es similar en ambas direcciones. Allí, el comportamiento de la  $(S_a)_{\max}$  es errático pues se reduce entre 5 y 12% con respecto al campo libre, pero también se producen incrementos ocasionales de hasta 14%. La perturbación del movimiento del campo libre se disipa aproximadamente con la distancia en una franja aledaña al paso elevado de 190 m de ancho.

En la mayor parte de los sismos de subducción, la  $(S_a)_{\max}$  en las inmediaciones del apoyo se incrementa hasta 5% con respecto al campo libre en la dirección transversal y hasta 20% en la longitudinal, cuando el túnel se encuentra bajo este (caso A). Tal incremento se disipa conforme la obra subterránea se separa (casos B a D), hasta ser del 2.5 y 16% con respecto al campo libre en cada dirección, respectivamente, cuando la separación es igual a 3 diámetros del túnel (caso D). En la superficie aledaña al conjunto, la  $(S_a)_{\max}$  en la dirección transversal se incrementa hasta 8% con respecto al campo libre, pero se reduce hasta 14% en la longitudinal. Esta modificación disminuye conforme el túnel se aleja del paso elevado y, cuando la separación entre las estructuras es igual a 3 diámetros del túnel (caso D), el incremento con respecto al campo libre en la dirección transversal decae hasta 4%, mientras que la reducción en la longitudinal se mantiene. En ambos casos, el valor crítico de incremento o reducción se alcanza a unos 70 m del eje del túnel.

# Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas

## Análisis de resultados

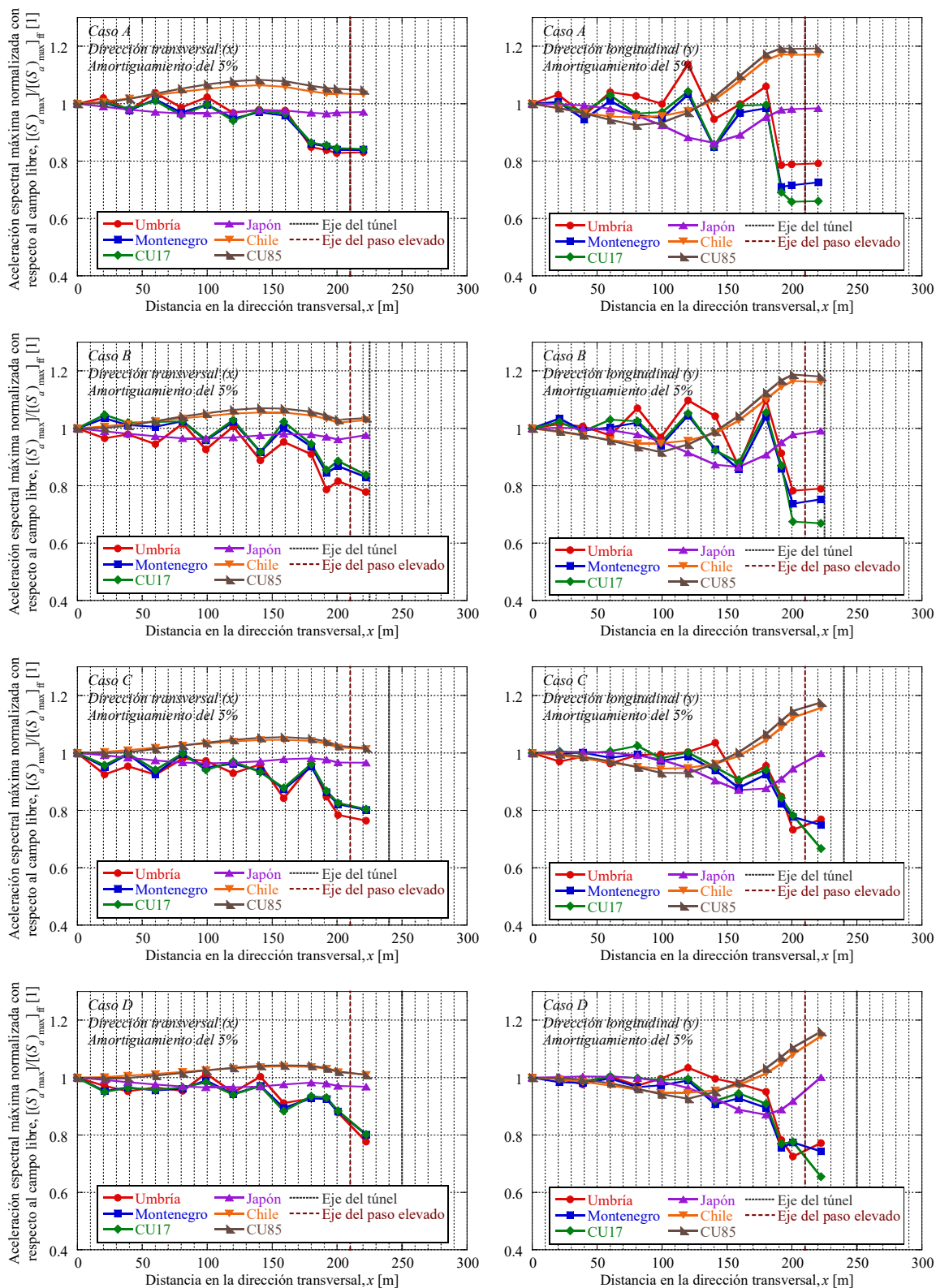


Figura 46. Variación de la aceleración espectral máxima normalizada con respecto al campo libre en el centro del modelo, para todos los casos y sismos analizados.

Como ocurre en el eje límite, la discrepancia entre el comportamiento de la  $(S_a)_{\max}$  durante los eventos normales y de subducción se debe a que el máximo en cada tipo se asocia con periodos diferentes. Para los eventos del último tipo, coincide con el periodo fundamental del sitio, en tanto que, en los del primer tipo, con su primer armónico. Además, en los sismos normales el comportamiento medio de la  $(S_a)_{\max}$  en ambas direcciones es aproximadamente independiente de la posición relativa del túnel. En contraste, en los sismos de subducción el comportamiento es función de la posición relativa del túnel.

En tercer lugar, la Figura 47 recopila la variación a la mitad modelo de la intensidad de Housner  $HI$  del movimiento en ambas direcciones, normalizada con respecto al campo libre, para todos los sismos incluidos en el análisis.

En la dirección transversal, la  $HI$  en las cercanías del apoyo del paso elevado se reduce entre 1 y 3% con respecto al campo libre cuando los ejes de las estructuras coinciden (caso A). Conforme la separación aumenta,  $HI$  disminuye aún más hasta reducciones entre 1 y 5% cuando la distancia vale 3 diámetros del túnel (caso D). En la superficie adyacente al apoyo, la reducción de la  $HI$  permanece para una franja de unos 10 m, pero el comportamiento se vuelve inconsistente. En algunos sismos, la  $HI$  aumenta hasta un 3% con respecto al campo libre a unos 70 m del eje del túnel, mientras que en otros se reduce hasta un 2% a unos 130 m del eje del túnel. Si bien existe una mayor dispersión en los eventos de subducción que en los normales, el comportamiento de la  $HI$  parece ser independiente del tipo de sismo.

En la dirección longitudinal, la  $HI$  en las cercanías del paso elevado también se reduce entre 1 y 4% con respecto al campo libre en los sismos normales, pero aumenta entre 1 y 10% para los de subducción cuando el eje del túnel se encuentra directamente bajo el paso elevado (caso A). Conforme las estructuras se alejan, la alteración de la  $HI$  disminuye en ambos tipos de evento y, cuando la separación vale 3 diámetros del túnel (caso D), la  $HI$  se reduce hasta 5% con respecto al campo libre en los sismos normales y se incrementa entre 2 y 9% en los de subducción. En la superficie adyacente al conjunto, la  $HI$  se reduce entre 9 y 11% con respecto al campo libre en una franja de unos 160 m para ambos tipos de sismo. En esta, la reducción de la  $HI$  es mayor en los sismos normales que los de subducción.

Al igual que en el borde del modelo, tanto en los sismos normales como de subducción, la variación media de la  $HI$  con la distancia en ambas direcciones es función de la posición del túnel y, consistentemente, justifica la reducción del valor del indicador alrededor del paso elevado.

Por último, la Figura 48 muestra la variación con la distancia en el centro del modelo de la duración significativa  $D_{5-95\% AI}$  del movimiento en ambas direcciones, normalizada con respecto al campo libre, para todas las señales analizadas. En esta, resulta evidente que, al igual que en el borde del modelo, el comportamiento de la  $D_{5-95\% AI}$  es independiente del tipo de sismo y de la posición relativa del túnel.

Cuando el túnel se encuentra bajo el paso elevado (caso A), la  $D_{5-95\% AI}$  en las inmediaciones del apoyo varía como sigue: para dos de los eventos normales, se incrementa hasta un 4 y 6% con respecto al campo libre en la dirección transversal y longitudinal, respectivamente; en dos de los de subducción, se reduce entre 1 y 3% en la dirección transversal, pero aumenta entre 17 y 35% en la longitudinal; y, en el par restante, de naturaleza sismogénica diferente, disminuye entre 1 y 8% en la dirección transversal y hasta 20% en la longitudinal.

Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Análisis de resultados*

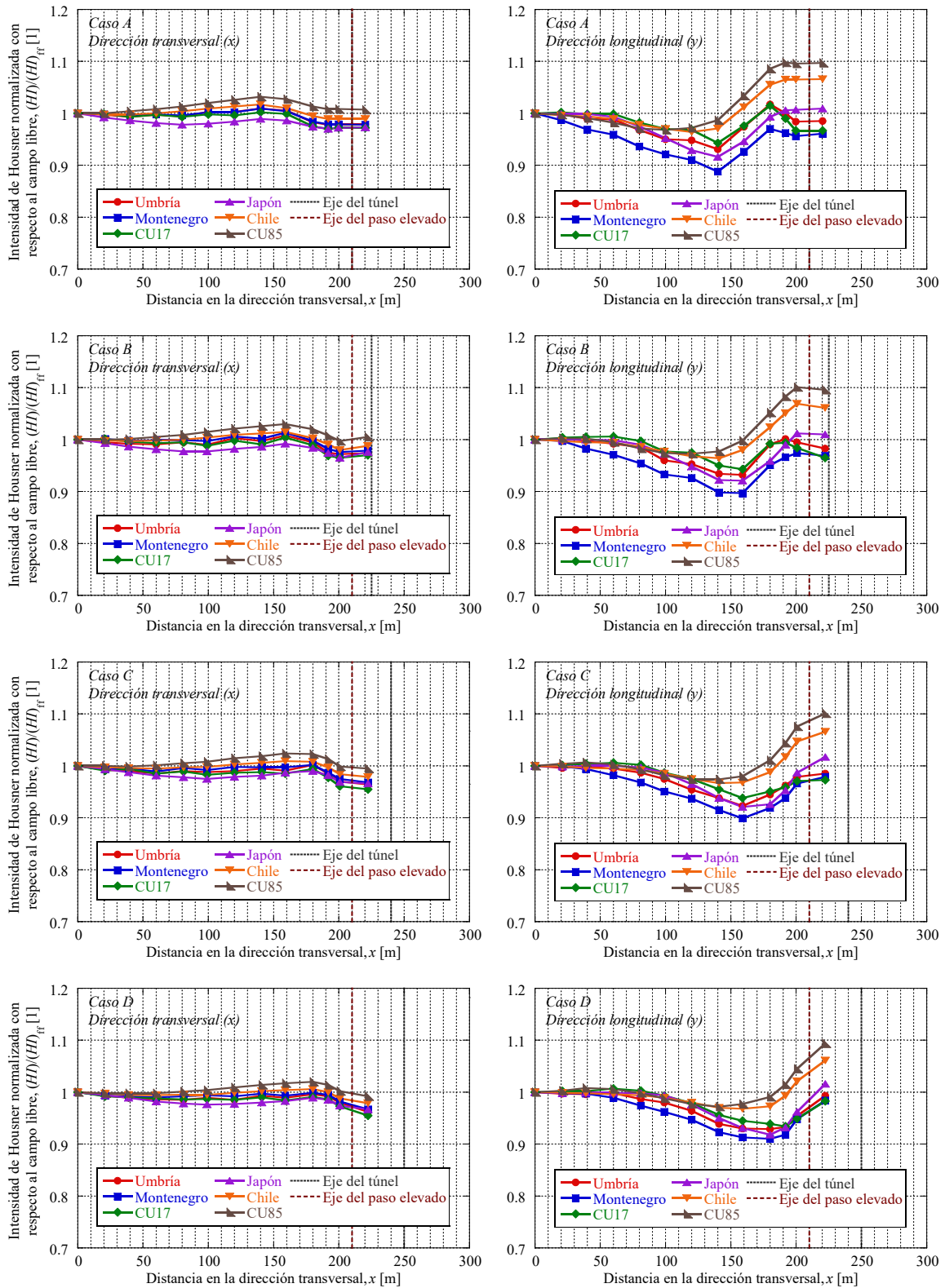


Figura 47. Variación de la intensidad de Housner normalizada con respecto al campo libre en el centro del modelo, para todos los casos y sismos analizados.

# Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas

## Análisis de resultados

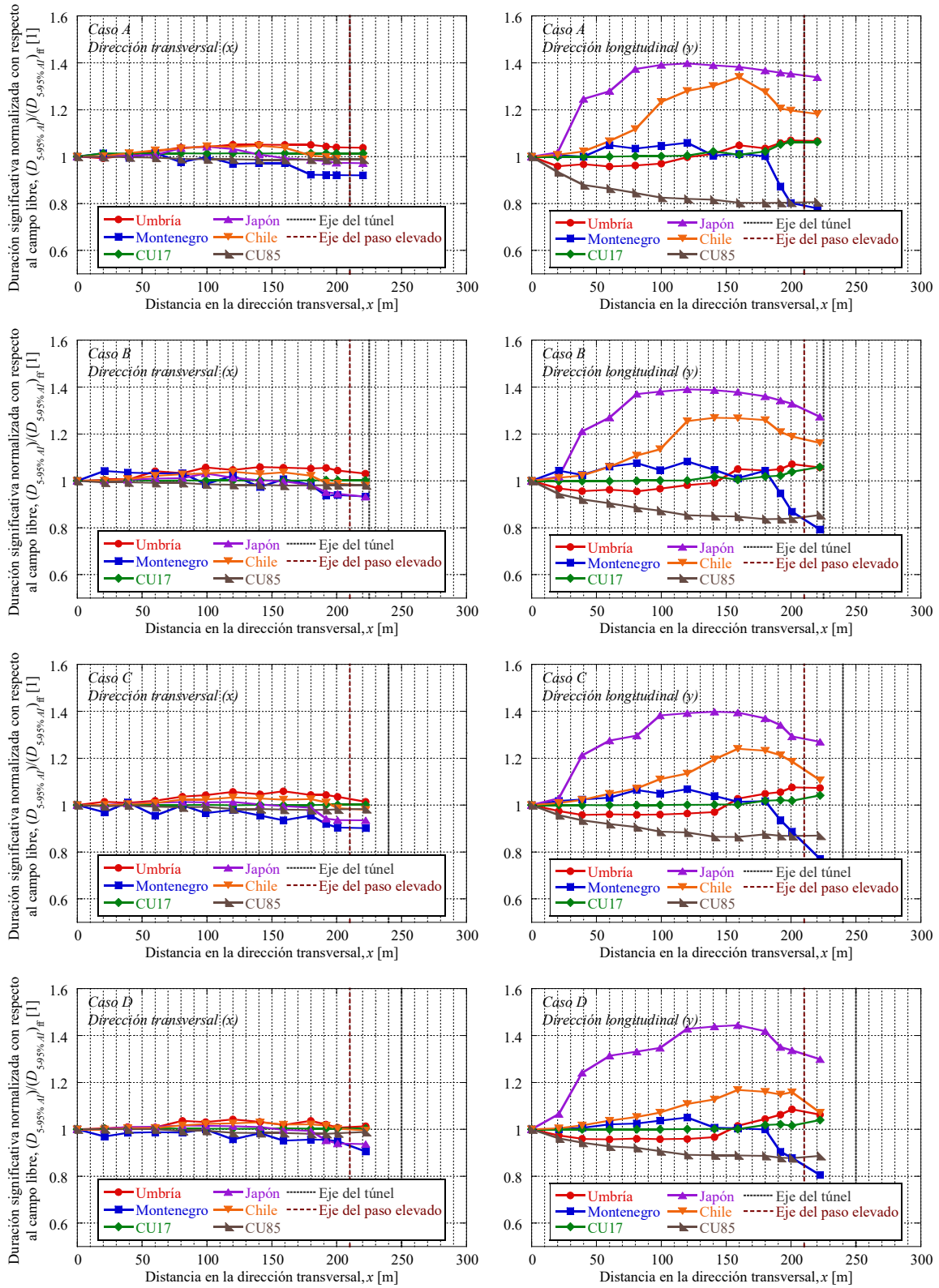


Figura 48. Variación de la duración significativa normalizada con respecto al campo libre en el centro del modelo, para todos los casos y sismos analizados.



En la superficie adyacente, la variación de la  $D_{5-95\% AI}$  es la siguiente: en el primer par de eventos, se incrementa hasta 5% con respecto al campo libre en la dirección transversal, pero se reduce hasta 4% en la longitudinal; para el segundo par, se incrementa hasta 4 y 40% respectivamente en la dirección transversal y longitudinal; en el tercer par, se reduce menos del 3% en la dirección transversal y hasta 20% en la longitudinal. Esta variación se presenta en franjas de afectación de 190, 150 y 170 m de ancho, respectivamente.

En algunos casos, conforme la separación entre las estructuras aumenta (casos B a D), la magnitud de la alteración de la  $D_{5-95\% AI}$  cambia muy ligeramente, ya sea aumentando o disminuyendo. Por ello, en concordancia con lo observado en el eje límite, el comportamiento medio con la distancia de la  $D_{5-95\% AI}$  en ambas direcciones aparenta ser independiente de la separación entre las estructuras durante los sismos normales y de subducción. Nuevamente, la modificación de este indicador puede atribuirse casi en su totalidad al túnel.

#### 7.7.4 Porción de la interacción debida al apoyo del paso elevado

Como se mencionó al comienzo de esta sección, la perturbación del movimiento circundante debida únicamente al apoyo del paso elevado se disipa rápidamente, desapareciendo prácticamente a una distancia de 30 m. Dicho sea de paso, este resultado representa 2.4 veces el ancho de su cimentación y concuerda con lo reportado en la bibliografía y recopilado en el capítulo 2.2.

No obstante, para evidenciar el aumento de la afectación debida a la interacción del apoyo del paso elevado con el túnel, en las Figuras 49 a 51 se muestra la variación en el eje central de la aceleración máxima  $PGA$ , la aceleración espectral máxima  $(S_a)_{max}$  y la intensidad de Housner  $HI$  del movimiento normalizados con respecto al campo libre y a la misma cantidad en el eje límite. Así, valores mayores, iguales o menores a la unidad indican respectivamente que el apoyo incrementa, mantiene o reduce cada medida de intensidad. Además, aquellas distancias en las que el valor se estabiliza en la unidad establecen la extensión de la afectación debida al apoyo. Vale la pena destacar que la duración significativa se ha excluido de este análisis debido a que su perturbación se debe casi en su totalidad al túnel.

En principio, cuando el túnel se encuentra debajo del paso elevado (caso A), el apoyo reduce la  $PGA$  (Figura 49) en sus alrededores hasta un 10% con respecto al campo libre y el borde del modelo en ambas direcciones durante los eventos de subducción, y hasta 15 y 25% en las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente, durante los normales. La influencia del apoyo se disipa a aproximadamente 130 m en la primera dirección, y a solo 90 m en la segunda. En esta última, la  $PGA$  se reduce en los primeros 30 m y aumenta en los 60 m restantes hasta un 7% con respecto al campo libre y el borde del modelo.

Conforme el túnel se aleja del paso elevado (casos B a D), el efecto del apoyo evoluciona, pero se estabiliza cuando la separación vale 3 diámetros del túnel (caso D). En la dirección transversal, la  $PGA$  se reduce con respecto al campo libre y el borde del modelo hasta 5 y 10% en los sismos normales y de subducción, respectivamente. En la dirección longitudinal, la  $PGA$  se mantiene inalterada durante los sismos de subducción, pero se reduce hasta 15% con respecto al campo libre y el borde del modelo en los normales. En ambas direcciones, el ancho de la franja de afectación se reduce a 70 y 90 m en cada tipo de sismo. Por tanto, la modificación de la  $PGA$  debida al apoyo se magnifica por su interacción con el túnel. En este

caso, la modificación depende más de la naturaleza del evento que de las características de frecuencia de cada sismo.

Colateralmente, el apoyo del paso elevado reduce la  $(S_a)_{\max}$  en sus alrededores (Figura 50) y, cuando el túnel se encuentra directamente bajo este (caso A), la abate hasta 12% con respecto al campo libre y el eje límite en ambas direcciones durante los eventos de subducción, y hasta 31 y 28% en las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente, durante los eventos normales. Si bien el efecto del apoyo es errático, se disipa a aproximadamente 110 m de la estructura, independientemente de la dirección del movimiento y del tipo de evento.

Al igual que para la *PGA*, la perturbación del apoyo cambia conforme la distancia entre las estructuras crece (casos B a D) y también se estabiliza para la separación más grande (caso D). En esta última configuración, la  $(S_a)_{\max}$  en la dirección transversal se reduce con respecto al campo libre y el borde del modelo hasta 19 y 6% en los sismos normales y de subducción, respectivamente. En la dirección longitudinal, la  $(S_a)_{\max}$  se incrementa hasta 4% con respecto al campo libre y el borde del modelo durante los sismos de subducción, pero se reduce hasta 30% en los normales. En estos últimos, el ancho de la franja de afectación se conserva, pero en los de subducción disminuye a 50 m. Por tanto, la modificación de la  $(S_a)_{\max}$  debida al apoyo también se magnifica por la interacción con el túnel y, al igual que para la *PGA*, su modificación aparenta depender más de la naturaleza del sismo que de las particularidades de cada evento.

