



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
(MAESTRÍA EN INGENIERIA CIVIL-GEOTECNIA)

(INTERACCIÓN SÍSMICA DE SISTEMAS INTERDEPENDIENTES EN SUELOS
RÍGIDOS EN ZONAS URBANAS)

TESIS
PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
SIMÓN TEPALCAPA SAN MIGUEL

TUTOR PRINCIPAL
DR, JUAN MANUEL MAYORAL VILLA
INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

CIUDAD UNIVERSITARIA, CIUDAD DE MÉXICO, ABRIL 2024



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: (Dra. Ossa López Alexandra)
Secretario: (Dr. Ramírez Guzmán Leonardo)
1^{era}. Vocal: (Dr. Mayoral Villa Juan Manuel)
2^{do}. Vocal: (Dr. Hermosillo Arteaga Armando R.)
3^{er}. Vocal: (Dr. Suárez Reynoso Gerardo)

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX.

TUTOR DE TESIS:

DR, JUAN MANUEL MAYORAL VILLA

FIRMA



“La libertad, Sancho, es uno de los más preciosos dones que a los hombres dieron los cielos; con ella no pueden igualarse los tesoros que encierra la tierra ni el mar encubre; por la libertad, así como por la honra se puede y debe aventurar la vida”

Miguel de Cervantes Saavedra

Dedicatoria

A mis padres, Luz María San Miguel y Leobardo Tepalcapa que les debo todo, por su apoyo constante e incondicional, este trabajo está dedicado especialmente a ustedes. A mi hermano Leobardo por predicar todo valor y virtud con el ejemplo, y por el amor y apoyo que siempre me ha dado. A mis abuelos, tíos y primos, Teodora, Simón, Silvia, Mónica, Beatriz, Santiago, Tonatiuh, Carolina, Daniel y Bruno, por estar a mi lado para superarnos juntos como familia. A mi amigo Mauricio Alcaráz por su apoyo incondicional y sus consejos.



Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería por darme la oportunidad de formarme como persona, ingeniero y maestro.

Al Dr. Juan Manuel Mayoral Villa por la dirección, asesoramiento y tiempo dedicado a la realización de este trabajo.

A la Dr. Leonardo Ramírez Guzmán, al Dr. Suárez Reynoso Gerardo, a la Dra. Alexandra Ossa, y al Dr. Hermosillo Arteaga Armando R, por sus valiosos comentarios y aportaciones que enriquecieron este trabajo de investigación.

A cada uno de mis profesores por su dedicación y motivación para formar buenos maestros y sobre todo buenos seres humanos.

A mis amigos y compañeros del Instituto de Ingeniería por haberme dado ánimos para culminar esta etapa y por aquellos momentos inolvidables.



RESUMEN

En esta investigación se presenta el estudio de los efectos de la interacción sísmica de un sistema túnel-suelo-edificio en suelo rígido. El caso de estudio seleccionado para este trabajo corresponde a un túnel actualmente en construcción, el cual está ubicado en la región noreste de la Ciudad de México, en la denominada zona de lomas, donde se pueden encontrar arenas limosas y limos arenosos muy cementados. Para estudiar la interacción del sistema túnel-suelo-edificio, se consideró un edificio de mampostería de 5 pisos que se encuentra cerca del túnel. Se implementó un arreglo de cinco acelerómetros en el sitio para establecer la respuesta sísmica en diferentes puntos de interés (campo libre, en superficie sobre el túnel y en el edificio). Las condiciones geotécnicas del sitio se establecieron con base en sondeos SPT con recuperación de muestreo selectivo. La distribución de la velocidad de onda de corte, V_s , con la profundidad se determinó mediante la técnica de sonda suspendida. Este trabajo presenta los resultados recopilados a partir de la instrumentación sísmica después de registrar cinco eventos sísmicos de magnitud baja a alta (i.e. de M 4.8 a 7.7) tanto de eventos interplaca como intraplaca. Los resultados sugieren que, incluso en eventos de baja a mediana magnitud, la presencia del túnel conduce a: 1) la amplificación de aceleración máxima del suelo, PGA, tanto en las componentes horizontales como en la vertical, 2) la generación de incoherencias en el movimiento del suelo, y 3) la amplificación de las aceleraciones espectrales, S_a , a altas frecuencias. Aunque la amplificación de la S_a es más significativa para eventos intraplaca e interplaca de baja a mediana magnitud, la modificación del contenido de frecuencias ocurre independientemente de la magnitud del sismo. Estos hallazgos importantes deben tenerse en cuenta al diseñar estructuras de baja a mediana altura que se encuentren por encima o cerca de infraestructura subterránea, como túneles en zonas urbanas densamente pobladas. Finalmente, se desarrolló un modelo tridimensional de diferencias finitas, con el software FLAC^{3D}, del sistema suelo-túnel-edificio con el fin de evaluar la capacidad predictiva del modelado numérico, mediante la comparación entre los resultados obtenidos (i.e. con el modelo) y los datos medidos a través de la instrumentación sísmica.