Por último, el apoyo del paso elevado también disminuye la *HI* en sus alrededores (Figura 51) y, cuando el eje del túnel coincide con el de este (caso A), la reduce hasta 10% con respecto al campo libre y el eje límite en la dirección transversal y entre 4 y 10% en la longitudinal, para ambos tipos de eventos. En las cercanías al sistema túnel – apoyo del paso elevado, la reducción de la *HI* se disipa a unos 130 m en la primera dirección y a unos 110 m en la segunda. En la dirección longitudinal, la *HI* también se incrementa hasta 3% con respecto al campo libre y al borde del modelo.

Una vez más, el efecto del apoyo en la *HI* evoluciona con la distancia al túnel (casos B a D) y se estabiliza para la mayor separación (caso D). En esta última, la *HI* se reduce hasta 5% con respecto al campo libre y el borde del durante todos los sismos en la dirección transversal, y se altera, ya se aumentando o disminuyendo, hasta 2 y 3% en los sismos normales y de subducción, respectivamente, en la dirección longitudinal. Además, el ancho de la franja de afectación disminuye 20 m en la primera dirección y se adelgaza hasta 30 m de ancho en la segunda. Por tanto, la modificación de la *HI* debida al apoyo aumenta por su interacción con el túnel.



# Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas

## Análisis de resultados

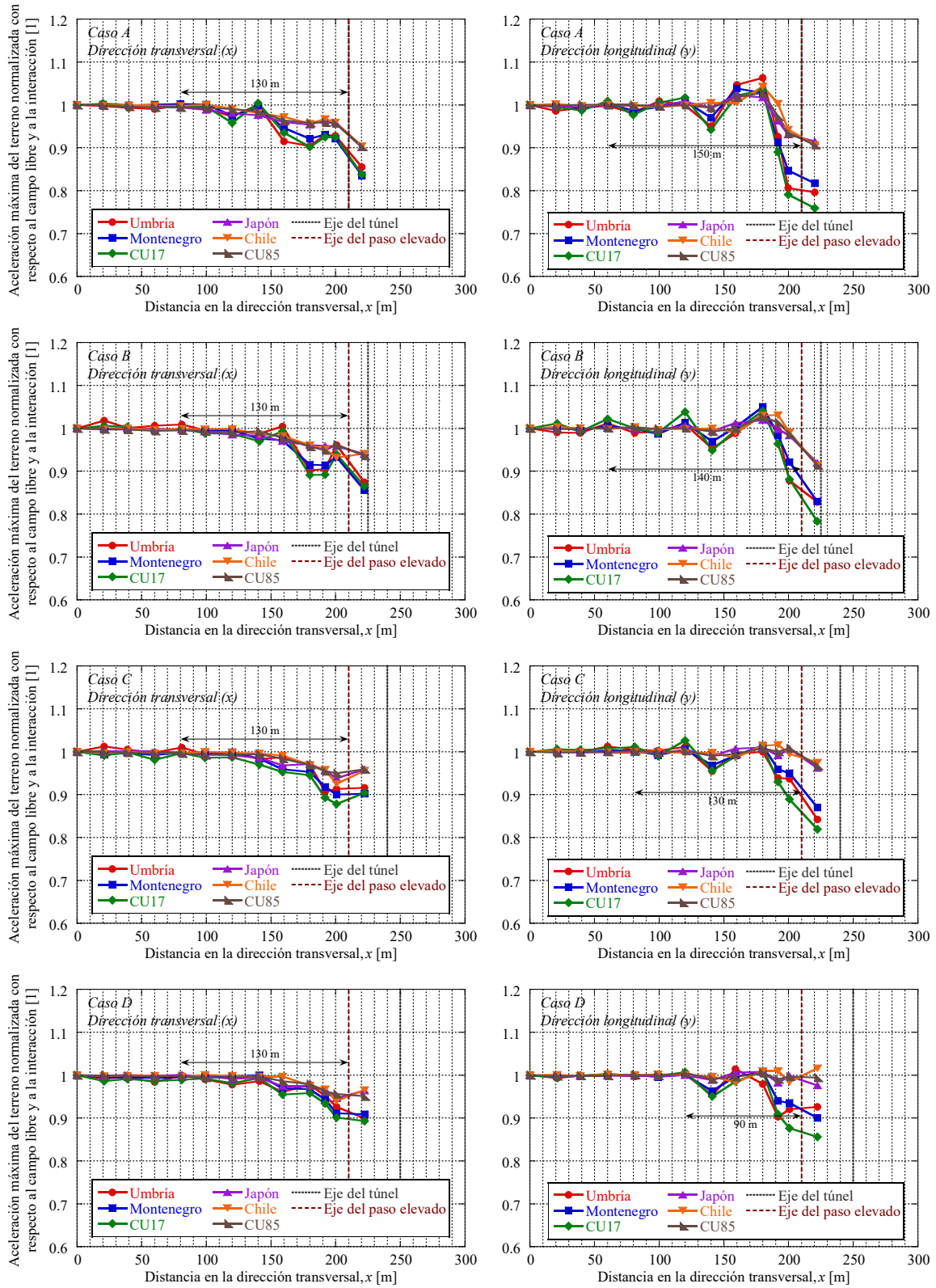


Figura 49. Variación de la aceleración máxima del terreno en el centro del modelo, normalizada con respecto al campo libre y el borde del modelo, para el movimiento en las direcciones transversal y longitudinal.

# Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas

## Análisis de resultados

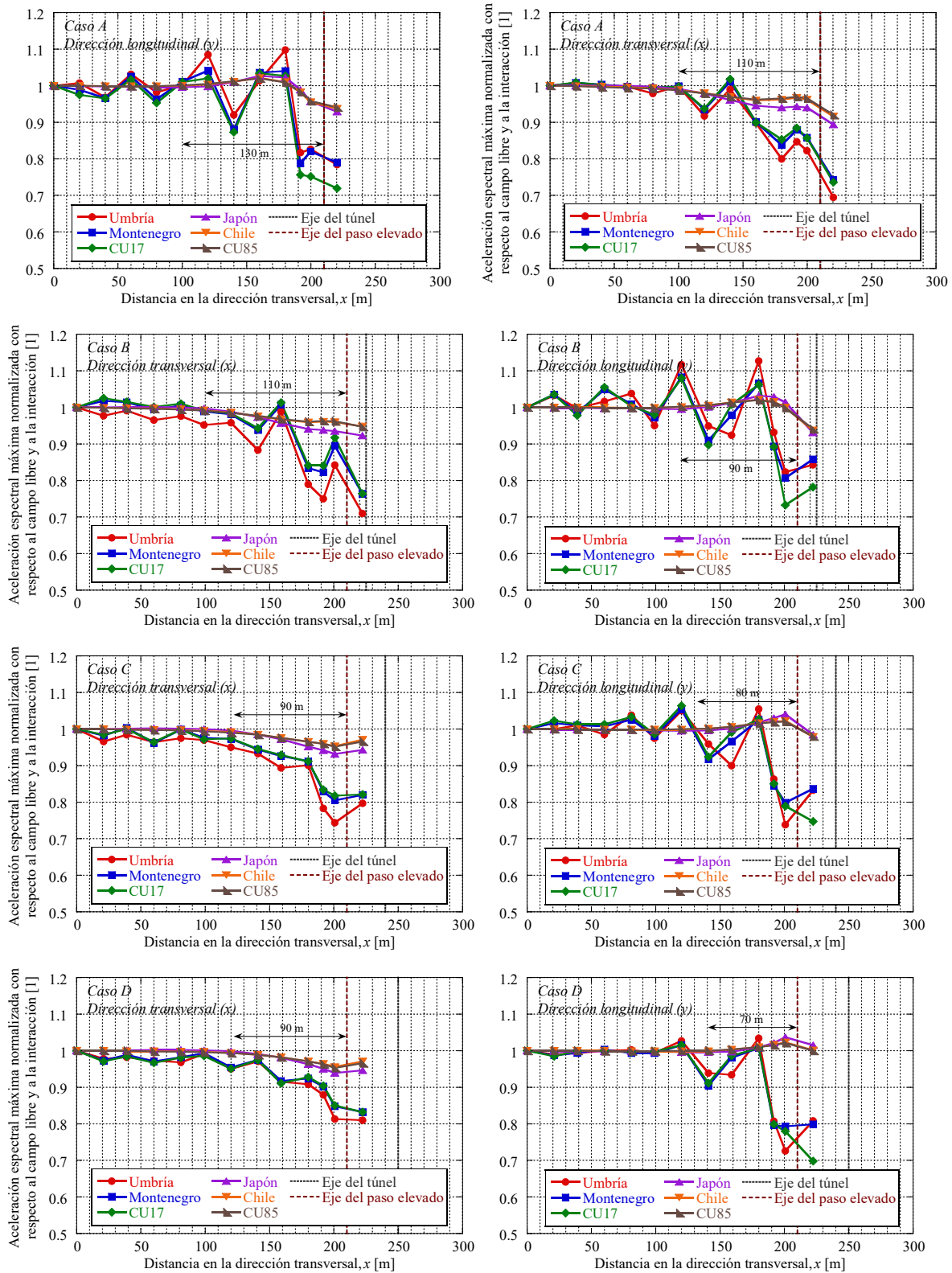


Figura 50. Variación de la aceleración espectral máxima en el centro del modelo, normalizada con respecto al campo libre y el borde del modelo, para el movimiento en las direcciones transversal y longitudinal.

Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Análisis de resultados*

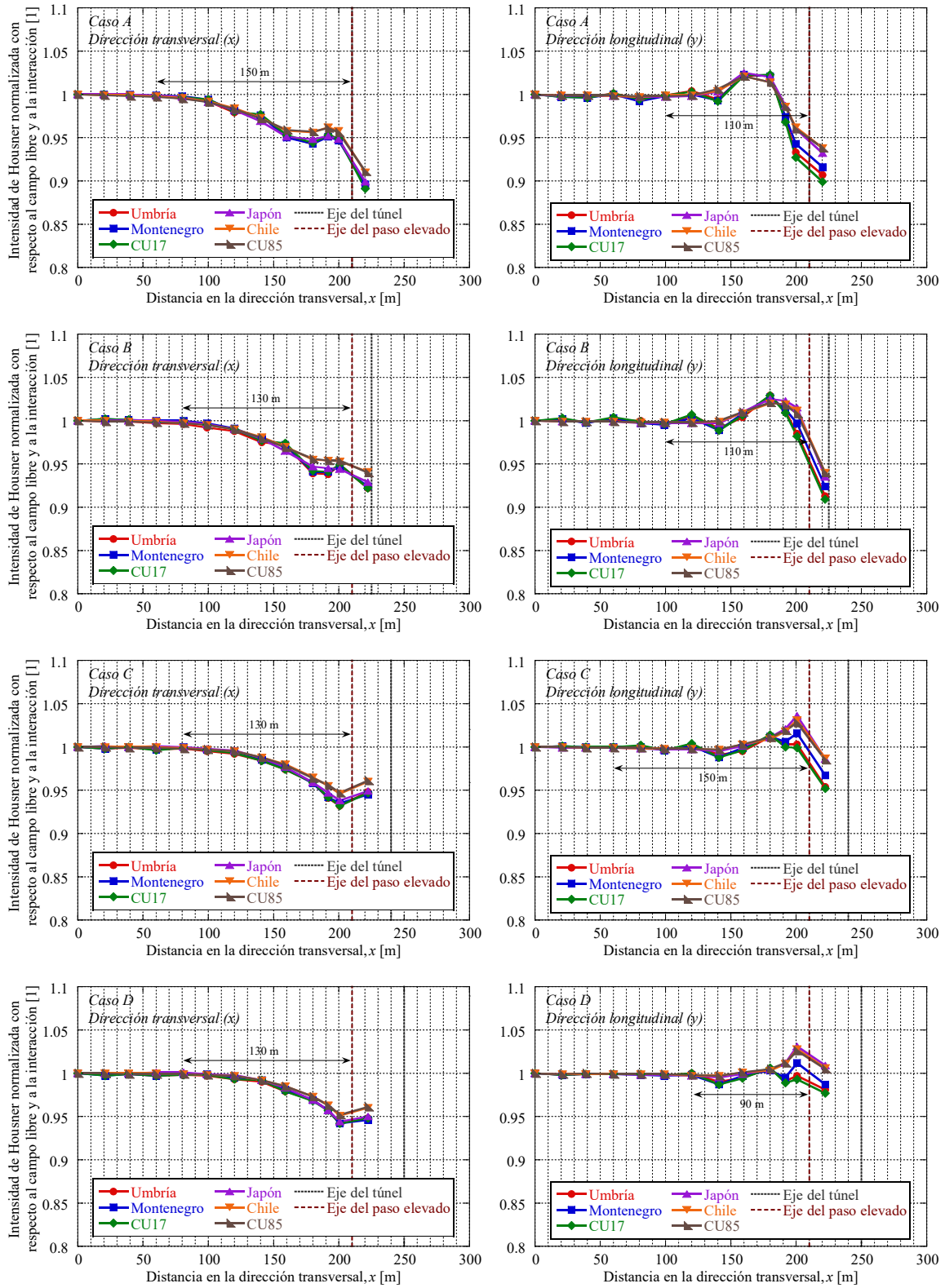


Figura 51. Variación de la intensidad de Housner del movimiento en el centro del modelo, normalizada con respecto al campo libre y el borde del modelo, para las direcciones transversal y longitudinal.



## 8 Resumen, conclusiones y comentarios finales

En esta investigación numérica se encontró que, para el sistema compuesto por un túnel y un paso elevado con ejes paralelos, la interacción sísmica es de suma importancia pues la presencia de la obra subterránea y el acoplamiento entre ambas resulta en una alteración desfavorable en el movimiento de la estructura elevada. Por un lado, el túnel perturba el contenido de frecuencias del movimiento de la superficie cercana, incrementando su incoherencia y disminuyendo el periodo predominante. En consecuencia, el movimiento se atenúa sobre su eje, pero se amplifica en una amplia franja perpendicular a este. Por otro lado, el apoyo del paso elevado reduce el movimiento a su alrededor por el gran contraste entre la rigidez de su cimentación y la del suelo. En conjunto, ambos efectos incrementan tanto el desplazamiento relativo como la rotación vertical de la plataforma del paso elevado, así como los elementos mecánicos en su columna y elementos de cimentación profundos. Esto se debe principalmente a la incoherencia debida al túnel, pues provoca que la energía transmitida al subsuelo durante el sismo se concentre y se absorba en la superestructura, así como que se incremente la rotación de la cimentación.

También se comprobó que dichos efectos: son mayores cuando los ejes del túnel y del paso elevado coinciden; se disipan cuando la separación entre las estructuras supera dos diámetros del túnel; y que se pronuncian cuando el contenido de frecuencias del sismo coincide con la fundamental del suelo y/o la del paso elevado. Por tanto, tales efectos serán dañinos tanto en sismos normales como de subducción en función del contenido de frecuencias de la excitación sísmica. Adicionalmente, en las cercanías al sistema túnel – paso elevado, dicha modificación del contenido de frecuencias será particularmente nociva para estructuras ligeras de baja y mediana altura con periodos reducidos. En las secciones siguientes se comentan las implicaciones más relevantes de la interacción túnel – paso elevado en cada uno de los componentes del sistema.

### 8.1 Efectos de la interacción en el paso elevado

Debido a la presencia del túnel, tanto la aceleración natural como la espectral máximas en la plataforma del paso elevado se reducen entre 6 y 28% con respecto al caso aislado cuando el túnel se ubica bajo el del paso elevado. En la base de la cimentación, la aceleración espectral máxima asociada al periodo fundamental del apoyo disminuye hasta 35%, pero aumenta hasta 23% para la relacionada con la frecuencia natural del sitio. Las mayores reducciones corresponden a los sismos normales y a la dirección del eje del túnel. Este comportamiento es aproximadamente uniforme en cada tipo de evento y, por ello, poco dependiente del contenido de frecuencias. En estas medidas de intensidad, el valor sin interacción se recupera cuando la distancia entre ambos supera 2 diámetros del túnel.

De la misma manera, el desplazamiento máximo y la intensidad de Housner de la plataforma del paso elevado se modifican por la presencia del túnel. En la dirección transversal al eje, la reducción es ligera y menor al 4%, pero en la longitudinal la perturbación cambia con el tipo de sismo. En esta última dirección, ambas medidas se reducen hasta 10% con respecto al caso aislado en los eventos normales, pero se incrementan hasta 8% en los de subducción. En este caso, la magnitud de los indicadores crece con la magnitud del sismo, aunque el comportamiento de la intensidad de Housner es más uniforme gracias al ajuste espectral. Para

los sismos normales, el impacto del túnel desaparece cuando su eje se separa 2 diámetros del eje túnel, pero en los normales esto ocurre para a una distancia mayor a 3 diámetros del túnel.

Aunque las medidas de intensidad anteriores indican que el movimiento absoluto del apoyo del paso elevado se reduce, el movimiento relativo de su plataforma se incrementa y, con ello, las fuerzas internas en la columna. Esto se debe a que la interacción del paso elevado con el túnel magnifica su movimiento en una banda de frecuencias de 1.3 a 2.6 Hz que incluye sus frecuencias naturales y las propias del sitio. Si bien están relacionados, tal amplificación depende más del contenido de frecuencias que de la naturaleza sismogénica del evento, así como de su coincidencia con las fundamentales del sistema túnel – suelo – paso elevado. Por tanto, este efecto es mayor para los sismos normales, compuestos principalmente por frecuencias altas que coinciden con las del apoyo, y menor para los de subducción, ricos en frecuencias bajas.

Asimismo, en el caso más desfavorable, el desplazamiento relativo máximo de la plataforma aumenta hasta 28% en la dirección transversal con respecto al caso aislado en los sismos de subducción, y se reduce hasta 24% en la dirección longitudinal durante los sismos normales. Esta modificación disminuye conforme las estructuras se alejan y desaparece para separaciones mayores a 3 diámetros del túnel. Del mismo modo, la rotación vertical máxima de la plataforma se duplica con respecto al caso aislado, independientemente de la naturaleza o contenido de frecuencias del sismo. En este caso, aunque el efecto decae con la separación entre las estructuras, se desvanece a distancias mucho mayores a 3 diámetros del túnel. Además, el túnel disminuye el periodo equivalente del sistema y su relación de amortiguamiento, principalmente en la dirección de su eje, en función del contenido de frecuencias del sismo.

Encima, la fuerza cortante y el momento flexionante en los pilotes del paso elevado se incrementan hasta 22 y 32%, respectivamente, en la conexión con el cajón. Tal aumento: es máximo cuando el túnel se encuentra directamente bajo el apoyo; disminuye rápidamente con la separación entre las estructuras; y prácticamente desaparece para distancias mayores a un par de diámetros del túnel. También es independiente del contenido de frecuencias y de la naturaleza del sismo. Gran parte de este incremento es un efecto *inercial* debido a la rotación de la cimentación inducida por el túnel, y se disipa en la primera mitad de la longitud de los pilotes. Por su parte, la reducida componente *cinemática* actúa en toda la longitud, pero por su magnitud, solo es evidente en el extremo inferior del pilote. Esta se debe a la incoherencia impuesta por el túnel en la propagación de las ondas sísmicas y produce distribuciones de las fuerzas internas similares a las generadas por la deformación sinusoidal del pilote, guardando la misma longitud de onda que la propia de la propagación en el suelo.

Por lo anterior, el refuerzo transversal y longitudinal usual en los pilotes, que a menudo se concentra en su conexión con la losa en el fondo del cajón de cimentación, se debe complementar para tomar las cargas sísmicas cinemáticas producto de la incoherencia generada por el túnel. Sumado a su importancia en el diseño de la cimentación profunda de pasos elevados próximos a estructuras profundas, el incremento de los elementos mecánicos producto de tal cercanía será importante cuando obras subterráneas atraviesen estructuras antiguas apoyadas en pilotes de fricción. En especial aquellas con pilotes inusuales como los de tipo *mega* y *tensa*, con nula y reducida resistencia a la flexión, respectivamente. Adicionalmente y aunque fuera de los alcances de este documento, en la realidad el aumento

en los movimientos de los pilotes por la cercanía del túnel también incrementa los excesos de presión de poro generados durante el sismo y, con estos, los asentamientos diferidos producto de su disipación.

Así, por la aparente *dicotomía* en el comportamiento del apoyo, en la que el movimiento absoluto de la estructura se reduce, pero tanto su movimiento relativo como sus fuerzas internas se incrementan, la interacción en sistemas de este tipo debe estudiarse de manera acoplada, *i.e.* incluyendo todos los componentes de la interacción en el análisis. De lo contrario, los elementos mecánicos en pasos elevados cercanos a túneles podrían subestimarse en mayor o menor medida durante movimientos sísmicos fuertes.

El incremento debido al túnel en las fuerzas internas de la superestructura del paso elevado puede tomarse en cuenta en el diseño pseudoestático aumentando el cortante sísmico en la base de la cimentación en la misma proporción que se incrementan los desplazamientos relativos de la estructura en el análisis acoplado. Esto se basa en que, para una estructura en el rango elástico, las deformaciones están directamente relacionadas con las cargas. Para el caso analizado, tal aumento es del 28% cuando los ejes de las estructuras coinciden. En cuanto a los pilotes, la componente inercial de la distribución de los elementos mecánicos se obtiene directamente de las acciones en el extremo superior de cada pilote en el análisis de la superestructura. La distribución cinemática, por su parte, puede obtenerse suponiendo que las deformaciones sísmicas máximas del perfil estratigráfico, obtenidas, por ejemplo, de un análisis unidimensional de respuesta de sitio, son iguales a las del pilote, para así calcular las fuerzas internas compatibles con tales desplazamientos. Este enfoque se emplea en el diseño sísmico simplificado de obras subterráneas y es más válido para este caso, pues la restricción de movimiento impuesta por los pilotes es mucho menor que en los túneles. En esta distribución, el incremento de los elementos mecánicos debido al túnel puede considerarse, por las mismas razones que en la superestructura, multiplicando por el aumento registrado en el análisis acoplado.

## 8.2 Efectos de la interacción en el túnel

A diferencia de lo observado en el paso elevado, la interacción entre el túnel y el apoyo tiene una influencia menor en el comportamiento de la obra subterránea. Sus desplazamientos relativos máximos conservan un valor aproximadamente uniforme a lo largo de su eje, con una variación menor al 2%. Por ello, las fuerzas internas en el revestimiento del túnel son independientes de su cercanía al apoyo. Sin embargo, la interacción perturba el movimiento absoluto del túnel y este transmite tal efecto en la dirección de su eje gracias a la gran rigidez de su revestimiento. De esta manera, altera el movimiento de la superficie entre apoyos y se generan los efectos que se comentan en la sección siguiente. Aunque la magnitud de los desplazamientos absolutos y relativos del túnel es función de la naturaleza y magnitud del sismo, su variación por la interacción es independiente del contenido de frecuencias.

## 8.3 Efectos de la interacción en las cercanías

Las características de la alteración del movimiento de la superficie circundante encontradas en la interacción sísmica túnel – paso elevado se deben principalmente a la combinación de dos de factores. El primero corresponde a naturaleza sismogénica de la excitación, en este

caso uniformizada por el ajuste espectral, y resulta en que los eventos de subducción y los normales exciten de manera preferencial al periodo fundamental del sitio y su primer armónico, respectivamente, aunque ambos estimulan dichas frecuencias y generan un par picos de amplificación. En los eventos del último tipo, la resonancia con el periodo natural del sitio resulta en que el pico secundario casi equipare al primario. Esto implica que eventos normales con un contenido de frecuencias ligeramente más diverso que el usual afecten igualmente a estructuras rígidas y flexibles.

El segundo factor reside en que la presencia del túnel perturba significativamente el movimiento del terreno aledaño en una franja de dimensiones considerables. La mayor alteración ocurre en la dirección de su eje pues la reducción de masa y rigidez del sistema en tal dirección es mayor gracias a su excavación. En dicha franja de afectación, el cambio del movimiento longitudinal asemeja una *ondícula*, con incremento máximo en el eje del túnel, reducciones colindantes al pico y cambio nulo en la distancia. En el sentido transversal el comportamiento es similar, pero existen picos adicionales que sustituyen a las reducciones de la dirección perpendicular. Como esta franja se debe principalmente a la presencia del túnel, se desplaza con este y, en consecuencia, el comportamiento del apoyo del paso elevado cambia en función de si este se localiza en un pico o en un valle.

En la superficie afectada principalmente por el túnel, lejos del apoyo del paso elevado, la aceleración máxima del terreno, la aceleración espectral máxima y la intensidad de Housner en la dirección transversal se incrementan hasta 21 y 14% con respecto al campo libre en el primer y segundo pico, respectivamente. En tanto que, en la dirección longitudinal, las mismas medidas de intensidad se reducen o aumentan hasta 17% con respecto al campo libre. Si bien la extensión de tal franja cambia con el indicador analizado, alcanza hasta 230 y 190 m de ancho en las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente. Este valor es mayor: para el movimiento en la dirección del túnel, por la previamente mencionada reducción de masa y rigidez; y en los eventos de subducción, pues estos concentran su energía en rango amplio de periodos.

En la superficie cercana al apoyo del paso elevado, se combinan los efectos del túnel con los de la estructura y el movimiento se reduce de manera uniforme en una franja de hasta 150 m de ancho que pierde extensión conforme el túnel se aleja del paso elevado. Considerando que, en la ausencia del túnel los efectos del apoyo prácticamente desaparecen a 30 m de su eje, la interacción con el túnel incrementa hasta 5 veces la influencia de la cimentación del apoyo en sus cercanías. Consecuentemente, la aceleración máxima del terreno, la aceleración espectral máxima y la intensidad de Housner en las direcciones transversal y longitudinal disminuyen respectivamente hasta 23 y 34% con respecto al campo libre en las cercanías del apoyo o se incrementan hasta 20%, en función del sismo. En el resto de la franja, las mismas medidas aumentan o disminuyen entre 5 y 14% con respecto al campo libre.

Adicionalmente, la presencia del túnel también incrementa la duración significativa del movimiento del terreno circunvecino en una franja de 200 m de ancho en la dirección transversal y de extensión mucho mayor en la dirección longitudinal. En esta, la demanda sísmica se prolonga hasta 45% con respecto al campo libre en la dirección del túnel y hasta 5% en la dirección perpendicular. Aunque se escapa de los alcances de este documento, lo anterior será de particular importancia en materiales, tanto estructurales como térreos, susceptibles a la degradación de su rigidez en pocos ciclos de carga.



## 9 Referencias

Abrahamson, N. A., 2000. *State Of The Practice Of Seismic Hazard Evaluation*. Melbourne, Australia, s.n., pp. 659-685.

Administración Pública de la Ciudad de México, 2020. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, 9 Junio, 21(361).

Aldaikh, H. S., Ibraim, E. & Ibraim, E., 2012. *Discrete Model for Dynamic Structure-Soil-Structure Interaction*. Lisbon, Portugal, Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES).

Amendola, C. y otros, 2021. Foundation Impedance Functions from Full-Scale Soil-Structure Interaction Tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 141, p. 106523.

Amorosi, A. & Boldini, D., 2009. Numerical Modelling of the Transverse Dynamic Behaviour of Circular Tunnels in Clayey Soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 29, pp. 1059-1072.

Argyroudis, S., Tsinidis, G., Gatti, F. & Pitilakis, K., 2017. Effects of SSI and Lining Corrosion on the Seismic Vulnerability of Shallow Circular Tunnels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 98, pp. 244-256.

Auvinet, G., 2018. *Seismic Response of Subsoil and Building Foundations in Mexico City (1985-2017)*. Mexico City, s.n.

Bard, P. Y. y otros, 2008. Site-City Interaction. En: C. S. Oliveira, A. Roca & X. Goula, edits. *Assessing and Managing Earthquake Risk. Geotechnical, Geological And Earthquake Engineering*. Netherlands: Springer, pp. 91-114.

Baziar, M. H., Moghadam, M. R., Kim, D.-S. & Choo, Y. W., 2014. Effect of Underground Tunnel on the Ground Surface Acceleration. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volumen 44, pp. 10-22.

Besharat, V., Davoodi, M. & Jafari, M. K., 2014. Variations in Ground Surface Responses Under Different Seismic Input Motions Due the Presence of a Tunnel. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 39(10), pp. 6927-6941.

Besharat, V., Davoodi, M. & Kazem, M., 2012. *Effect of Underground Structures on Free-Field Ground Motion during Earthquakes*. Lisbon, Portugal, Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES).

Boore, D., 2008. *Notes on Smoothing Over Logarithmically-Spaced Frequencies*. s.l.:s.n.

Boutin, C. & Roussillon, P., 2004. Assessment of the Urbanization Effect on Seismic Response. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95(1), pp. 251-268.

Casiano, M. J., 2016. *Extracting Damping Ratio From Dynamic Data and Numerical Solutions*, Huntsville, Alabama: NASA, Marshall Space Flight Center.

- Chávez, F. J. & Cárdenas, M., 2002. The Contribution of the Built Environment to the "Free-Field" Ground Motion in Mexico City. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 22, pp. 773-780.
- Chen, C. Y. & Martin, G. R., 2002. Soil-Structure Interaction for Landslide Stabilizing Piles. *Computer and Geotechnics*, Volumen 29, pp. 363-386.
- Chen, L. & Poulos, H. G., 1993. Analysis of Pile-Soil Interaction Under Lateral Loading Using Infinite and Finite Elements. *Computers and Geotechnics*, Volumen 15, pp. 189-220.
- Cilingir, U. & Gopal, S. P., 2011. A Model Study On The Effects of Input Motion On The Seismic Behaviour Of Tunnels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 31, pp. 452-462.
- Cochard, A. y otros, 2006. Rotational Motions in Seismology: Theory, Observation, Simulation. En: R. Teisseyre, M. Takeo & E. Majewski, edits. *Earthquake Source Asymmetry, Structural Media and Rotation Effects*. The Netherlands: Springer, pp. 391-411.
- Constantopoulos, I. V., Cole-Baker, J. R. & Michalopoulos, A. P., 1980. *Seismic Analysis of Buried Tunnels*. Istanbul, Turkey, Kelaynak Printing Company, pp. 193-200.
- de Barros, F. C. P. & Luco, J. E., 1993. Diffraction of Obliquely Incident Waves by a Cylindrical Cavity Embedded in a Layered Viscoelastic Half-Space. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 12, pp. 159-171.
- Faccioli, E., 1991. *Seismic Amplification in the Presence of Geological and Topographic Irregularities*. St. Louis, Missouri, University of Missouri.
- Fotopoulou, S., Anastasiadou, C. & Ptilakis, D., 2013. *Topographic Effects and Soil-Foundation- Structure Interaction on a Cliff Crest*. Vienna, Austria, Vienna University of Technology.
- García, S. R. & Alcántara, L., 2020. Empirical Decomposition of Seismic Response of Soft Soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 129.
- Gil, L. M., Hernández, E. & De La Fuente, P., 2001. Simplified Transverse Seismic Analysis of Buried Structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 21, pp. 735-740.
- Göktepe, F., 2020. Effect of Tunnel Depth on the Amplification Pattern of Environmental Vibrations Considering the Seismic Interactions Between The Tunnel and The Surrounding Soil: A Numerical Simulation. *Revista de la Construcción*, 19(2), pp. 255-270.
- González, C. M. & Romo, M. P., 2011. Estimación de Propiedades Dinámicas de Arcillas. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 1(84), pp. 1-23.
- Goubo, W., Mingzhi, Y., Xianfeng, M. & Jun, W., 2017. Numerical Study on the Seismic Response of the Underground Subway Station - Surrounding Soil Mass-Ground Adjacent Building System. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, Volumen 11, pp. 424-435.
- Guéguen, P. & Astorga, A., 2021. The Torsional Response of Civil Engineering Structures during Earthquake from an Observational Point of View. *Sensors*, 21(342).

Guéguen, P., Bard, P.-Y. & Chávez-García, F. J., 2002. Site-City Seismic Interaction in Mexico City–Like Environments: An Analytical Study. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 92(2), p. 794–811.

Hatzigeorgiou, G. D. & Beskos, D. E., 2010. Soil-Structure Interaction Effects on Seismic Inelastic Analysis of 3-D Tunnels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 30, pp. 851-861.

Housner, G. W., 1952. *Intensity of Ground Motion during Strong Earthquakes*, Pasadena, California: California Institute of Technology (Unpublished).

Idriss, I. M. & Sun, J. I., 1992. *SHAKE 91, User's Manual*, Davis, California: Center for Geotechnical Modeling.

Jaime, A., 1987. *Características Dinámicas de la Arcilla del Valle de México*, Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.

Jaime, A., 1988. *Geotecnia y Sismicidad en el Valle de México*. Ciudad de México: Instituto de Ingeniería UNAM.

Jaime, A. & Romo, M. P., 1988. The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - Correlations Between Dynamic and Static Properties of Mexico City Clay. *Earthquake Spectra*, 4(4), pp. 787-804.

Jiang, X. & Yan, Z., 1998. Earthquake Response Analysis of Building-Foundation-Building Interaction System. *Journal of Vibration Engineering*, 11(1), pp. 37-7.

Karatzetzou, A. & Pitilakis, D., 2012. *Performance-Based Concepts of Compliant Soil-Foundation-Structure Systems*. Taormina, Italy, ISSMGE.

Karatzetzou, A. & Pitilakis, D., 2017. Modification of Dynamic Foundation Response Due to Soil-Structure Interaction. *Journal of Earthquake Engineering*, 22(5), pp. 861-880.

Kawase, H., 1996. The Cause of the Damage Belt in Kobe: "The Basin-Edge Effect", Constructive Interference of the Direct S-Wave with the Basin-induced Diffracted/Rayleigh Waves. *Seismological Research Letters*, 67(5), pp. 25-34.

Khakpour, M. & Hajjalilue, M., 2020. Soil-Structure-Interaction using Cone Model in Time Domain for Horizontal and Vertical Motions in Layered Half Space. *Journal of Earthquake Engineering*, 24(4), pp. 529-554.

Konno, K. & Ohmachi, T., 1998. Ground-Motion Characteristics Estimated from Spectral Ratio between Horizontal and Vertical Components of Microtremor. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 88(1), pp. 228-241.

Kostoglodov, V. & Pacheco, J. F., 1999. *Cien Años de Sismicidad en México*, Ciudad de México: Instituto de Geofísica de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Kuhlemeyer, R. L. & Lysmer, J., 1973. Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(5).

Lee, V. W. & Karl, J., 1992. Diffraction of SV Waves by Underground, Circular, Cylindrical Cavities. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 11, pp. 445-456.

- Lilhanand, K. & Tseng, W. S., 1988. *Development and Application of Realistic Earthquake Time Histories Compatible with Multiple Damping Response Spectra*. Tokyo, Japan, s.n., pp. 819-824.
- Li, W. & Chen, Q., 2020. Seismic Damage Evaluation of An Entire Underground Subway System in Dense Urban Areas by 3D FE Simulation. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volumen 99, p. 103351.
- López, I. A., 2012. *Estudio Experimental de la Respuesta Estructural de una Columna de un Tramo Típico del Viaducto Bicentenario [Tesis de Licenciatura]*, Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Marsal, R. J. & Mazari, M., 1959. *El Subsuelo de la Ciudad de México*. 1ra ed. Ciudad de México: Instituto de Ingeniería. UNAM.
- Massimino, M. R., Abate, G., Grasso, S. & Ptilakis, D., 2019. Some Aspects of DSSI in the Dynamic Response of Fully-Coupled Soil-Structure Systems. *Rivista Italiana di Geotecnica*, Volumen 1, pp. 44-70.
- Mayoral, J. M. y otros, 2019. Site Effects in Mexico City Basin: Past and Present. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 121, pp. 369-382.
- Mayoral, J. M., Badillo, A. & Alcaraz, M., 2017. Vulnerability and Recovery Time Evaluation of An Enhanced Urban Overpass Foundation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 100, pp. 1-15.
- Mayoral, J. M., De La Rosa, D. & Tepalcapa, S., 2019. Topographic Effects During the September 19, 2017 Mexico City Earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 125, p. 105732.
- Mayoral, J. M., Flores, F. & Romo, M. P., 2001. Seismic Response Evaluation of an Urban Overpass. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- Mayoral, J. M. & Mosqueda, G., 2020. Seismic Interaction of Tunnel-Building Systems on Soft Clay. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 139, p. 106419.
- Mayoral, J. M. & Mosqueda, G., 2021. Foundation Enhancement for Reducing Tunnel-Building Seismic Interaction on Soft Clay. *Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research*, Volumen 115, p. 104016.
- Mayoral, J. M., Mosqueda, G., De La Rosa, D. & Alcaraz, M., 2020. Tunnel Performance During the Puebla-Mexico 19 September 2017 Earthquake. *Earthquake Spectra*, 36(S2), pp. 288-313.
- Mayoral, J. M. & Ramírez, J. Z., 2011. Site Response Effects On An Urban Overpass. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 31, pp. 849-855.
- Mayoral, J. M. & Romo, M. P., 2015. Seismic Response of Bridges with Massive Foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 71, pp. 88-99.
- Mayoral, J. M., Tepalcapa, S. R., Mothar, C. S. & Rivas, R., 2019. Ground Subsidence and Its Implication on Building Seismic Performance. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 105766(126).

Mendoza, M., 2004. *Comportamiento de una Cimentación con Pilotes de Fricción*. Ciudad de México: UNAM.

Mendoza, M. J. & Auvinet, G., 1988. The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - Behaviour of Building Foundations in Mexico City. *Earthquake Spectra*, 4(4), pp. 835-853.

Menglin, L., Huaifeng, W., Xi, C. & Yongmei, Z., 2001. Structure-Soil-Structure Interaction: Literature Review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 31, pp. 1724-1731.

Murià, D. y otros, 2015. Field Tests of Elevated Viaducts in Mexico City. *Journal of Structural Engineering*, Volumen 141, pp. 1-15.

Naeini, A. J., Choobbasti, A. J. & Saadati, M., 2013. Seismic Behaviour of Pile in Three-Layered Soil (Case Study: Babol City Center Project). *Arabian Journal of Geosciences*, Volumen 6, pp. 4487-4497.

Navarro, C., 1992. *Seismic Analysis of Underground Structures*. Madrid, Spain, Balkema, Rotterdam, pp. 1939-1944.

NEHRP, 2012. *Soil-Structure Interaction for Building Structures*, Redwood City, California: U.S. Department of Commerce.

NHI, 2011. *LRFD Seismic Analysis and Design of Transportation Geotechnical Features and Structural Foundations*, Washington, D.C.: Federal Highway Administration.

Ordaz, M., 2016. Standards of Earthquake Design in Mexico City: Some Interesting News. *Alternativas*, 17(3), pp. 106-115.

Ovando, E., Ossa, A. & Romo, M. P., 2007. The Sinking of Mexico City: Its Effects on Soil Properties and Seismic Response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 27, pp. 333-343.

Pazidis, M., Papanikolaou, V. & Pitilakis, D., 2018. *The Role of Structural Configuration on the Seismic Fragility of Reinforced Concrete Bridges, Considering SFSI and Site Effects - A Case Study*. Thessaloniki, Greece, European Association for Earthquake Engineering.

Pestana, J. M. y otros, 2002. Geotechnical Engineering Aspects of the June 1999 Central Mexico Earthquakes. *Earthquake Spectra*, 18(3), pp. 481-499.

Petridis, C. & Pitilakis, D., 2019. *Vulnerability Assessment of RC Structures Including Nonlinear Soil-Structure Interaction Effects*. Greenwich, London, Society for Earthquake and Civil Engineering Dynamics.

Pitilakis, D., 2008. *Topographic Irregularities and Soil – Foundation - Structure Interaction*. s.l., s.n.

Pitilakis, D., López, F., Modaressi, A. & Clouteau, D., 2005. *Effects of the Soil Non-Linearity on the Soil-Foundation-Structure Interaction*. Torino, Italy, IACMAG.

Pitilakis, D., Pazidis, M. & Papanikolaou, V., 2018. *Earthquake Risk Assessment of RC Bridges Accounting Fo SFSI and Site Effects: The Role of The Soil*. Thessaloniki, Greece, European Association for Earthquake Engineering.

Pitilakis, K., Tsinidis, G., Leanza, A. & Maugeri, M., 2014. Seismic Behaviour of Circular Tunnels Accounting for Above Ground Structures Interaction Effects. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 67, pp. 1-15.

Podestá, L., Sáez, E., Yáñez, G. & Leyton, F., 2019. Geophysical Study and 3D Modeling of Site Effects in Viña del Mar City, Chile. *Earthquake Spectra*, 35(3), pp. 1329-1349.

Psarropoulos, P., 2020. Impact of Tunnels and Underground Spaces on the Seismic Response of Overlying Structures. En: M. Sakellariou, ed. *Tunnel Engineering - Selected Topics*. Greece: IntechOpen, pp. 1-14.

Rahmani, A., Taiebat, M. & Finn, L., 2014. Nolinear Dynamic Analysis of Meloland Road Overpass Using Three-Dimensional Continuum Modeling Approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 57, pp. 121-132.

Riordan, N., Cañavate, A., Kumar, S. & Ciruela, F., 2018. *Analysis of Friction Piles in Consolidating Soils*. s.l., s.n.

Romo, M. P. & Bárcena, V. A., 1994. *Análisis de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura en la Ciudad de México*, Ciudad de México: Instituto de Ingeniería, UNAM.

Romo, M. P., Jaime, A. & Reséndiz, D., 1988. The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - General Soil Conditions and Clay Properties in the Valley of Mexico. *Earthquake Spectra*, 4(4), pp. 731-752.

SACMEX, 2017. *Nivelación de Bancos Superficiales*, Ciudad de México: Sistema de Aguas de la Ciudad de México. Secretaría de Obras y Servicios. Gobierno del Distrito Federal.

Saez, E., Pitilakis, D., López, F. & Modaressi, A., 2007. *Evaluation of Non-Linear SSI Effects Following an Equivalent Linear Approach*. Tehran, Iran, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology.

Sahar, D., Narayan, J. P. & Kumar, N., 2015. Study of Role of Basin Shape in the Site-City Interaction Effects on the Ground Motion Characteristics. *Natural Hazards*, Volumen 75, pp. 1167-1186.

Sánchez, F. J. & Esquivel, J. A., 1980. *Ground Motion on Ridges Under Incident SH Waves*. Istanbul, Turkey, Kelaynak Printing Company.

Sarrazin, M., Moroni, O., Neira, C. & Venegas, B., 2013. Performance of Bridges with Seismic Isolation Bearings During the Maule Earthquake, Chile. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 47, pp. 117-131.

Schnabel, P. B., Lysmer, J. & Seed, H. B., 1972. *SHAKE, A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites*, Berkeley, California: College of Engineering, University of California.

Seed, H. B. & Idriss, I. M., 1970. *Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses*, Berkeley, California: Earthquake Engineering Research Center.

Seed, H. B. y otros, 1987. *Relationships Between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions in Mexico City in the Earthquake of September 19, 1985*, Berkeley, California: College of Engineering. University of California.

- Semblat, J.-F., Kham, M. & Bard, P.-Y., 2008. Seismic Wave Propagation in Alluvial Basins and Influence of Site-City Interaction. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 98(6), pp. 2665-2678.
- Seylabi, E. E. y otros, 2019. Centrifuge Testing of Circular and Rectangular Embedded Structures with Base Excitations. *Earthquake Spectra*, 35(3), pp. 1485-1505.
- Shan, Y. y otros, 2021. Optimization of Design Parameters of Displacement Isolation Piles constructed between a High-Speed Railway Bridge and a Double-Line Metro Tunnel: From the View Point of Vibration Isolation Effect. *Computers and Geotechnics*, 140(104460).
- Singh, S. K., Ordaz, M., Pérez, X. & Iglesias, A., 2015. Intraslab Versus Interplate Earthquakes as Recorded in Mexico City: Implications for Seismic Hazard. *Earthquake Spectra*, 31(2), pp. 795-812.
- Stamos, A. A. & Beskos, D. E., 1996. 3-D Seismic Response Analysis of Long Lined Tunnels in Half-Space. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 15, pp. 111-118.
- Stewart, J. P., Seed, R. B. & Fenves, G. L., 1998. *Empirical Evaluation of Inertial Soil-Structure Interaction Effects*, Berkeley, California: University of California.
- Stewart, J. P., Seed, R. B. & Fenves, G. L., 1999. Seismic Soil-Structure Interaction in Buildings. II: Empirical Findings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp. 38-48.
- Tsinidis, G., Pitilakis, K., Heron, C. & Madabhushi, G., 2013. *Experimental and Numerical Investigation of the Seismic Behaviour of Rectangular Tunnels in Soft Soils*. Kos Island, Greece, Institute of Structural Analysis and Antiseismic Research.
- Tsinidis, G., Pitilakis, K. & Trikalioti, A. D., 2014. Numerical Simulation of Round Robin Numerical Test on Tunnels Using a Simplified Kinematic Hardening Model. *Acta Geotechnica*, Volumen 9, pp. 641-659.
- Wang, H.-F., Lou, M.-L., Chen, X. & Zhai, Y.-M., 2013. Structure–Soil–Structure Interaction Between Underground Structure and Ground Structure. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 54, pp. 31-38.
- Wang, N., Elgamal, A. & Lu, J., 2022. Seismic Response of the Eureka Channel Bridge-Foundation System. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 152(107015).
- Wolf, J. P., 1991. *Classification of Analysis Methods for Dynamic Soil-Structure Interaction*. St. Louis, Missouri, University of Missouri, pp. 1821-1832.
- Xiang, Y., Jiang, Z. & He, H., 2008. Assessment and Control of Metro-Construction Induced Settlement of a Pile-Supported Urban Overpass. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volumen 23, pp. 300-307.
- Yeganeh, N., Bazaz, J. B. & Akhtarpour, A., 2015. Seismic Analysis of the Soil-Structure Interaction for a High Rise Building Adjacent to Deep Excavation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 79, pp. 149-170.
- Yoo, C., 2013. Interaction Between Tunneling and Bridge Foundation – A 3D Numerical Investigation. *Computers and Geotechnics*, Volumen 49, pp. 70-78.

Yoo, C. & Abbas, Q., 2021. Interaction Between Two-Arch Tunnel and Pile Supported Bridge – An Experimental Investigation. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 112(103869).



## Anexo 1. Revisión de códigos de diseño sísmico internacionales

ASCE/SEI 7 – 16. <i>Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures</i> y FEMA P – 2082 – 1. <i>NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures</i>	
Origen	Estados Unidos
Año	2016
Aplicabilidad	Edificios, estructuras, similares y diferentes a edificios, estructuras con aislamiento o amortiguamiento sísmico.
Métodos de análisis	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Estático equivalente (ELF, <i>equivalent lateral force</i>).</li> <li>• Análisis dinámico lineal (LDA, <i>linear dynamic analysis</i>), usando espectros de respuesta o acelerogramas modificados para que coincidan con el espectro de respuesta.</li> <li>• Análisis dinámico no – lineal (NLDA) usando acelerogramas.</li> </ul>
Incorporación de la SSI	De manera simplificada, modificando los valores de entrada al análisis sísmico. Considera efectos de interacción inercial con el amortiguamiento por radiación (FD, <i>foundation damping</i> ) e hysterético del suelo. Incluye efectos de la interacción cinemática como la homogenización de movimiento en la base (BSA, <i>base slab averaging</i> ) y el empotramiento (E, <i>embedment</i> ).
Modelo de la estructura	<i>Matemático</i> <sup>1</sup> , ya sea con base rígida o considerando la flexibilidad del suelo en los LDA y NLDA.
Efectos de sitio	Deben ser considerados para sitios clasificados como tipo F, <i>i.e.</i> aquellos en los que los últimos 100 ft (30.5 m) corresponden a: suelos vulnerables a falla, colapso o licuación; arcillas rápidas o muy sensitivas; turbas y suelos altamente orgánicos; o suelos muy plásticos.
Interacción inercial	<ul style="list-style-type: none"> <li>• ELF: Reduciendo el cortante en la base.</li> <li>• LDA: Reduciendo el cortante en la base y modificando el espectro de respuesta de código o de sitio. El modelo debe incluir la flexibilidad del suelo, pero omitir los efectos de FD.</li> <li>• NLDA: EL modelo debe incluir la flexibilidad del suelo e incorporar los efectos de FD.</li> </ul>
Interacción cinemática	No se permite en los análisis ELF, ni en los LDA por ser lineales. En los NLDA, los efectos de BSA solo son aplicables a cimentaciones rígidas y los de E se limitan a profundidades de empotramiento menores a 20 ft (6.1 m). En estos, se modifica el espectro de respuesta y, durante el análisis, se escala el acelerograma para que su espectro de respuesta coincida con el modificado.

<sup>1</sup> En el argot de la ingeniería estructural, el *modelo matemático* es una idealización de la estructura que representa su comportamiento. Generalmente, se refiere a un arreglo de elementos elásticos y lineales de la teoría de vigas y placas con solución analítica individual y cuya respuesta global se obtiene encontrando la compatibilidad de fuerzas y desplazamientos en las conexiones entre elementos. En la mayoría de los casos, dicho modelo es analítico, pues el sistema es compatible y determinado. Sin embargo, en algunos otros, el modelo matemático hace referencia a modelos numéricos de elementos o diferencias finitas. Este es el caso del análisis de elementos continuos bi- o tridimensiones y/o se consideran comportamientos constitutivos diferentes al elástico y lineal.

Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Revisión de códigos de diseño sísmico internacionales*

<b>EN 1998 – 5 – 2005. <i>Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects</i></b>	
Origen	Unión Europea
Año	2005
Aplicabilidad	Cimentaciones de edificios y estructuras de retención.
Métodos de análisis	Sugiere el uso de modelos numéricos de bloques rígidos o pseudoestáticos siempre que el perfil estratigráfico sea uniforme y carezca de suelos licuables y los efectos topográficos sean inexistentes. También permite el uso de acelerogramas sintéticos y reales.
Incorporación de la SSI	Solo se establece que la SSI se debe considerar en las estructuras en los que sus efectos son desfavorables, como aquellas estructuras: en las que los efectos de segundo orden son importantes; masivas o profundas; esbeltas; sobre suelos blandos, <i>i.e.</i> con velocidad de onda cortante menor a 100 m/s. En cimentaciones con pilotes, estos se deben diseñar para resistir o las fuerzas inerciales o las cinemáticas.
Modelo de la estructura	No se establece.
Efectos de sitio	No se establecen.
Interacción inercial	No se establece.
Interacción cinemática	No se establece.

<b>JSCE – SSCS – 2007. <i>Standard Specifications for Concrete Structures</i></b>	
Origen	Japón
Año	2007
Aplicabilidad	Estructuras elevadas de concreto reforzado, presforzado y compuestas y estructuras subterráneas de concreto.
Métodos de análisis	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Análisis usando coeficientes sísmicos.</li> <li>• Análisis dinámico no lineal usando acelerogramas para estructuras de concreto. Solo se permite el análisis dinámico lineal usando acelerogramas cuando la estructura se comporta en el rango elástico.</li> <li>• Análisis de respuesta de desplazamientos para estructuras subterráneas.</li> </ul>
Incorporación de la SSI	<p>De manera directa, tanto de manera acoplada como desacoplada.</p> <p>El análisis desacoplado se permite, solo de ser necesario. En este, la estructuras, tanto elevadas como subterráneas, se consideran apoyadas en resortes con rigidez equivalente vertical, horizontal y rotacional. En las estructuras elevadas, el acelerograma se obtiene de un análisis de respuesta de sitio e incluye los efectos de sitio, de la DSSI y la SSSI. A las subterráneas se les inducen los desplazamientos obtenidos de un análisis del mismo tipo. La respuesta del sitio se obtiene de análisis unidimensionales, sean continuos o numéricos, en el dominio de la frecuencia o del tiempo.</p> <p>El análisis acoplado, <i>i.e.</i> incluyendo tanto la estructura como el suelo, se recomienda usando métodos numéricos. Se deben: incluir los efectos de la separación y deslizamiento de la estructura; usar modelos constitutivos adecuados; e incorporar la posibilidad de licuación.</p>
Modelo de la estructura	Analítico o numérico. Los modelos tridimensionales de la estructura son preferibles, pero se permiten modelos bidimensionales si solo se estudia la respuesta en esa dirección.

Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Revisión de códigos de diseño sísmico internacionales*

Efectos de sitio	Los incorpora directamente y recomienda considerar la respuesta no lineal mediante relaciones esfuerzo deformación. El método lineal equivalente se permite para distorsiones menores a 0.1%.
Interacción inercial	Considera interacción inercial entre estructuras cercanas.
Interacción cinemática	No se establece.

<b>NZS 1170.5:2004. <i>Structural Design Actions. Part 5: Earthquake Actions</i></b>	
Origen	Nueva Zelanda
Año	2004
Aplicabilidad	Estructuras elevadas, excluyendo las que tiene un comportamiento sísmico diferente a los edificios, como los tanques que contienen líquidos y los muros de retención.
Métodos de análisis	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Estático equivalente.</li> <li>• Análisis dinámico lineal modal, <i>i.e.</i> usando espectros de diseño.</li> <li>• Análisis dinámico lineal usando acelerogramas.</li> </ul>
Incorporación de la SSI	Se introduce un factor que incluye los efectos del amortiguamiento de la estructura y su interacción con el suelo.
Modelo de la estructura	Matemático. En los dos primeros métodos de análisis, el modelo puede ser bidimensional para estructuras regulares en la dirección vertical y horizontal o tridimensional para estudiar los efectos de torsión. En tercer método, el modelo debe ser obligatoriamente tridimensional.
Efectos de sitio	Los efectos de sitio se incluyen en el espectro de diseño obtenido para cada tipo de suelo. También considera los efectos de la cercanía de fallas y de directividad.
Interacción inercial	Se recomiendan en casos donde sea necesario su estudio.
Interacción cinemática	Se recomienda realizar estudios específicos para los casos que sea necesario.

<b>ICS 91.120.25. <i>Criteria For Earthquake Resistant Design of Structures</i></b>	
Origen	India
Año	1983 (refrendado en 2007)
Aplicabilidad	Edificios, tanques elevados y superficiales que contienen líquidos, puentes y muros de retención, estructuras industriales como bastidores y apilados, presas y terraplenes.
Métodos de análisis	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Simplificado.</li> <li>• Análisis dinámico lineal modal, <i>i.e.</i> usando espectros de diseño.</li> <li>• Análisis dinámico lineal usando acelerogramas.</li> </ul>
Incorporación de la SSI	No se incorpora y se recomienda omitirla en estructuras apoyadas en roca.
Modelo de la estructura	Solo se precisa la inclusión de todos los elementos sismoresistentes.
Efectos de sitio	Solo se consideran en los análisis dinámicos lineales usando acelerogramas.
Interacción inercial	En el método estático equivalente, la distribución de momentos y cortantes se realiza en función de: la rigidez de la base y del suelo; la presencia de elementos de cimentación profundos. En los análisis dinámicos, se incluyen expresiones

Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Revisión de códigos de diseño sísmico internacionales*

	para calcular la rigidez equivalente de resortes que consideran cimentaciones tanto superficiales como profundas.
Interacción cinemática	No se establece.

**NTC – DS – 2020. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal para Diseño por Sismo**

Origen	México
Año	2020
Aplicabilidad	Edificios urbanos para vivienda, oficina y comercio.
Métodos de análisis	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Análisis dinámico lineal usando espectros de respuesta.</li> <li>• Análisis dinámico no lineal</li> <li>• Estático equivalente.</li> </ul>
Incorporación de la SSI	De manera simplificada, mediante la reducción de los espectros de diseño y la incorporación de la flexibilidad del suelo a través de resortes y amortiguadores. También se menciona la posibilidad de realizar un análisis directo.
Modelo de la estructura	Matemático tridimensional que incluya todos los elementos que aporten rigidez sísmica.
Efectos de sitio	Incluida en los espectros de diseño de sitio obtenidos en el SASID (Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño), pero debe revisarse en casos específicos.
Interacción inercial	Permite despreciarlos si la relación entre el periodo fundamental de la estructura en base rígida con su altura efectiva supera 2.5 veces la relación entre el periodo y la altura de la columna de suelo. De lo contrario, las fuerzas de diseño se modifican en función del periodo y amortiguamientos del sistema, así como del corrimiento y rotación de la cimentación. La flexibilidad del suelo se incluye apoyando el modelo en resortes y amortiguadores con rigideces equivalentes.
Interacción cinemática	En cimentaciones sin elementos de cimentación profundos, permite despreciarlos si la profundidad de desplante es menor a un tercio de la profundidad de los depósitos profundos. Se consideran reduciendo el espectro de diseño de sitio por una función de transferencia calculada con la relación entre cada frecuencia de la excitación y la del perfil estratigráfico.

**CDS – MDOC CFE 2015. Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad. Capítulo de Diseño por Sismo.**

Origen	México
Año	2015
Aplicabilidad	Edificios, estructuras industriales, péndulos invertidos y apéndices, muros de retención, chimeneas, silos y similares, tanques, depósitos y similares, puentes, tuberías, presas, sistemas de aislamiento sísmico y de disipación de energía, torres de telecomunicación, túneles y lumbreras de sección circular y aerogeneradores.
Métodos de análisis	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Simplificado, para estructuras con muros y losas monolíticas.</li> <li>• Estático equivalente.</li> <li>• Análisis dinámico lineal modal, <i>i.e.</i> usando espectros de diseño.</li> <li>• Análisis dinámico lineal usando acelerogramas.</li> <li>• Análisis dinámico no lineal usando acelerogramas.</li> </ul>
Incorporación de la SSI	De manera simplificada, reduciendo el periodo y amortiguamiento efectivo del sistema incorporando los efectos inerciales y cinemáticos de manera conjunta.

Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Revisión de códigos de diseño sísmico internacionales*

Modelo de la estructura	En el caso de edificios, no se establece.
Efectos de sitio	Se determinan: de manera directa, para estructuras cuya importancia se designa como alta y muy alta; considerando una columna homogénea, para estructuras con importancia media; y de manera general y conservadora, para estructuras de importancia menor.
Interacción inercial	Permite despreciarlos si la relación entre el periodo fundamental de la estructura en base rígida con su altura efectiva supera 2.5 veces la relación entre el periodo y la altura de la columna de suelo. Si bien la estructura continúa con base rígida, esta interacción se considera modificando el periodo, amortiguamiento y ductilidad del sistema a valores efectivos, así como con la modificación del espectro de respuesta.
Interacción cinemática	Se analizan junto con la interacción inercial y se incluyen en el espectro de respuesta modificado.

<b>AASHTO – LRFD 2010. AASHTO LRFD <i>Bridge Design Specifications</i></b>	
Origen	Estados Unidos
Año	2010
Aplicabilidad	Puentes y partes de puentes.
Métodos de análisis	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Elástico de carga uniforme.</li> <li>• Elástico unimodal.</li> <li>• Elástico multimodal.</li> <li>• Análisis dinámico usando acelerogramas.</li> </ul>
Incorporación de la SSI	Se incorpora en el análisis sísmico de pilas mediante curvas de carga – deflexión lateral, <i>i.e.</i> curvas $p - y$ .
Modelo de la estructura	Matemático tridimensional y debe incluir: lo necesario para estudiar el comportamiento de la estructura, <i>e.g.</i> la distribución de su masa, rigidez y amortiguamiento; el suelo y/o rocas en los apoyos del puente.
Efectos de sitio	En casos particulares como la cercanía a una falla activa, se deben incluir en la construcción de un espectro de diseño de sitio específico.
Interacción inercial	En las pilas, se incluyen mediante las curvas carga – deflexión lateral.
Interacción cinemática	No se establece.

<b>CALTRANS 20. CALTRANS <i>Seismic Design Criteria Version 2.0</i></b>	
Origen	Estados Unidos
Año	2019
Aplicabilidad	• Puentes y elementos de puentes.
Métodos de análisis	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Estático equivalente.</li> <li>• Análisis dinámico lineal.</li> <li>• Análisis dinámico no lineal usando acelerogramas.</li> </ul>
Incorporación de la SSI	Se requiere en el análisis no lineal usando acelerogramas mediante la incorporación de resortes no lineales que representan la flexibilidad del suelo en contacto con la cimentación.
Modelo de la estructura	Global, incluyendo los efectos de componentes adyacentes, subsistemas y condiciones de frontera.

Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Revisión de códigos de diseño sísmico internacionales*

Efectos de sitio	El espectro de diseño obtenido se modifica por cercanía a una falla, efectos de cuenca.
Interacción inercial	No se establece.
Interacción cinemática	No se considera en estribos debido a su diseño con comportamiento similar al del suelo.

## Anexo 2. Validación de la idealización con elementos tipo pilote

La idealización de los elementos de cimentación profundos del paso elevado con elementos *pilote* se validó comparando su comportamiento dinámico con los pilotes idealizados tanto como *zonas*. El modelo de validación tiene una forma prismática con 68 m de altura y sección transversal en planta cuadrada de 30 m por lado. En este, se conservó la estratigrafía del modelo general, pero las dimensiones de la sección transversal del cajón se redujeron a 6.5 m por lado y la profundidad de desplante a 3 m. También se preservaron las dimensiones de los pilotes, pero se acortó su separación a 1.25 m en el arreglo y se dejaron márgenes de 1.5 m con los bordes del cajón.

En el análisis se monitoreó el movimiento en el centro, los vértices y lados del cajón, tanto en la superficie como en su base, durante el sismo de Japón. También se registró el movimiento de las esquinas y lados del modelo, pues asemejan el comportamiento del campo libre. Así, el movimiento de los puntos de control en el centro de la base del cajón es indistinguible en ambas idealizaciones (Figura 52). Los espectros de respuesta amortiguada al 5% también concuerdan, aunque difieren ligeramente para periodos menores que 0.03 s.

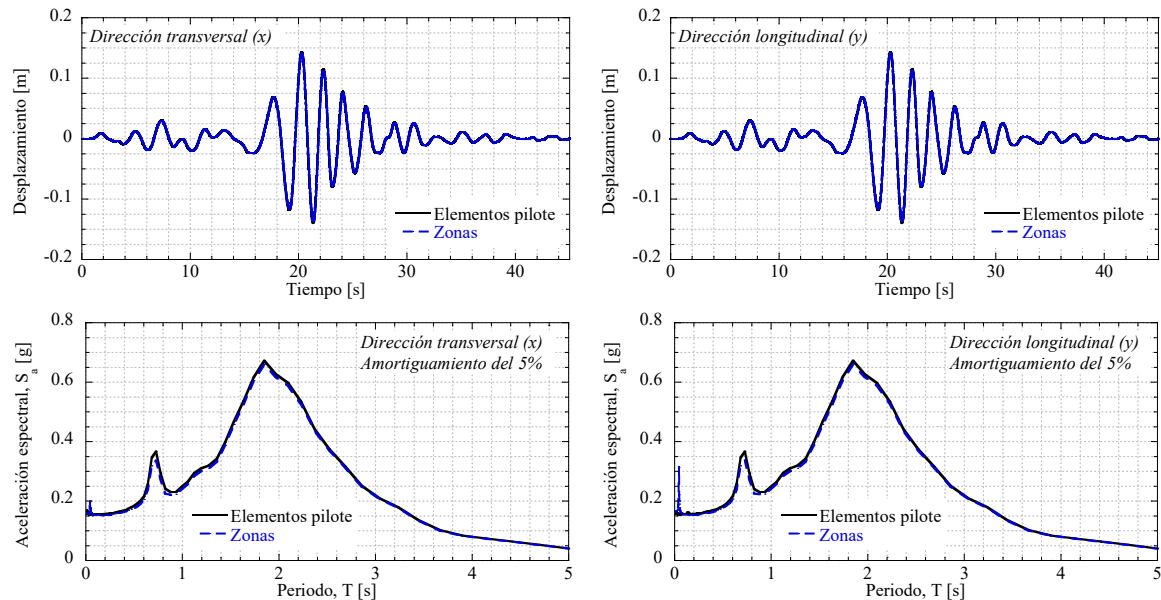


Figura 52. Registros de movimiento en las direcciones transversal y longitudinal en el centro de la base del cajón y sus correspondientes espectros de respuesta amortiguada al 5%.

En el centro de la superficie del cajón, la diferencia en el movimiento entre ambas idealizaciones es imperceptible (Figura 53) y la coincidencia de los espectros de respuesta amortiguada al 5% mejora con respecto a la base del cajón. Lo mismo ocurre en los demás puntos de control en la cimentación y en las esquinas del modelo. Es importante destacar que, a pesar de la proximidad de la estructura a los bordes del modelo, en estos se obtiene la respuesta del campo libre.

## Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas *Validación de la idealización con elementos tipo pilote*

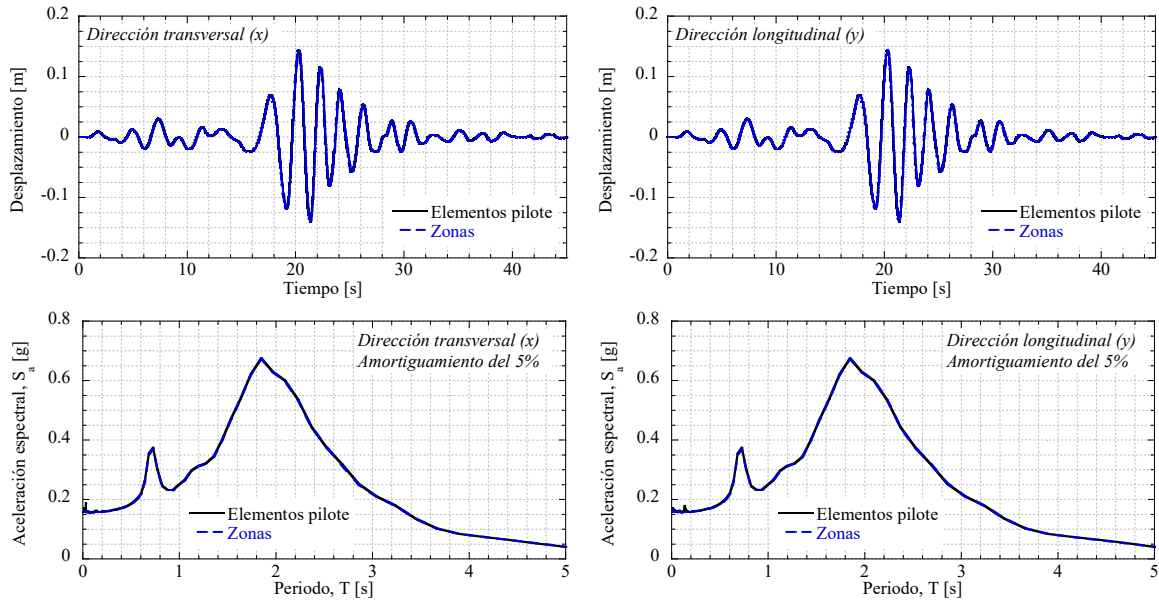


Figura 53. Registros de movimiento en las direcciones transversal y longitudinal en el centro de la superficie del cajón y sus correspondientes espectros de respuesta amortiguada al 5%.

Las ligeras discrepancias entre las idealizaciones se deben tanto a su disparidad en longitud y velocidad de muestreo como al ruido de alta frecuencia derivados de la presencia de los elementos pequeños necesarios para modelar los pilotes. Lo anterior incrementa el número de iteraciones y el tiempo de cálculo. En consecuencia, las señales registradas con la idealización usando elementos pilote tienen menos de la mitad de las muestras y el doble de la velocidad de muestreo que las obtenidas empleando zonas. Por lo anterior, la idealización de los elementos de cimentación profundos usando elementos pilote en los análisis dinámicos es una alternativa de baja demanda computacional.



### Anexo 3. Determinación del periodo y amortiguamiento con base rígida

Para conocer el periodo y amortiguamiento del paso elevado con base rígida en las direcciones horizontales se realizó una simulación numérica de una prueba de vibración libre en la estructura. En esta, se conservaron las dimensiones y propiedades del paso elevado del análisis general y se consideraron dos casos: el primero con solo la estructura y el segundo incluyendo el cajón de cimentación, pero despreciando la contribución de los pilotes. En ambos casos, la base del modelo se designó como rígida. En cada dirección de análisis, dicha prueba consistió en: (1) la asignación de una fuerza concentrada de 1000 kN en el nodo que conecta los elementos viga que representan la plataforma y la columna; (2) la deformación de la estructura ante la carga; y (3) el retiro de la fuerza y la consecuente vibración libremente amortiguada de la estructura, registrando el desplazamiento del punto de aplicación en el tiempo por un periodo de 5 s.

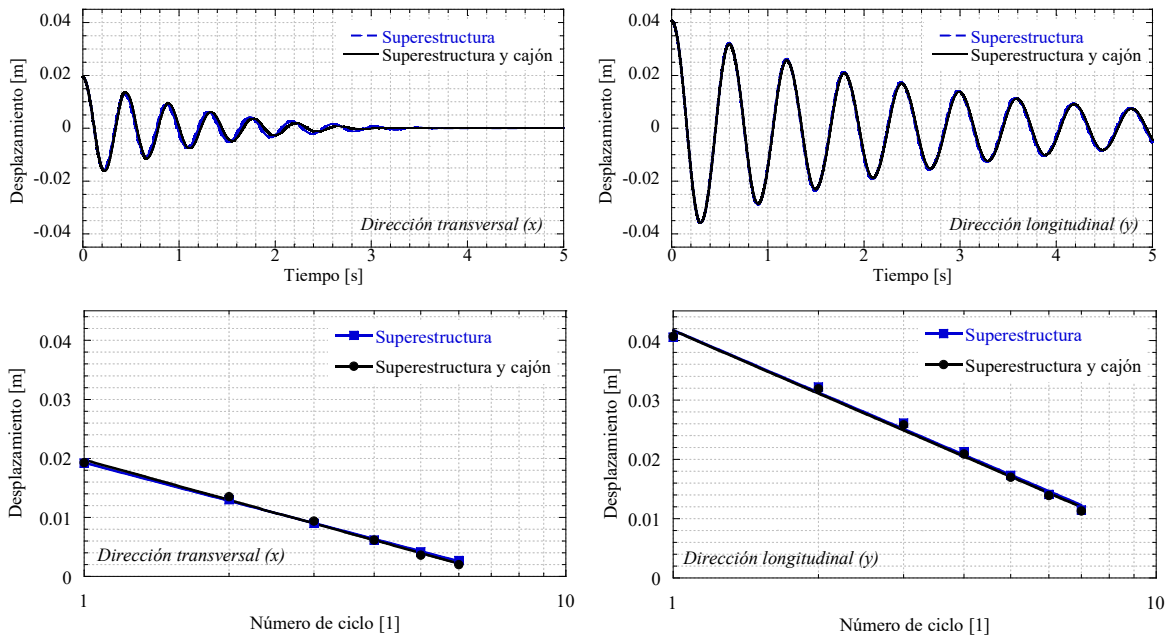


Figura 54. Resultados de la prueba de vibración libre con base rígida del paso elevado.

En los resultados de la prueba recopilados en la Figura 54 se observa que: la consideración de la cimentación tiene un efecto nulo en la dirección longitudinal e insignificante en las primeras oscilaciones de la dirección transversal; el amortiguamiento es mayor en esta última dirección; y que la amplitud del movimiento decrece logarítmicamente con el número de ciclo de oscilación. Por ello, el periodo del paso elevado con base rígida se estimó como el tiempo medio entre picos y la relación de amortiguamiento  $\beta$  usando la ecuación del decaimiento logarítmico para varios ciclos (Casiano, 2016):

$$\beta \approx \frac{\ln(\delta_1/\delta_n)}{\sqrt{4\pi^2 n^2 + [\ln(\delta_1/\delta_n)]^2}} \quad (22)$$

Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Determinación del periodo y amortiguamiento con base rígida*

En la cual  $n$  es el número de ciclos considerados y  $\delta_{1,n}$  son los desplazamientos del primer (1) y último ( $n$ ) ciclo. Para el movimiento en la dirección transversal (x) se consideraron los primeros 6 ciclos, y para el longitudinal (y) los primeros 7. Los resultados de estos procedimientos se agrupan en la Tabla 8.

Tabla 8. Resultados de la simulación de la prueba de vibración libre.

Caso	Periodo con base rígida		Amortiguamiento con base rígida	
	Transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal
Superestructura	0.4332	0.5955	5.1560	2.8594
Superestructura y cajón	0.4534	0.5972	6.0565	2.9139

## Anexo 4. Suavizado de las funciones de transferencia

Para facilitar la interpretación tanto de las funciones de transferencia como de sus sucedáneas, su amplitud se suavizó usando el operador de convolución logarítmico propuesto por Konno & Ohmachi (1998). A diferencia de un operador lineal, éste proporciona un suavizado simétrico y uniforme tanto en las frecuencias altas como en las bajas, evitando el corrimiento de la frecuencia asociada a los picos y el decremento de su amplitud con la frecuencia (Konno & Ohmachi, 1998).

De manera discreta, la convolución resulta en que la amplitud suavizada de cada frecuencia  $f_c$  que compone la función de transferencia sea el promedio pesado de las amplitudes de todas las frecuencias. Para el operador utilizado, los pesos  $W_i$  se obtienen con:

$$W_i(f_i, f_c) = \left[ \frac{\sin\left(b \log \frac{f_i}{f_c}\right)}{b \log \frac{f_i}{f_c}} \right]^4 \quad (23)$$

En la cual  $f_i$  es cada una de las frecuencias en la función de transferencia y  $b$  es un coeficiente que controla el ancho de banda con las frecuencias de mayor importancia. Valores de  $b$  pequeños involucran una mayor cantidad de frecuencias, pero generan corrimientos y atenuaciones de los picos. En contraste, valores de  $b$  grandes generan bandas delgadas que conservan las características de la forma original (Figura 57).

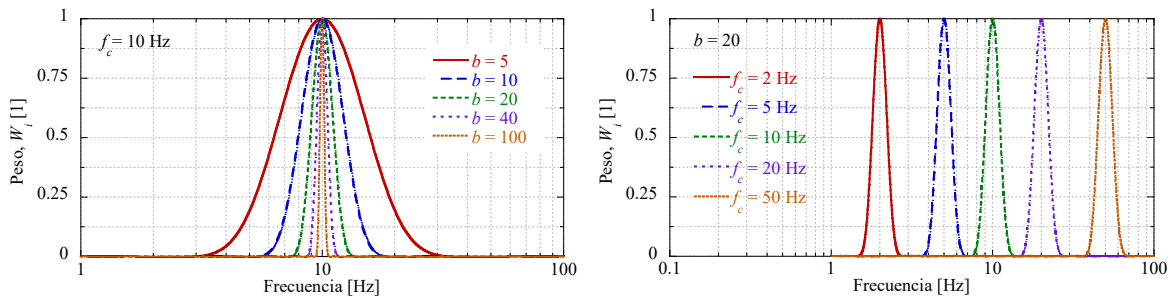


Figura 55. Variación del peso con los parámetros del operador de convolución de suavizado.

Según Boore (2008), la selección de  $b$  es inherentemente subjetiva, compensando entre la mejora en la comprensión de la función de transferencia y la pérdida de sus detalles. Para sus fines particulares, Konno & Ohmachi consideraron que  $b = 20$  es apropiado para compensar entre la simpleza de la interpretación y la modificación de los picos (Konno & Ohmachi, 1998). En este trabajo se usó  $b = 100$  para retener los detalles significativos de la señal y balancear el suavizado entre las frecuencias altas y bajas.



## Anexo 5. Evaluación de la componente rotacional

Si bien existen sensores de rotación pura, la manera más popular de conocer la rotación de una estructura consiste en comparar el movimiento registrado entre dos puntos de medición usando sensores convencionales de aceleración. Esto se logra calculando la derivada espacial de las componentes ortogonales del movimiento usando el método de las diferencias finitas. Con este, se puede estimar la rotación entre dos estaciones cercanas sujetas a ondas sísmicas con longitud de onda mayor que la distancia que las separa.

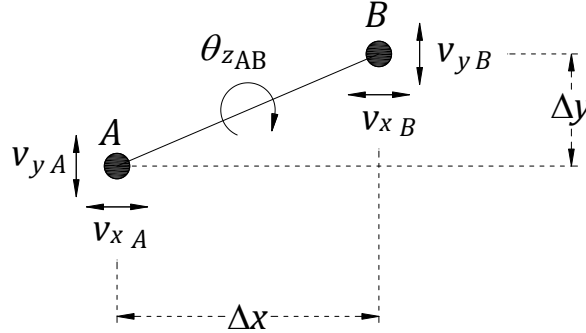


Figura 56. Velocidad de rotación entre dos puntos de medición.

Infinitesimalmente, la velocidad de rotación horizontal  $\dot{\theta}_z$ , alrededor del eje  $z$ , vale (Cochard, *et al.*, 2006; Guéguen & Astorga, 2021):

$$\dot{\theta}_z(t) = \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial v_y(t)}{\partial x} - \frac{\partial v_x(t)}{\partial y} \right] \quad (24)$$

En la que  $v_x$  y  $v_y$  son las componentes de la velocidad en las direcciones  $x$  y  $y$ , respectivamente, y ambas son funciones del tiempo  $t$ . Si el par puntos de medición  $A$  y  $B$  se alinean con un eje, la ecuación (24) se simplifica a:

$$\dot{\theta}_z(t) = \frac{\partial v_y(t)}{\partial x} = \frac{\partial v_x(t)}{\partial y} \quad (25)$$

Es importante resaltar que las expresiones (24) y (25) sugieren el que la deformación cortante en el plano es despreciable en comparación con la rotación y que los gradientes de deformación son constantes a lo largo de los ejes ortogonales de la estructura, *i.e.* que la estructura es rígida (Guéguen & Astorga, 2021). Usando el esquema de diferencias finitas, dichas expresiones se convierten en:

$$\dot{\theta}_z(t) = \frac{1}{2} \left[ \frac{v_{yB}(t) - v_{yA}(t)}{\Delta x} - \frac{v_{xB}(t) - v_{xA}(t)}{\Delta y} \right] \quad (26)$$

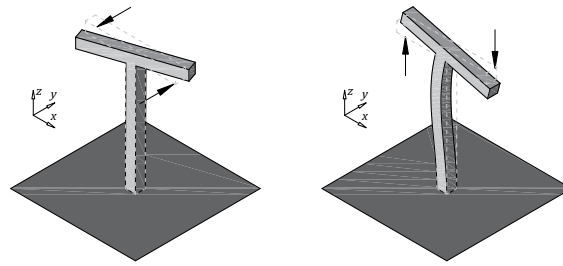
$$\dot{\theta}_z(t) = \frac{v_{yB}(t) - v_{yA}(t)}{\Delta x} = \frac{v_{xB}(t) - v_{xA}(t)}{\Delta y} \quad (27)$$

En las cuales los subíndices  $A$  y  $B$  representan el valor de la velocidad registrado en cada punto (Figura 56) y tanto  $\Delta x$  como  $\Delta y$  son las componentes de la distancia que los separan. Finalmente, la evolución del giro  $\theta_z$  en el tiempo se obtiene integrando el registro de velocidad de rotación producido. Alternativamente, esta rotación puede estimarse a partir del desplazamiento  $\delta$  mediante:

$$\theta_z(t) = \frac{1}{2} \left[ \frac{\delta_{yB}(t) - \delta_{yA}(t)}{\Delta x} - \frac{\delta_{xB}(t) - \delta_{xA}(t)}{\Delta y} \right] \quad (28)$$

$$\theta_z(t) = \frac{\delta_{yB}(t) - \delta_{yA}(t)}{\Delta x} = \frac{\delta_{xB}(t) - \delta_{xA}(t)}{\Delta y} \quad (29)$$

En las que  $\delta_x$  y  $\delta_y$  son las componentes del desplazamiento, respectivamente. Un criterio similar puede seguirse para el cálculo de la velocidad de giro alrededor de los ejes restantes (Figura 57).



Rotación horizontal

Rotación vertical

Figura 57. Modos de rotación de la superestructura del paso elevado analizados.

## Anexo 6. Estimación del periodo y amortiguamiento con base flexible

El periodo y el amortiguamiento del apoyo del paso elevado con base flexible se estimó usando el procedimiento incorporado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (2020) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, ahora Ciudad de México. En este, se considera un sistema de un grado de libertad con respuesta elástica equivalente al del sistema suelo – estructura, cuya impedancia se obtiene asumiendo, en entre otras cosas: una cimentación superficial circular; y, de existir, un arreglo de pilotes de la misma forma; así como que el suelo es una capa continua, elástica y homogénea, de espesor finito, pero extensión horizontal infinita.

Tabla 9. Resultados de la estimación analítica del periodo y relación de amortiguamiento con base flexible del paso elevado.

Caso	Periodo con base flexible [s]		Amortiguamiento con base flexible [%]	
	Transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal
Solo cajón	0.5435	0.6635	9.6900	5.8503
Solo pilotes	0.6510	0.7582	7.7587	5.0638
Cajón y pilotes	<u>0.5195</u>	<u>0.6459</u>	<u>8.4170</u>	<u>4.8299</u>

Para la estructura, se consideraron los periodos y amortiguamientos con base rígida determinados en la prueba de vibración libre, y para el suelo se emplearon las características de los 30 m superiores del perfil estratigráfico. Además del caso general, se estudió la contribución aislada del cajón de cimentación y del arreglo de pilotes con fines comparativos. Los resultados de este método mostrados en la Tabla 9 comprueban, por un lado, que los pilotes siguen el movimiento del suelo y contribuyen al alargamiento del periodo, y, por otro lado, que la profundidad de desplante del cajón incrementa el amortiguamiento. En conjunto, resultan en un sistema con periodo con base flexible de 0.52 y 0.65 s en las direcciones transversal y longitudinal, con relaciones de amortiguamiento respectivas de 8.42 y 4.83%.

Tabla 10. Resultados de la estimación del periodo con base flexible mediante la respuesta en la base de la cimentación.

Caso	Periodo con base flexible [s]	
	Transversal	Longitudinal
Umbría	0.6188	0.6487
Montenegro	0.6380	0.6451
CU17	0.6362	0.6380
Japón	0.7107	0.7107
Chile	0.7206	0.7308
CU85	0.7010	0.7010

Colateralmente, el periodo del apoyo del paso elevado con base flexible se comprobó durante los casos de interacción registrando el periodo asociado al pico del espectro de respuesta del movimiento en el centro de la base del cajón. En los sismos normales, este pico es el máximo, pero en los de subducción es secundario, pues el máximo corresponde al periodo fundamental del sitio, de aproximadamente 2 s. Los periodos determinados con este procedimiento en el caso sin interacción se agrupan en la Tabla 8. Para la mayoría de los sismos, el periodo con

base flexible es similar en ambas direcciones y, además, mayor en los eventos de subducción que en los normales. Esto se debe a que el periodo prominente en el espectro depende, aparte de las características de la estructura, del contenido de frecuencias de la excitación.

Adicionalmente, el periodo y el amortiguamiento del apoyo del paso elevado con base flexible durante los casos de interacción se estimó a partir de la función de transferencia entre el movimiento de la base rígida del modelo y en la plataforma del paso elevado. En esta función, la amplificación o atenuación del movimiento se debe a la flexibilidad del suelo y de la superestructura, de su interacción, así como de aquellos cambios producidos por la proximidad de otras estructuras. Por tanto, se asumió que la frecuencia para la que se alcanza el pico y su ancho se relacionan respectivamente con la frecuencia fundamental de la estructura y su amortiguamiento en cada uno de los casos de interacción.

De esta manera, ambas cantidades se obtuvieron determinando el pico más prominente de la amplitud de la función de transferencia suavizada como se describe en el Anexo 4 para un intervalo de 1.25 a 3.33 Hz (0.3 a 0.8 s), alrededor de las frecuencias naturales del paso elevado con base rígida. La frecuencia fundamental  $f_0$  se asoció al pico y la relación de amortiguamiento  $\beta_0$  se estimó con el método del *ancho de banda de la mitad de la potencia* (Casiano, 2016):

$$\beta_0 \approx \frac{f_{+0} - f_{-0}}{2f_0} \quad (30)$$

En la cual:  $f_0$  es la frecuencia asociada a la prominencia en la función de transferencia; y tanto  $f_{+0}$  como  $f_{-0}$  son respectivamente las frecuencias por encima y por debajo de  $f_0$  en las que la amplitud vale la mitad de la potencia, *i.e.*  $1/\sqrt{2}$  veces la amplitud máxima. Es importante destacar que entre las suposiciones de este método se encuentran que el sistema tiene un solo grado de libertad y que su frecuencia natural coincide con la asociada a la máxima amplitud. Por ello, la expresión anterior solo es válida para relaciones de amortiguamiento pequeñas, *i.e.* menores al 5%, así como para señales con picos espaciados.

De manera estricta, para señales con picos demasiado juntos o superpuestos, la ecuación (30) es inválida y debe emplearse el *análisis multimodal*. Este método consiste en la superposición de varias funciones de transferencia para sistemas de un grado de libertad y el ajuste de sus parámetros hasta que la curva compuesta se asemeje a la experimental. Sin embargo, por simplicidad, en los casos que la cercanía de modos genera que  $f_{+0}$  o  $f_{-0}$  se encuentren visiblemente afectadas por un pico aledaño, se consideró adecuado suponer que la curva es simétrica. Haciendo esto, la distancia de la frecuencia inafectada al pico puede duplicarse, reduciendo la expresión (30) a:

$$\beta \approx 1 - \frac{f_{-0}}{f_0}; \quad \beta \approx \frac{f_{+0}}{f_0} - 1 \quad (31)$$

En la Figura 58 se muestran las amplitudes de las funciones de transferencia de la base rígida del modelo a la base a la plataforma del paso elevado normalizadas respecto al máximo para todos los sismos sin el túnel y en la Tabla 11 se recopilan los resultados del procedimiento descrito. En ambas direcciones, los sismos normales tienen frecuencias ligeramente menores que los de subducción. Para todos los eventos, el movimiento es intrincado para frecuencias mayores a 2.5 Hz (0.40 s) y, en la mayoría de los casos, existen picos con amplitud mayor a los presuntamente asociados a la estructura. En la dirección transversal, las frecuencias



Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Estimación del periodo y amortiguamiento con base flexible*

prominentes relacionadas al paso elevado se encuentran entre 1.86 y 2.0 Hz (0.50 y 0.54 Hz), mientras que en la longitudinal (y) van de 1.29 a 1.51 Hz (0.66 a 0.77 s).

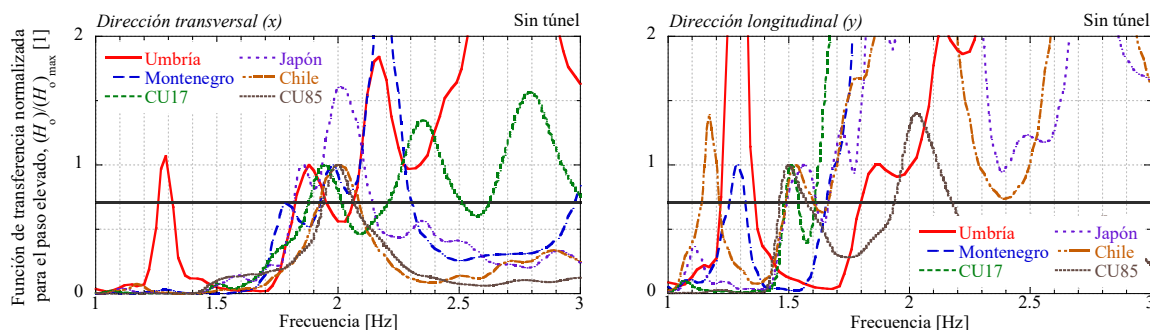


Figura 58. Funciones de transferencia del movimiento del campo libre a la plataforma del paso elevado normalizadas respecto al máximo y suavizadas para el caso sin túnel.

A pesar de que el método analítico tenga simplificaciones importantes y que los picos en las funciones de transferencia dependan del contenido de frecuencias de la excitación, las frecuencias prominentes medias en la dirección transversal y longitudinal, iguales a 1.94 y 1.54 Hz (0.52 y 0.65 s), respectivamente, concuerdan con los periodos calculados con el primer método. Sin embargo, las relaciones de amortiguamiento crítico medias, de 3.16 y 3.39% respectivamente en las mismas direcciones, son menores y similares a las correspondientes al paso elevado con base rígida. Esto se debe a que el pico estudiado y sus características dependen principalmente de la estructura, mientras que el amortiguamiento calculado analíticamente incluye al relacionado con el perfil estratigráfico que está presente, pero en otros picos.

Tabla 11. Resultados de la estimación analítica del periodo y relación de amortiguamiento con base flexible del paso elevado.

Caso	Periodo con base flexible [s]		Amortiguamiento con base flexible [%]	
	Transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal
Umbria	0.5319	0.7728	3.4773	4.4316
Montenegro	0.5389	0.6400	2.1224	3.7276
CU17	0.5057	0.7728	2.6576	2.6544
Japón	0.4995	0.6554	4.0797	3.8446
Chile	0.5144	0.6620	3.4930	1.9393
CU85	0.5010	0.6674	3.1551	3.7710
Promedio	0.5153	0.6482	3.1642	3.3947

En la Figura 59 se muestran las amplitudes de las funciones de transferencia entre la base rígida del modelo y la base a la plataforma del paso elevado normalizadas respecto al máximo para todos los sismos y configuraciones del túnel analizadas. En esta, queda claro que la presencia del túnel modifica significativamente la forma de la función de transferencia en cuestión, especialmente en la dirección de su eje. En la mayor parte de los sismos, el túnel produce distribuciones similares en ambas direcciones, atenúa los picos en frecuencias menores a 1.5 Hz (0.67 s), y uniformiza la amplificación en las frecuencias de 1.5 a 3 Hz (0.33 a 0.67 s). En consecuencia, el periodo y la relación de amortiguamiento asociados a la estructura se modifican ligeramente. Una vez más, para frecuencias más altas existen picos con amplitud mayor que los asociados a la estructura.

Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Estimación del periodo y amortiguamiento con base flexible*

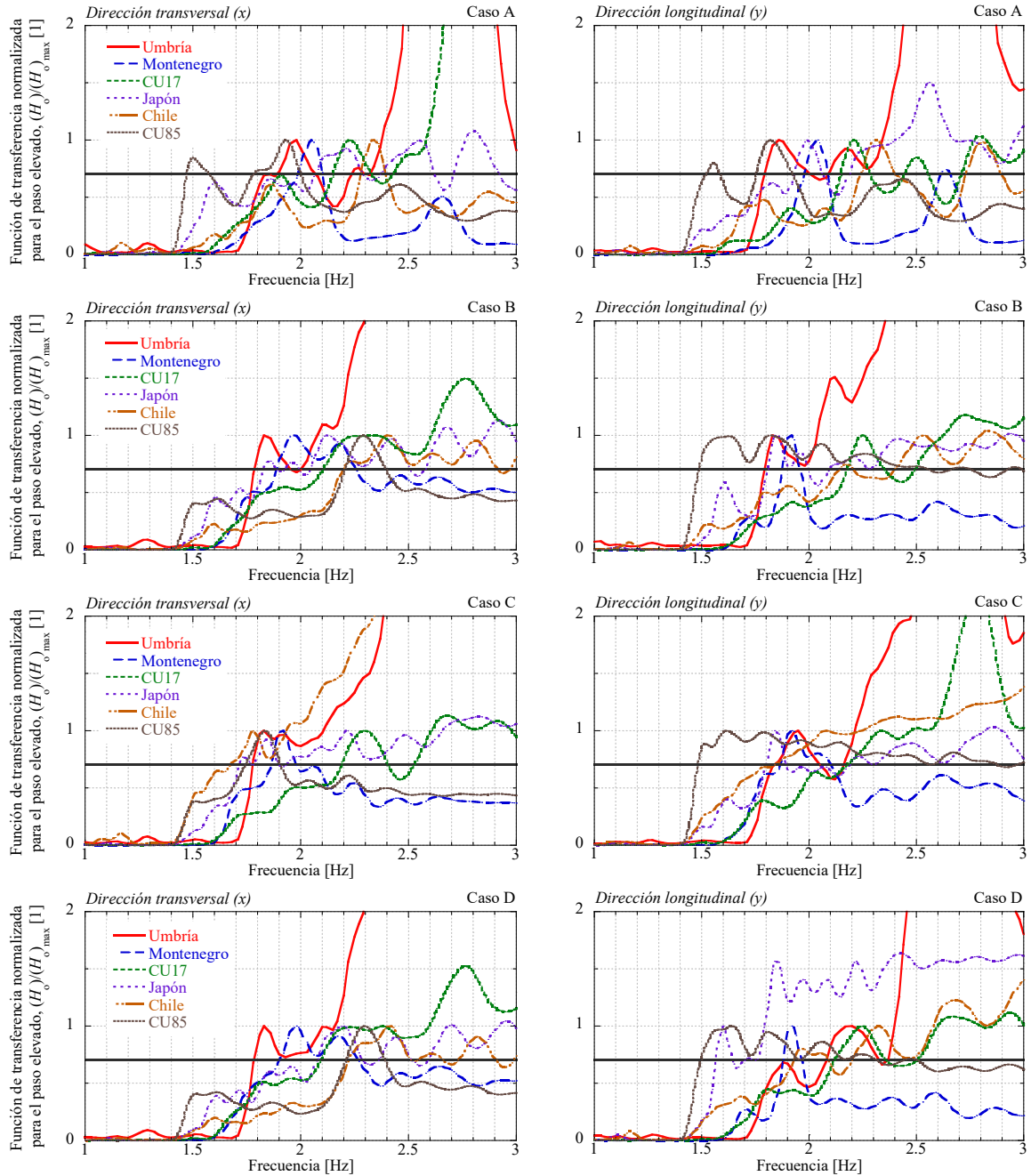


Figura 59. Funciones de transferencia del movimiento del campo libre a la plataforma del paso elevado normalizadas respecto al máximo y suavizadas, para todos los casos de interacción túnel – paso elevado.

## Anexo 7. Impacto de la barrera central en la respuesta del paso elevado

En la Ciudad de México, las vialidades compuestas por pasos elevados como el Viaducto Bicentenario y las autopistas urbanas Norte y Sur se disponen sobre otras vías de alta velocidad. Por ello, en las inferiores se colocan barreras centrales como dispositivos de seguridad para aislar los sentidos de circulación y, en el caso de un accidente, contener el impacto y confinar el siniestro evitando que los vehículos abandonen su carril.

Las barreras típicas en estos sistemas se componen un par separado de elementos prefabricados cuyo espacio interior se rellena con suelo para formar un jardín central, o con concreto para crear un muro macizo. Los elementos en los extremos son tramos de concreto reforzado de 3 m de largo con sección transversal aproximadamente trapezoidal, de 80 a 100 cm de altura, 60 a 80 cm de base mayor y 20 cm de base menor. En otras vías, estos elementos constituyen por sí solos la barrera central.

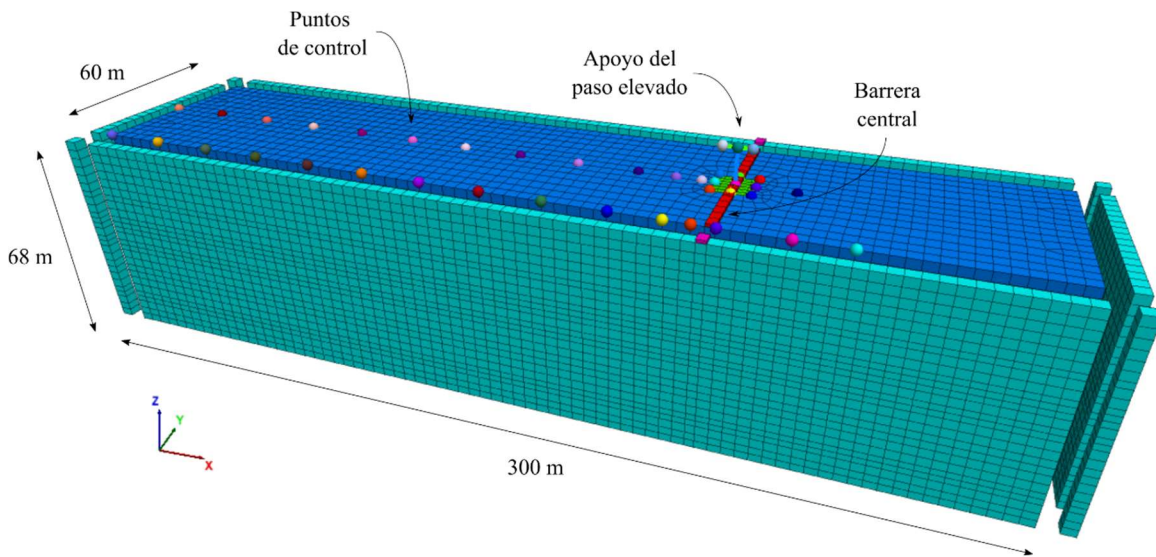


Figura 60. Modelo numérico tridimensional para el análisis de la influencia de la barrera central en el comportamiento del paso elevado.

Para estudiar el efecto de la barrera central en el comportamiento del paso elevado y sus cercanías durante eventos sísmicos con contenidos de frecuencias diversos en los suelos blandos de la Ciudad de México, se desarrolló un modelo tridimensional de diferencias finitas en FLAC3D. Tal modelo se muestra en la Figura 60 y, exceptuando el túnel, conserva las dimensiones, componentes y características de los empleados durante el estudio de la interacción túnel – paso elevado.

A la superficie del modelo se añadió la barrera central de concreto idealizada como un prisma rectangular de 1 m de peralte y 3 m de ancho compuesto de elementos sólidos. Este se extiende en todo el lado corto modelo y alcanza las fronteras de campo libre, pero, al igual que en la realidad, se interrumpe por la presencia de la columna del paso elevado. En concordancia con el resto de los componentes del modelo, en los elementos sólidos de la barrera se designó un material elástico con módulo de Young de 22.14 GPa, relación de

Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Impacto de la barrera central en la respuesta del paso elevado*

Poisson de 0.20 y densidad de 2.20 Mg/m<sup>3</sup>. En los análisis dinámicos, se consideró un amortiguamiento tipo Rayleigh del 5% aplicado a la masa y asociado a la frecuencia fundamental de la barrera, de 500 Hz, estimada con la ecuación (1) asumiendo una velocidad de onda cortante en el concreto de 2000 m/s.

## Análisis de resultados

En vista que el modelo de la interacción del paso elevado con la barrera central comparte características y dimensiones, así como objetivos con el que incluye el túnel, los resultados del primero se analizan de la misma manera. Así, en las secciones siguientes se presentan los resultados más relevantes de la interacción barrera – paso elevado. Nuevamente, las direcciones  $x$  y  $y$  del modelo coinciden respectivamente con la transversal y longitudinal del eje del paso elevado y la barrera.

### Cambios en el movimiento del paso elevado

En primer lugar, en la Figura 61 se muestran los *factores barrera central* a la plataforma  $BF_o$  y la cimentación  $BF_{of}$  del paso elevado, así como al campo cercano  $BF_{nf}$  (punto de control A). Estos factores son análogos a los factores túnel definidos en las secciones 7.1 y 7.2, pero intercambian la comparación entre la presencia y ausencia del túnel por los casos con y sin barrera central. Su interpretación es la misma: valores mayores, iguales y menores a la unidad indican respectivamente interacción favorable, nula y desfavorable.

En la porción superior de esta figura es evidente que la barrera central tiene un efecto especialmente desfavorable en el movimiento de la plataforma pues  $BF_o$  vale hasta 0.03 y 0.1 en el sentido transversal y longitudinal, respectivamente, en valles cuya frecuencia central corresponde con el periodo del apoyo en tal dirección. En ambos sentidos, la interacción es nula para frecuencias menores a 1.5 Hz (0.67 s) y favorable para las frecuencias mayores a 3 Hz (0.33 s), aunque existen valles perjudiciales en la dirección longitudinal para algunos sismos normales en los que  $BF_o$  vale hasta 0.2. Cabe destacar que el sismo de Chile tiene un comportamiento principalmente benéfico que resalta en comparación con el resto de los eventos.

La barrera también tiene un efecto desfavorable en el movimiento de la cimentación del paso elevado en la dirección transversal, pues  $BF_{of}$  vale hasta 0.2 para la frecuencia fundamental del apoyo en tal sentido. En contraste, la barrera reduce el movimiento de la cimentación en la dirección longitudinal para la mayoría de los sismos, ya que aparecen picos donde  $BF_{of}$  vale entre 10 y 40. En las frecuencias bajas, existen otros picos de interacción benéfica a 0.50 y 0.58 Hz (1.72 y 2.01 s) para el movimiento en cada dirección que corresponden con el periodo fundamental del sitio y en los cuales  $BF_{of}$  vale 2 y 4, respectivamente. En las frecuencias altas, por su parte, la interacción es ligeramente desfavorable en la dirección transversal para los sismos normales, y en la longitudinal para los de subducción. Al igual que para el túnel, la influencia de la barrera central es superior en el sentido de su eje debido a que en este el incremento de masa y rigidez del sistema es mayor.

Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Impacto de la barrera central en la respuesta del paso elevado*

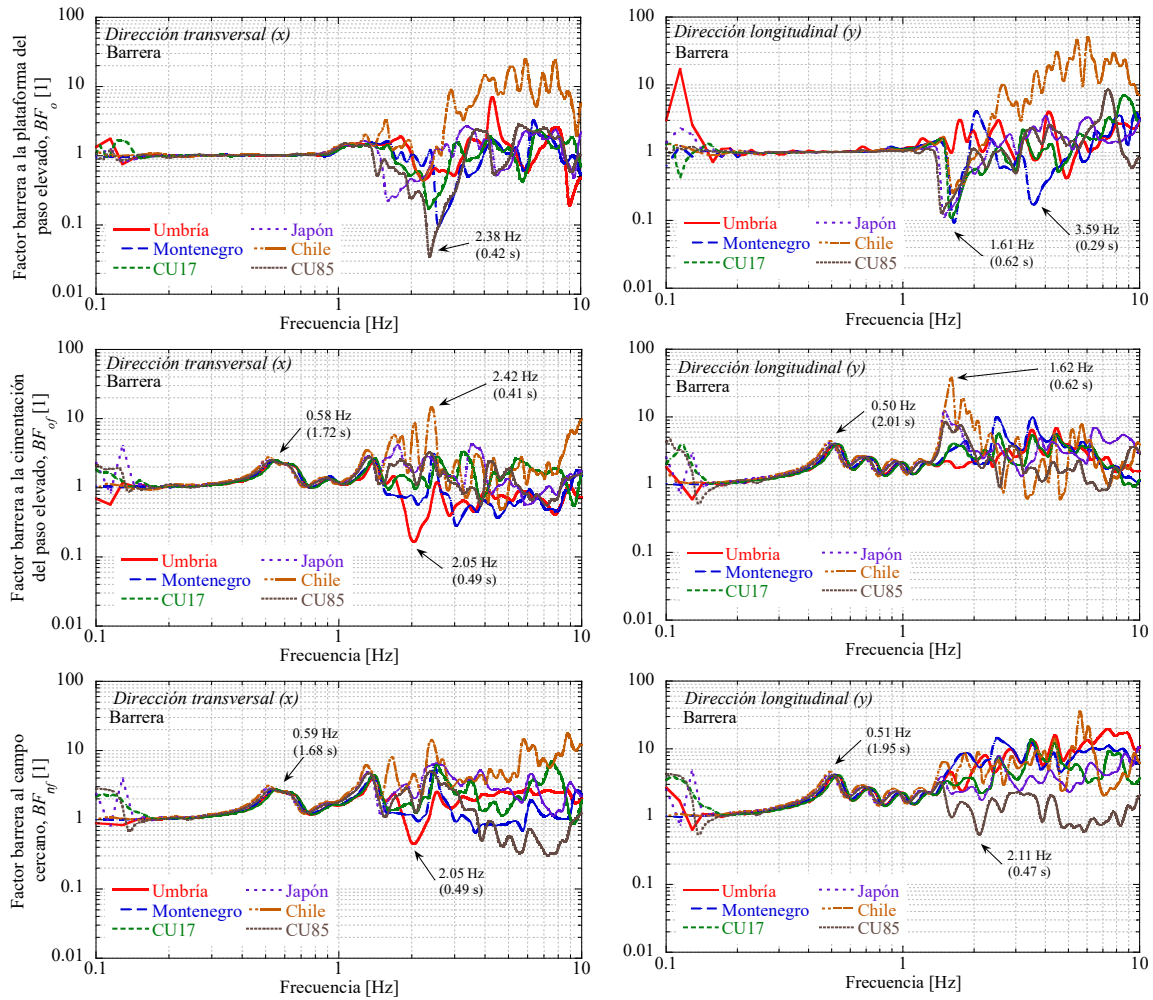


Figura 61. Factores barrera a la plataforma y la cimentación del paso elevado, así como al campo cercano para el movimiento en las direcciones transversal y longitudinal durante todos los sismos.

El impacto de la barrera central en el movimiento del campo entre apoyos del paso elevado es similar al determinado en la cimentación del apoyo. Nuevamente, la presencia de la barrera central es desfavorable en el sentido transversal, puesto que  $BF_{nf}$  vale hasta 0.04 en un valle cuya frecuencia central corresponde con el periodo del apoyo del paso elevado. También aparecen los picos de interacción benéfica en la frecuencia natural del sitio, en los que  $BF_{nf}$  vale entre 2 y 4, y la interacción es: ligeramente favorable o nula en las frecuencias bajas; y, en función del contenido de frecuencias del sismo, favorable o desfavorable en las frecuencias altas. La similitud entre la variación del  $BF_{of}$  y el  $BF_{nf}$  indica que estos efectos se deben principalmente a la presencia de la barrera central.



Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Impacto de la barrera central en la respuesta del paso elevado*

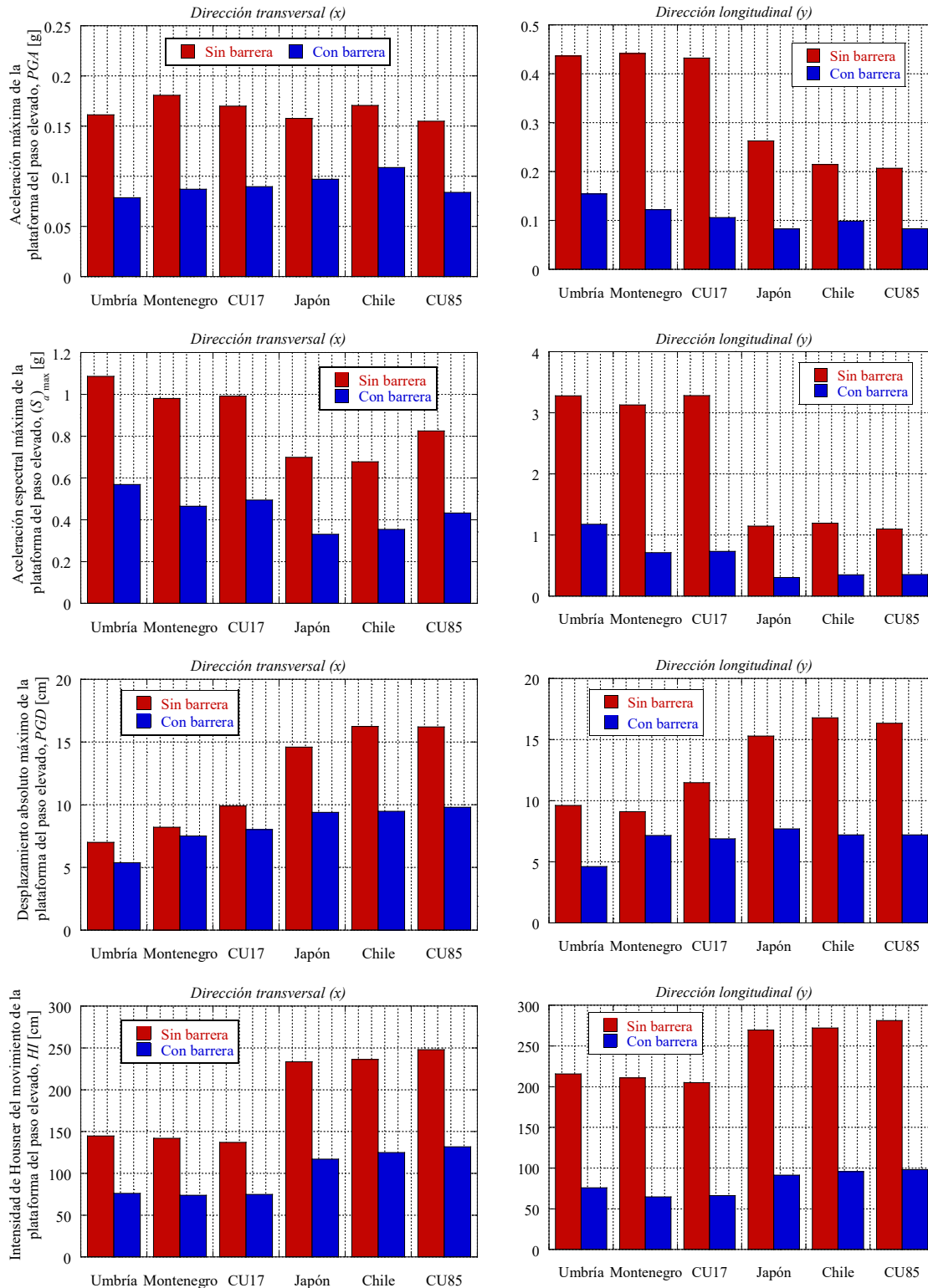


Figura 62. Cambios en las medidas de intensidad del movimiento de la plataforma del paso elevado.

Como resultado de la presencia de la barrera central, el movimiento de la plataforma del paso elevado se atenúa significativamente tal como se muestra en la Figura 62 siguiendo el

Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Impacto de la barrera central en la respuesta del paso elevado*

movimiento del terreno. La aceleración máxima  $PGA$  se reduce, en promedio, 45% en la dirección transversal y 66% en la longitudinal. Lo mismo ocurre para la aceleración espectral máxima  $(S_a)_{max}$  y la intensidad de Housner  $HI$  del movimiento de la plataforma. Para la  $(S_a)_{max}$ , el cambio en la dirección transversal es similar al de la  $PGA$ , en promedio, del 50%. Mientras que el incremento en la dirección longitudinal aumenta hasta 72%. Para la  $HI$  los decrementos medios debidos a la barrera son menores, de 47% en la dirección transversal y de 66% en la longitudinal. Este abatimiento es ligeramente mayor en los sismos normales que en los de subducción. Aunque en menor magnitud, el desplazamiento absoluto  $PGD$  de la plataforma también disminuye por la barrera y lo hace, en promedio, 17 y 39% en la dirección transversal, en los eventos normales y de subducción, respectivamente, así como 38 y 54% en la longitudinal, para cada tipo de sismo.

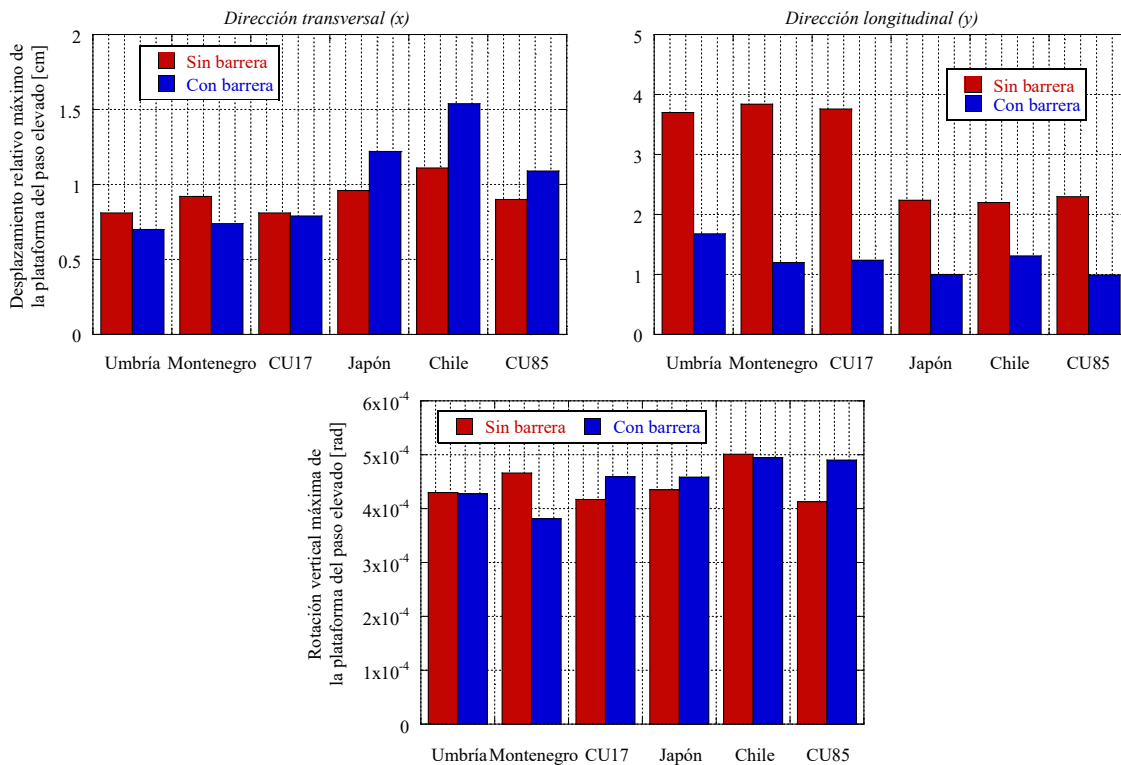


Figura 63. Cambio en el movimiento relativo de la plataforma del paso elevado.

La barrera central también perturba el movimiento relativo del apoyo, relacionado estrechamente con sus elementos mecánicos, en la forma que se muestra en la Figura 63 y que asemeja la determinada en la interacción túnel – paso elevado. Tal y como ocurre con el desplazamiento absoluto de la plataforma, el relativo se reduce en la dirección longitudinal, en promedio, 63% en los sismos normales y 51% en los de subducción. Sin embargo, el comportamiento cambia en la dirección transversal y el desplazamiento relativo se reduce, en promedio, 12%, en los eventos normales, pero aumenta un 30% en los de subducción. Por su parte, la rotación vertical de la plataforma se incrementa ligeramente, en promedio 3%, en los sismos normales y se reduce un 8% en los de subducción.

Asimismo, las fuerzas internas en los pilotes del paso elevado aumentan por la existencia de la barrera central en todos los sismos salvo el de Umbria. Es importante destacar que este

Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Impacto de la barrera central en la respuesta del paso elevado*

sismo tuvo incrementos atípicos de los elementos mecánicos, de más del doble de los registrados en los demás sismos, durante la interacción túnel – paso elevado. Por ello, parece que este contiene frecuencias que interactúan de manera particular con el sitio y la estructura. Este incremento en los elementos mecánicos de los pilotes es evidente en las Figuras 64 y 65 que recopilan respectivamente las mayores fuerzas cortantes y momentos flexionantes biaxiales en la sección transversal de cada pilote en el instante de máximo desplazamiento horizontal de la cimentación durante cada sismo.

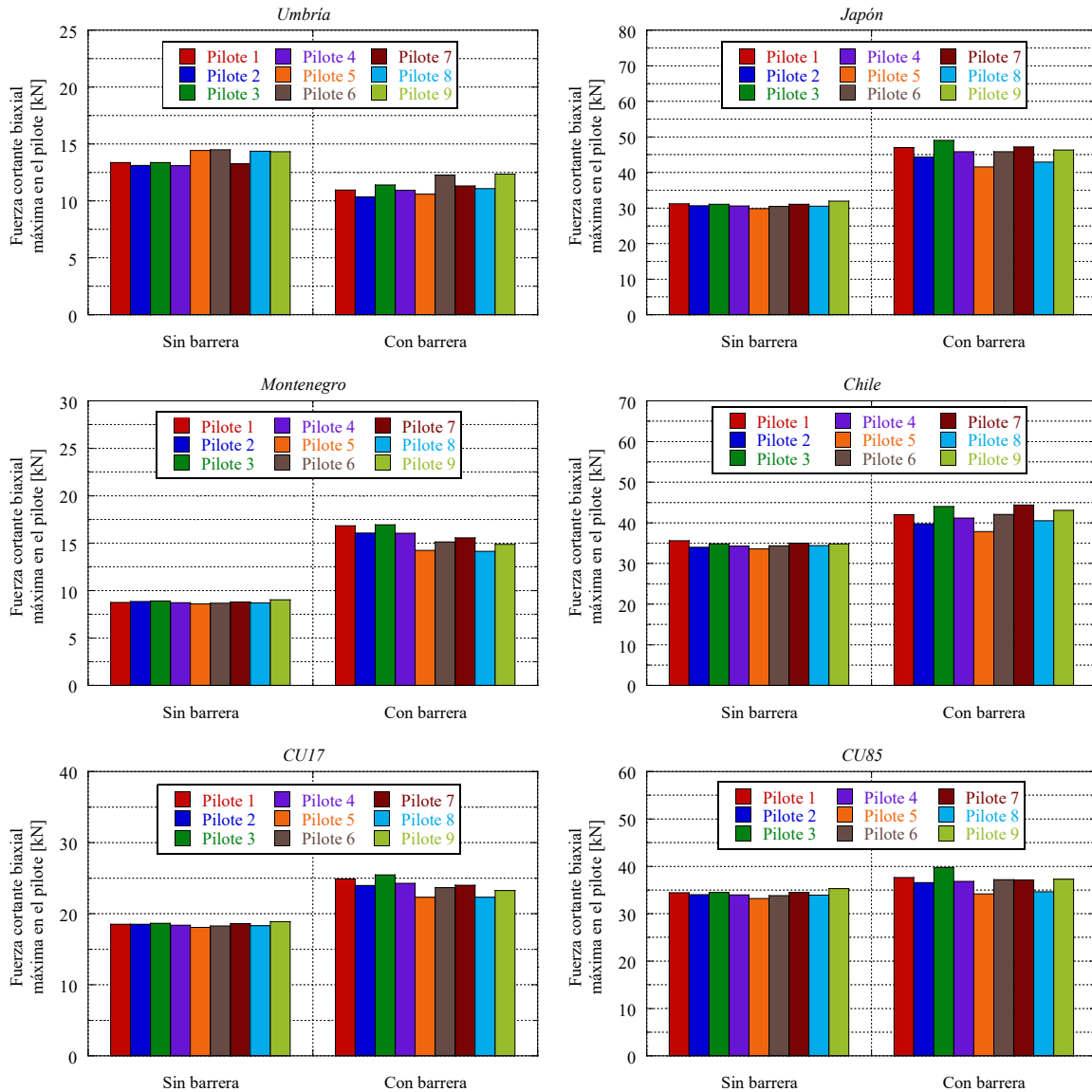


Figura 64. Cambio en la fuerza cortante biaxial máxima en cada pilote en el instante de mayor desplazamiento horizontal de la cimentación del paso elevado durante los eventos normales y de subducción.

La magnificación de las fuerzas internas es aproximadamente uniforme en el arreglo de pilotes y de igual magnitud tanto la fuerza cortante como el momento flexionante biaxiales máximos. Ambas cantidades se incrementan, en promedio, 39% en los sismos normales y 26% en los de subducción. Los mayores aumentos se producen en el sismo de Montenegro, de naturaleza normal, y los menores en el de CU85, de subducción. La distribución de los



Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Impacto de la barrera central en la respuesta del paso elevado*

elementos mecánicos es similar que la encontrada en la interacción túnel – paso elevado y, por ello, queda claro que los cambios debidos a la barrera central son también efectos de la incoherencia en la interacción cinemática de la cimentación.

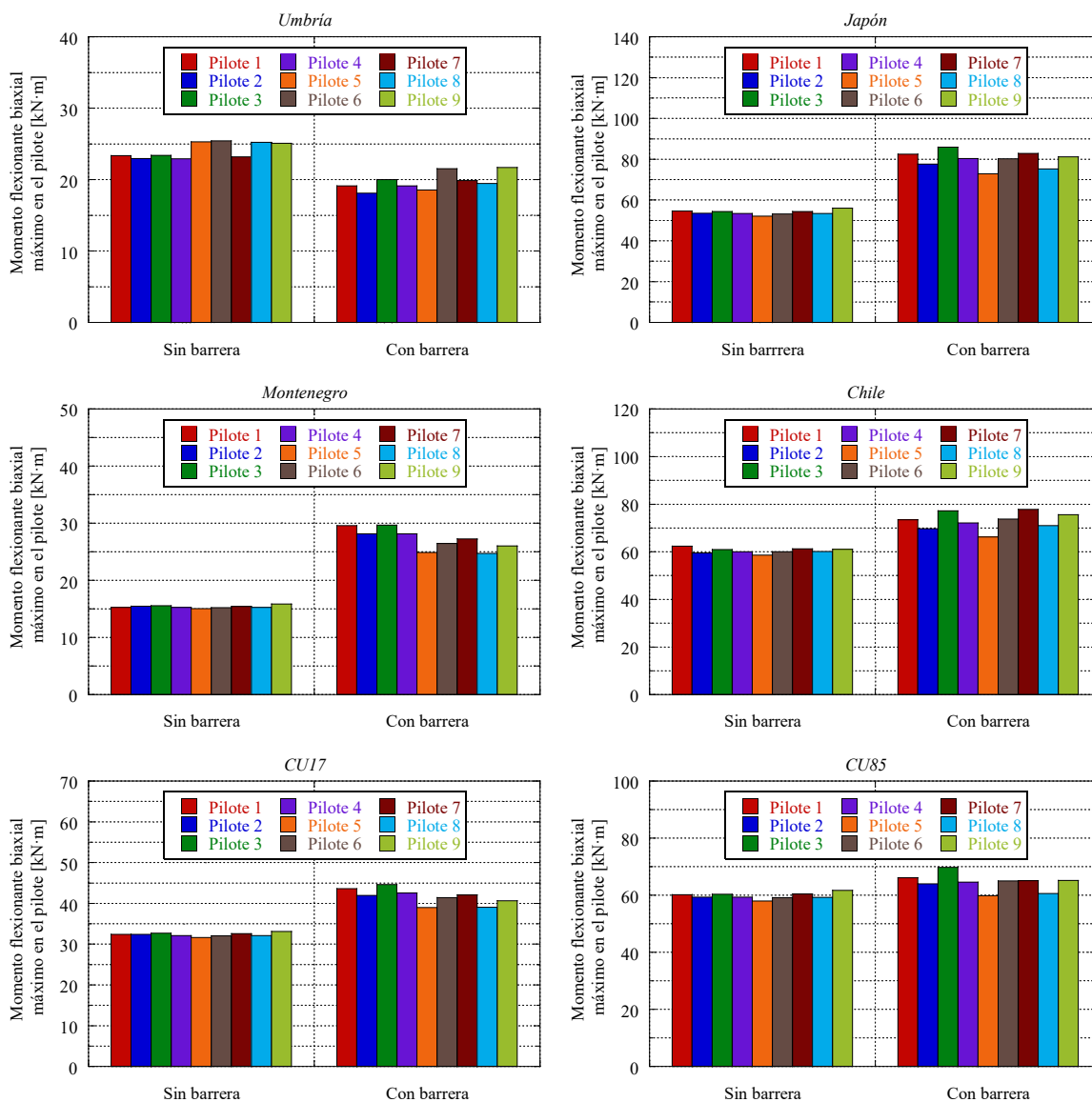


Figura 65. Cambio en el momento flexionante biaxial máximo en cada pilote en el instante de mayor desplazamiento horizontal de la cimentación del paso elevado durante los eventos normales y de subducción.

Finalmente, para aclarar los efectos de la barrera central en la cimentación del paso elevado, en la Figura 66 se muestra el factor de modificación de la respuesta espectral  $RSMF$ , definido en la sección 7.6, pero intercambiando la presencia y ausencia del túnel por la de la barrera. De igual forma que para la interacción con el túnel, los valores menores, iguales y superiores a la unidad indican respectivamente interacción benéfica, nula y perjudicial. En concordancia con lo indicado al comienzo de esta sección, la barrera disminuye la respuesta espectral hasta 60% en la dirección transversal y 75% en la longitudinal para periodos menores al fundamental del sitio, de 2.0 s. El abatimiento disminuye con el aumento del periodo y se

## Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas

### *Impacto de la barrera central en la respuesta del paso elevado*

estabiliza para periodos mayores a 4.0 s en un valor de entre 10 y 25% en el sentido transversal y entre 15 y 40% en el longitudinal.

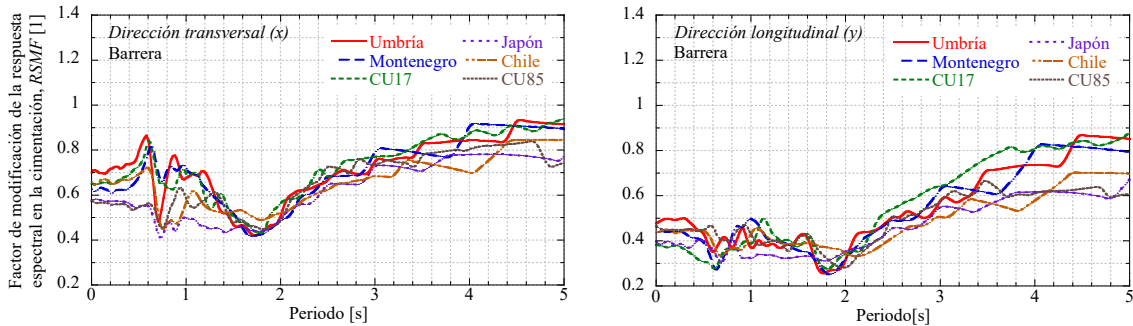


Figura 66. Factor de modificación de la respuesta espectral en la cimentación del paso elevado para el movimiento en las direcciones transversal y longitudinal para todos los sismos analizados

### Cambios en el movimiento de las cercanías

Para establecer la influencia de la barrera central en la superficie aledaña al paso elevado, en las Figuras 67 y 68 se muestra respectivamente la variación de las medidas de intensidad del movimiento en la superficie del modelo a lo largo del centro y el límite del modelo.

En estas figuras, queda claro que la presencia de la barrera central provoca que, en el eje del paso elevado, la aceleración máxima del terreno *PGA* en la dirección transversal se reduzca hasta 54% con respecto al campo libre en el límite del modelo, así como entre 29 y 42% en el centro. Además, que en una franja perpendicular al eje de unos 200 m de ancho, la *PGA* varíe hasta 20% con respecto al campo libre, incrementando o disminuyendo en función del sismo. Si bien la variación es uniforme en todos los eventos, los mayores aumentos y disminuciones corresponden respectivamente a los normales y de subducción. En la dirección longitudinal ocurre algo similar pero más pronunciado, pues la *PGA* alrededor del paso elevado disminuye entre 59 y 70% con respecto al campo libre en el eje límite, y entre 46 y 59% en el central. En la franja paralela al eje, en este caso de 100 m de ancho, la *PGA* aumenta hasta 20% con respecto al campo libre. Al comparar las *PGA* registradas en cada eje del modelo, es evidente que los muy ligeros cambios debidos al apoyo del paso elevado se desvanecen a 130 m de su eje en la dirección transversal y a 100 m en la longitudinal.

Por otro lado, la modificación aceleración espectral máxima  $(S_a)_{\max}$  en el eje límite asemeja la observada en la *PGA* en la dirección longitudinal, pero difiere en cada tipo de sismo en la transversal. En esta última, la  $(S_a)_{\max}$  durante los eventos de subducción disminuye proporcional a la distancia desde el campo libre hasta el eje del paso elevado, donde se abate hasta 59%. En los eventos normales, la  $(S_a)_{\max}$  transversal se reduce 46% en el eje del paso elevado, pero aumenta entre 20 y 60% en dos bandas paralelas de unos 100 m de ancho, separadas unos 20 m entre sí. En el eje central, la variación se conserva en los sismos de subducción, pero cambia en los normales para los cuales el abatimiento en las inmediaciones del apoyo decae a solo 13%. En la dirección longitudinal, la  $(S_a)_{\max}$  en el eje del paso elevado se reduce hasta 81% en el borde del modelo, y entre 50 y 68% en el centro. En la superficie aledaña al paso elevado, la reducción de la  $(S_a)_{\max}$  recupera rápidamente su valor en campo libre en unos 130 m. Una vez más, comparando la  $(S_a)_{\max}$  registrada en ambos ejes, la presencia del apoyo modifica significativamente los cambios debidos a la barrera en una franja de 30 m de ancho.

Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas  
*Impacto de la barrera central en la respuesta del paso elevado*

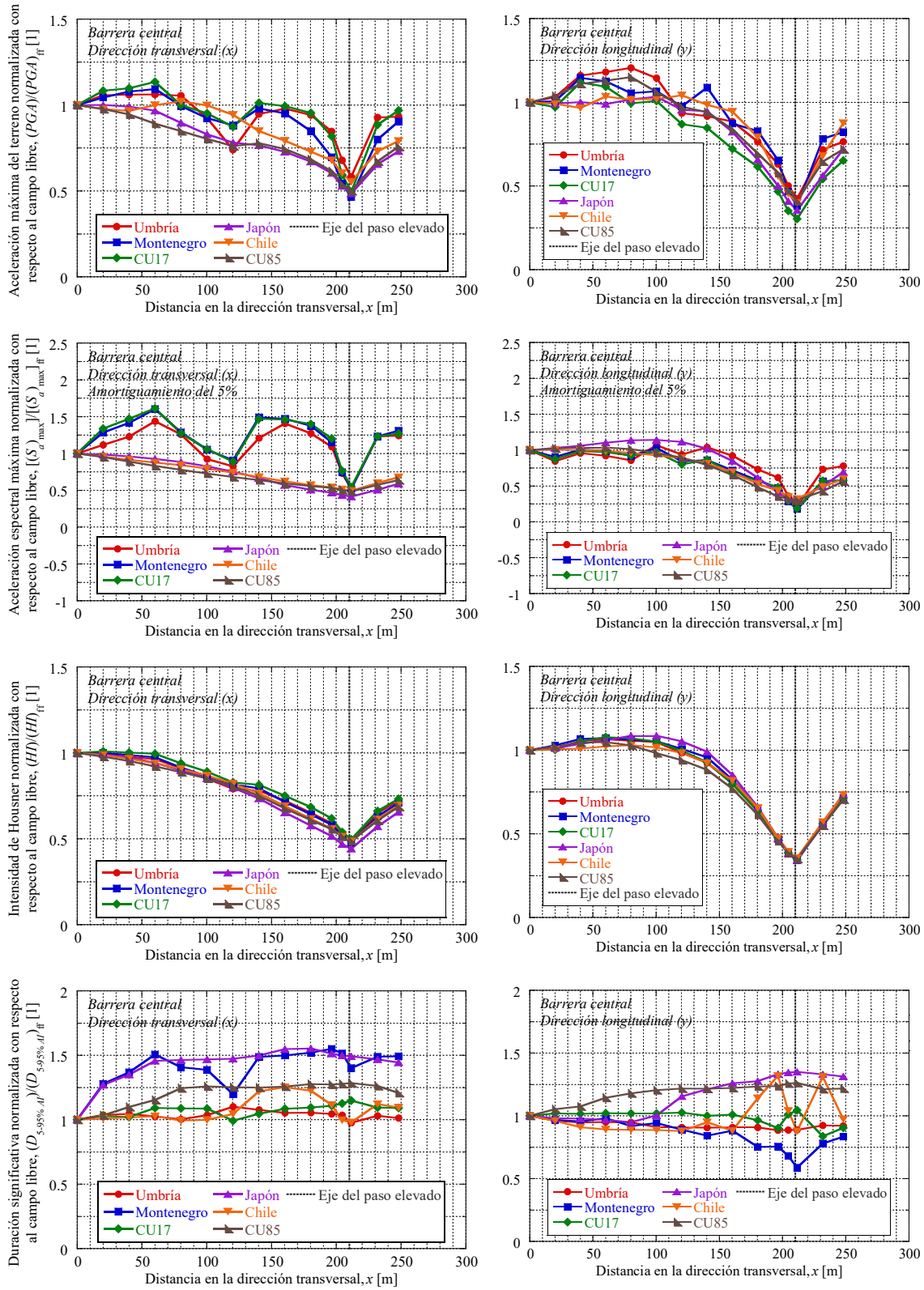


Figura 67. Variación de las medidas de intensidad normalizadas con respecto al campo libre en el borde del modelo, para el movimiento en ambas direcciones y todos los sismos.

# Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas

## Impacto de la barrera central en la respuesta del paso elevado

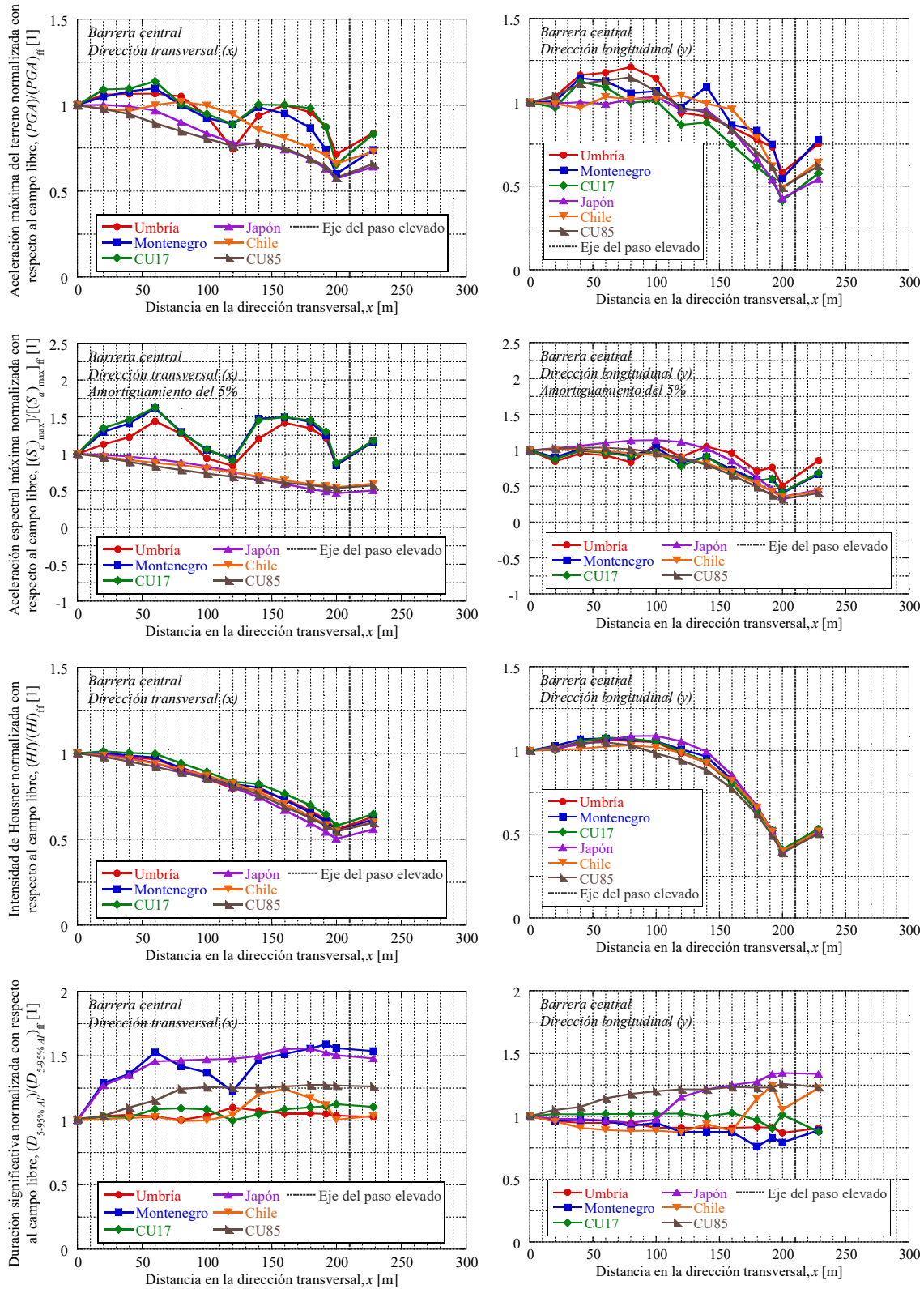


Figura 68. Variación de las medidas de intensidad normalizadas con respecto al campo libre en el centro del modelo, para el movimiento en ambas direcciones y todos los sismos.

## Interacción sísmica entre estructuras elevadas y subterráneas en zonas densamente pobladas *Impacto de la barrera central en la respuesta del paso elevado*

La variación con la distancia de la intensidad de Housner  $HI$  en ambos sentidos es similar a la observada en el par de medidas anteriores. En la dirección transversal, se reduce en el eje del paso elevado, hasta 56% con respecto al campo libre en el borde del modelo, y hasta 50% en el centro. En la dirección longitudinal, la  $HI$  del movimiento en el eje del paso elevado también disminuye en los ejes límite y central, hasta 65 y 61% con respecto al campo libre, respectivamente. En la superficie adyacente al paso elevado, la variación con respecto al campo libre de la  $HI$  del movimiento en ambas direcciones es similar a la de la  $PGA$  y la  $(S_a)_{max}$ . Nuevamente, las reducciones debidas al apoyo, estimadas comparando el movimiento en cada eje del modelo, se consignan a una franja perpendicular de 30 m de ancho.

Por último, la duración significativa  $D_{5-95\% AI}$  del movimiento del terreno circundante se incrementa por la presencia de la barrera central. En la dirección transversal, aumenta hasta 50% con respecto al campo libre según el sismo. En tanto que, en la longitudinal, lo hace hasta 35% en la mayoría de los sismos. Tal modificación se debe casi en su totalidad a la barrera y afecta a una franja paralela al paso elevado de 190 y 170 m de ancho en las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente. En este caso, la comparación entre el eje límite y central deja claro que los cambios debidos al apoyo del paso elevado en la  $D_{5-95\% AI}$  en ambas direcciones se disipan a 90 m de su eje en la dirección transversal y a 30 m en la longitudinal.

## Conclusiones y comentarios

En esta investigación se determinó que una barrera central masiva y rígida colocada directamente bajo el eje paso elevado impacta significativamente el movimiento de la estructura y la superficie adyacente. Por un lado, la barrera central disminuye considerablemente el movimiento del terreno adyacente en la dirección longitudinal pues su presencia incrementa la masa y la rigidez longitudinal del sistema. Como resultado, en una franja paralela al eje del paso elevado de unos 200 m, la energía del movimiento se reduce hasta 65% en el eje y recupera su valor en campo libre con la distancia. Adicionalmente, en esta franja la duración de la demanda sísmica aumenta hasta 50% en la dirección transversal.

Por lo anterior, el movimiento de entrada a la cimentación decrece un 40% y, en consecuencia, el movimiento absoluto de la plataforma del paso elevado también disminuye un 50%, dependiendo de la medida de intensidad considerada. Sin embargo, debido a que la barrera central genera incoherencia, amplifica el movimiento en las frecuencias fundamentales del paso elevado en cada dirección y, con ello, el movimiento relativo de la plataforma, relacionado íntimamente con los elementos mecánicos de la columna, aumenta un 30% durante los sismos de subducción. Por la misma razón, las fuerzas internas en los pilotes también se incrementan, hasta 39% durante los sismos normales.

Para cerrar, vale la pena destacar que esta modelación ha considerado que la barrera central se encuentra adherida al terreno y, por ello: tanto contribuye totalmente al aumento de masa y rigidez del sistema; como desprecia la posible disipación de energía por fricción en la base de la barrera. En vista de que en la práctica la barrera central se coloca directamente sobre el pavimento o la subrasante, los efectos aquí encontrados constituyen aproximadamente un límite superior en función de las características de la excitación sísmica.



## Anexo 8. Glosario

### Espectro de respuesta, diseño y peligro uniforme

El *espectro de respuesta* es una función que relaciona las posibles frecuencias o periodos naturales de un sistema de un grado de libertad y relación de amortiguamiento fija con sus respuestas máximas absolutas cuando se excita con *una señal*. Tanto la respuesta como la señal pueden estar en términos de la aceleración, velocidad o desplazamiento del sistema. Es importante mencionar que su definición usando máximos resulta en que no sea una función biunívoca y, en consecuencia, que sea posible que dos o más señales diferentes compartan el mismo espectro de respuesta.

Además, debido a que es posible obtener espectros de respuesta para cualquier tipo de señal registrada en cualquier dirección en cualquier parte de un sistema, la interpretación del espectro de respuesta es variable. Si la excitación es sísmica y se ha registrado en la superficie del sitio, el espectro de respuesta permite estimar el comportamiento de las estructuras cercanas e identificar aquellas que resultan más afectadas por dicha excitación, siempre y cuando su comportamiento se reduzca al de un sistema de un solo grado de libertad con la relación de amortiguamiento del espectro.

A diferencia del espectro de respuesta, el *espectro de diseño* establece la respuesta máxima esperada en la base de la cimentación de una estructura colocada en un sitio particular para cada periodo estructural posible. Consideran el ambiente sísmico de la región y los efectos de amplificación del sitio, incluyen el amortiguamiento y la ductilidad de la estructura y, en ocasiones, los efectos de la interacción suelo – estructura. Son decretados por los códigos de diseño de manera heurística, y suplementados en forma de ecuaciones o tablas. También pueden entenderse como la envolvente máxima suavizada de todos los espectros de respuesta del movimiento en la superficie de un sitio específico durante el intervalo de análisis.

Dentro de los espectros de diseño se distinguen: el *espectro de diseño elástico o transparente*, que es aquel que carece de los efectos de la ductilidad y sobrerresistencia de la estructura, así como de la interacción suelo – estructura; y el *espectro de diseño inelástico*, que si los incluye. A menudo, el primero se emplea como base para la obtención del segundo empleando otras relaciones heurísticas. Pocas veces, el espectro de diseño inelástico se establece a partir de múltiples espectros de respuesta inelástica.

Por último, los *espectros de peligro uniforme* son aquellos en los que las respuestas asociadas a cada periodo estructural, ya sea aceleración, velocidad o desplazamiento máximo, comparten la probabilidad de excedencia en el periodo preestablecido y, por tanto, corresponden a un mismo riesgo. Se construyen incorporando todas las fuentes sísmicas en el área y analizando la probabilidad de excedencia de una medida de intensidad como la aceleración espectral. Recientemente, han sido empleados para establecer los espectros de diseño, escalando al segundo para que envuelva al primero. Sin embargo, como su forma difiere, el proceso descrito vuelve heterogéneo el peligro y sobrestima la demanda sísmica en todos los periodos estructurales diferentes al asociado con el máximo.

## Transformada de Fourier

Las señales periódicas intrincadas se pueden descomponerse en sus frecuencias fundamentales mediante la *transformada de Fourier*, que intercambia el dominio de la señal del tiempo al de las frecuencias. Debido a que los registros sísmicos son inherentemente discretos, la transformada de Fourier continua también debe reformularse en una versión conocida como DFT (transformada de Fourier discreta, por sus siglas en inglés). Esta es una serie finita de números complejos  $X$ , cuya parte real e imaginaria representan la amplitud y la fase de las frecuencias fundamentales. Cada uno de estos se obtiene mediante:

$$X_k(f) = \sum_{n=0}^{N-1} x_n(t) \cdot \exp\left(-\frac{2\pi i}{N} kn\right) \quad (32)$$

En la cual:  $x_n(t)$  es la señal en el dominio del tiempo;  $X_k(f)$  es la amplitud compleja en el dominio de la frecuencia; los subíndices  $n$  y  $k$  indican respectivamente cada valor en el dominio del tiempo y en el de las frecuencias; y tanto  $N$  como  $N - 1$  son el número de elementos en el dominio del tiempo  $n$  y de las frecuencias  $k$ , respectivamente. Note que la expresión (32) puede expresarse de forma matricial y que, aunque la señal en el dominio del tiempo puede ser real o compleja, la transformada de Fourier siempre es compleja.

Es importante resaltar que, como los registros sísmicos son señales aperiódicas, la transformación asume que el sismo se repite indefinidamente tanto antes como después de la medición. No obstante, esto tiene un efecto nulo en el resultado si el registro comienza y termina en el reposo.

Cada una de las  $N - 1$  amplitudes complejas se asocia a un intervalo de frecuencias (en inglés *frequency bins*) producto de la subdivisión uniforme del rango de frecuencias capturado por la señal, *i.e.* de 0 Hz hasta la frecuencia de muestreo. Las frecuencias centrales en cada intervalo  $f_k$  se calculan usando:

$$f_k = \frac{2k - 1}{2N \cdot \Delta t} \quad (33)$$

En la cual:  $\Delta t$  es el intervalo de muestreo, igual al inverso de la frecuencia de muestreo;  $N$  es la longitud de la señal; y  $k$  es cada elemento de la transformada  $k \in [1, N - 1]$ . Lo anterior permite vislumbrar que la transformada de Fourier también puede entenderse como un diagrama de barras o histograma.

La transformada de Fourier es un proceso *reversible*, *i.e.* se puede pasar de un dominio a otro sin pérdidas. Conociendo las amplitudes complejas, la señal en el dominio del tiempo puede construirse usando la antitransformada:

$$x_n = \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} X_k(f) \cdot \exp\left(\frac{2\pi i}{N} kn\right) \quad (34)$$

Note que es innecesario conocer las frecuencias centrales en cada intervalo para efectuar la antitransformada.

La amplitud de cada sinusoidal, designada *amplitud de Fourier*  $A$ , se obtiene como el módulo de las amplitudes complejas, *i.e.* el valor absoluto del vector en el plano complejo:



$$A_k(f) = |X_k(f)| = \sqrt{\text{Re}[X_k(f)]^2 + \text{Im}[X_k(f)]^2} \quad (35)$$

En la que las funciones Re y Im extraen la parte real y la imaginaria de la amplitud compleja  $X$  en cada valor de frecuencia  $k$ . Por su parte, aunque el análisis del ángulo de fase  $\varphi$  es raro en la ingeniería, puede obtenerse calculando el *argumento* de la amplitud compleja:

$$\varphi_k(f) = \arg[X_k(f)] = \text{atan2}\{\text{Im}[X_k(f)], \text{Re}[X_k(f)]\} \quad (36)$$

Las amplitudes  $A_k$  y ángulos de fase  $\varphi_k$  son de suma importancia pues sin ambas es imposible caracterizar la señal en el dominio de la frecuencia y obtener cantidades derivadas como las funciones de transferencia. Realizar operaciones usando solamente las amplitudes lleva a conclusiones engañosas, pues se supone que los vectores en el plano complejo están siempre en fase y con amplitud máxima. Por ello, se desprecian las atenuaciones de amplitud derivada de la combinación fuera de fase y se favorecen frecuencias insignificantes.

En la práctica, se usan algoritmos eficientes para el cálculo de la transformada discreta de Fourier, denominados FFT (*transformada rápida de Fourier*, por sus siglas en inglés), que se basan en simplificaciones derivadas de que la longitud de la señal coincida con una potencia de 2. Cuando la extensión del registro de aceleración incumple dicho requerimiento, se deben añadir valores nulos, sea al inicio, al final o en ambos extremos de la señal hasta lograrlo. Esto también ayuda a evitar desfases de la señal al realizar la antitransformada.

## Espectro de potencia

Como la transformada de Fourier es un proceso que solo depende de la señal e ignora el intervalo de muestreo, en la ingeniería sísmica la amplitud de la transformada se normaliza contra la duración de la señal para obtener el *espectro de potencia* o *de Fourier*  $S$ :

$$S(f) = \frac{A_k(f)}{N \cdot \Delta t} = \frac{|X_k(f)|}{N \cdot \Delta t} = \frac{\sqrt{\text{Re}[X_k(f)]^2 + \text{Im}[X_k(f)]^2}}{N \cdot \Delta t} \quad (37)$$

En la cual:  $\Delta t$  es el intervalo de muestreo; y  $N$  es la longitud de la señal. Observe que, si bien el espectro de potencia es proporcional a la amplitud de la transformada de Fourier, es diferente de su valor complejo.

Este espectro es una medida del contenido de frecuencias que contiene la señal sísmica y se relaciona con la respuesta de estructuras cuyas frecuencias coinciden con aquellas de potencia prominente. No obstante, de manera física esta analogía significa supone que la respuesta del sistema durante la señal sísmica real es la superposición de las excitaciones armónicas con frecuencia, amplitud y ángulo de fase que componen el espectro de potencia, *i.e.* se ha asumido que el sistema es lineal. Esta es la razón por la cual los sistemas no lineales deben resolverse en el dominio del tiempo.

## Función de transferencia

Una función de transferencia es el cociente entre las transformadas de Fourier de dos señales en el dominio del tiempo que, por tanto, las relaciona en el de las frecuencias. Debido a que la transformada de Fourier contiene a la señal completa, la función de transferencia permite pasar de una señal a otra sin pérdidas. Matemáticamente, la función de transferencia  $H$  entre dos puntos  $A$  y  $B$  del sistema se obtiene como:

$$H_{A \rightarrow B}(f) = \frac{X_B(f)}{X_A(f)} \quad (38)$$

En la cual:  $f$  es la frecuencia; y  $X$  es la transformada de Fourier de cada señal. Note que  $H$  es una función compleja debido a que tanto  $X_A$  como  $X_B$  son funciones complejas. También advierta que es posible obtener la función de transferencia del punto  $A$  al  $C$  conociendo las funciones de transferencia del punto  $A$  al  $B$  y del  $B$  al  $C$ :

$$H_{A \rightarrow C}(f) = H_{A \rightarrow B}(f) \cdot H_{B \rightarrow C}(f) = \frac{X_B(f) X_C(f)}{X_A(f) X_B(f)} = \frac{X_C(f)}{X_A(f)} \quad (39)$$

En ingeniería sísmica, las funciones de transferencia permiten evaluar las diferencias entre el movimiento de dos puntos del sistema e identificar aquellos rangos de frecuencias que han sido amplificadas o atenuadas durante el tránsito de ondas por el sistema. Por ello, son ubicuas en la interacción suelo – estructura. En sistemas sencillos, como los de un grado de libertad, es posible obtener funciones de transferencia de manera analítica realizando el cociente entre el movimiento entre dos puntos del sistema expresado en términos de la frecuencia. En este caso, la función de transferencia se denomina *función característica* o *del sistema*.

## Nomenclatura sísmica

Una zona de *subducción* es aquella en la que una placa tectónica se desliza bajo otra, sumergiéndose en el manto por debajo de ambas. La placa superior conserva la denominación de placa, pero la inferior se designa como *losa* (del inglés *slab*). Debido a la fricción entre ambas, en los contactos se generan rupturas que a su vez producen sismos del tipo:

- *Interplaca* (en inglés *interplate*), en el contacto entre dos o más placas tectónicas.
- *Intraplaca* (en inglés *intraplate*), en el interior de una placa o losa. Son eventos relativamente raros y, a su vez, se pueden subdividir en:
  - *Levantamiento exterior* (en inglés *outer rise*). Son sismos que ocurren en la placa subducida, pero fuera de la fosa, hacia la corteza oceánica.
  - *Intralosa o losa* (en inglés *interslab*). Se producen dentro de una losa, hacia el continente. También se conocen como eventos profundos.
  - *Someros o corticales*. Se producen en la placa superior y pueden ser más dañinos que los sismos interplaca de mayor magnitud si ocurren directamente bajo ciudades.

La fricción entre las placas y la pérdida de apoyo de la superior resulta en rupturas llamadas *resquebrajamientos* (*megasplays*, en inglés). Son fracturas que se propagan desde la interfaz entre ambas placas hacia la superficie de la superior y que resultan en sismos con características diferentes a los previamente mencionados. En el extremo más fracturado de la placa superior, antes de llegar a la fosa, se denomina *complejo acrecional*, otrora llamado *cuña* o *prisma de acreción*. Son cúmulos de fragmentos de roca deformada y sedimentos que se han desprendido de ambas placas y se acomodan en láminas con inclinación inversa sobre la corteza oceánica.

## Pilotes mega y tensa

Los pilotes mega y tensa son elementos de cimentación profundos comunes en las décadas de los 60 y 70 por las razones que se comentan a continuación. Sin embargo, presentan características que limitan su uso como componentes estructurales de una cimentación profunda. Por ello, afortunadamente han caído en desuso.

Por un lado, los tipo *mega* son pilotes segmentados, compuestos de tramos cilíndricos huecos de concreto simple de 50 o 60 cm de diámetro exterior y 1 m de largo. Se hincaban a presión, colocando mortero de cemento entre los fragmentos para cubrir las irregularidades de su fabricación, disponiendo varillas corrugadas de acero del número 3 (9.5 mm de diámetro) en el espacio anular, y rellenando el vacío con lechada de cemento fabricado en obra. Con esto, supuestamente se le daba continuidad.

En versiones posteriores, en aras de mejorar la unión y resistencia al esfuerzo cortante del pilote, las varillas se intercambiaron por cables de acero anclados en la punta que se tensaban al finalizar su hincado. En este caso, el espacio anular se rellenaba vertiendo la lechada desde la superficie. Aún con este adelanto, la capacidad estructural del pilote es principalmente a compresión, siempre y cuando los tramos conserven la verticalidad durante el hincado. La resistencia cortante y de extracción continúa siendo escasa o nula.

Estos pilotes son ubicuos en las cimentaciones con *pilotes de control* y, en especial, en las recimentaciones de la época, por su facilidad de colocación bajo cimentaciones preexistentes. Aunque la concepción original de los pilotes de control requiere que estos sean de punta, es común encontrar pilotes de fricción tipo mega e incluso, en contra del funcionamiento del sistema de control, también pilotes de control de fricción.

Por otro lado, los pilotes *tensa* son viguetas de concreto pretensado con sección transversal en forma de H de entre 60 y 80 cm de peralte, 50 y 70 cm de ancho y patines de 10 cm de espesor. Se fabricaban en concreto con resistencia en la prueba de compresión simple a los 28 días de 30 MPa y se pretensaban con alambres de alta resistencia de 5 mm de diámetro.

Presuntamente, su auge se debió a que aparentaban ser una alternativa superior a otros pilotes por la falacia de que su resistencia lateral se debía al perímetro total de su sección transversal, en lugar de su envolvente convexa. De cualquier manera, su capacidad geotécnica supera en gran medida a la estructural y, por ello, los hace susceptibles a la falla de este último tipo. Esta situación es de suma importancia cuando se colocaban para reducir asentamientos, pues el diseño suponía que reciben una carga igual a su capacidad geotécnica.

Además de esta desventaja, estos pilotes: son incapaces de tomar cargas de extracción mayores la diferencia entre la resistencia a la tensión del acero y la carga de pretensado; tienen una capacidad geotécnica por punta y una resistencia estructural cortante inherentemente pequeñas por su mínima sección transversal; y son susceptibles a la corrosión por la combinación entre el reducido recubrimiento y la minúscula sección transversal del acero de refuerzo. Encima, la falla del acero de alta resistencia empleado tenía una naturaleza frágil.