OBJETIVOS

Los objetivos de este trabajo son:

- Estudiar la interacción sísmica suelo-túnel-edificio en suelos rígidos, mediante mediciones obtenidas con instrumentación sísmica.
- Validar la capacidad predictiva del modelado numérico mediante la comparación de los resultados con mediciones.

ALCANCES

- Se realizó una búsqueda bibliográfica de las investigaciones existentes para considerar la interacción sísmica suelo-túnel-edificio.
- Se implementó una instrumentación sísmica con el fin de estudiar la interacción dinámica suelo-túnel-edificio, y verificar las principales hipótesis presentadas en la literatura técnica.
- Se desarrolló un modelo tridimensional de diferencias finitas utilizando el software FLAC^{3D} para validar su capacidad predictiva en la interacción sísmica de sistemas interdependientes, mediante la comparación entre las estimaciones y las mediciones.



ÍNDICE

RESUMEN.....	i
OBJETIVOS	ii
ALCANCES	ii
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Interacción suelo-estructura superficial	1
1.2 Interacción estructura superficial-suelo-estructura superficial	2
1.3 Interacción estructura subterránea-suelo-estructura superficial	9
1.4 Interacción túnel-suelo-edificio	10
2 CASO DE ESTUDIO.....	14
2.1 Descripción del túnel.....	15
2.1.1 Proceso constructivo del túnel.....	16
2.2 Descripción del edificio	19
2.3 Caracterización geotécnica.....	20
2.4 Propiedades dinámicas.....	22
2.4.1 Velocidad de onda de corte	22
2.4.2 Curvas de degradación del módulo de rigidez y de relación de amortiguamiento...23	
2.5 Instrumentación sísmica	25
2.6 Análisis de Ruido Ambiental	28
2.7 Ambiente sísmico.....	31
2.8 Interacción sísmica suelo-túnel.....	33
2.8.1 Evento intraplaca.....	34
2.8.2 Eventos interplaca.....	35
2.9 Interacción sísmica túnel-suelo-edificio.....	42
2.9.1 Evento intraplaca.....	43
2.9.2 Eventos interplaca.....	44
2.9.3 Funciones de transferencia empíricas.....	47
3 MODELACIÓN NUMÉRICA	53
3.1 Curvas de degradación del módulo de rigidez y de relación de amortiguamiento.....	54
3.2 Ambiente sísmico.....	56
3.3 Resultados de los análisis.....	58
4 Conclusiones.....	63
5 Futuras investigaciones	64
6 Referencias	64



1 INTRODUCCIÓN

Las ciudades densamente pobladas están integradas por sistemas complejos de estructuras interconectadas (p.ej. edificios, aeropuertos, acueductos, pasos elevados, túneles, lumbreras, presas, puentes, etc.). La interacción entre las estructuras cercanas ha sido estudiada en el pasado, centrándose en la interacción estática entre edificios, debido al aumento en la densidad de las construcciones (i.e., disminución del espaciamiento). En regiones altamente sísmicas, el riesgo de interacción entre diferentes infraestructuras se potencializa. En general el análisis bajo condiciones dinámicas de una estructura se estima considerando únicamente los efectos de sitio, los cuales se refieren a la amplificación o atenuación que experimentan las ondas sísmicas que se propagan desde la roca basal hacia la superficie a través del suelo, suponiendo una condición de campo libre. Esta condición de “campo libre” se refiere al movimiento del suelo en la superficie, considerando que no existe ninguna infraestructura que influya en él. En la Ciudad de México se han tenido avances sobre la forma de tomar en cuenta los efectos de sitio (NTCS-87, NTCS-04, NTCS-20), estos avances han surgido en gran medida como resultado de investigaciones bien documentadas sobre los terremotos que han afectado más a la capital (i.e., Michoacán 1985 Mw=8.1 y Puebla 2017 Mw=7.1).

1.1 Interacción suelo-estructura superficial

La interacción dinámica suelo-estructura (SSI, por sus siglas en inglés) se refiere a la influencia de la respuesta del suelo en la estructura y viceversa; ésta se debe principalmente a la transmisión de ondas de la estructura hacia el suelo. Las ondas transmitidas interfieren con las ondas incidentes y modifica la respuesta de todo el sistema suelo-estructura. Por lo que, la SSI toma en cuenta tanto las propiedades del suelo (i.e. los efectos de sitio), así como las propiedades de la estructura (i.e. peso, dimensiones y rigidez). Los dos fenómenos físicos que comprenden la SSI son:

- La interacción inercial, la cual se debe a la inercia desarrollada en la estructura debido a su vibración, que da origen al cortante basal y a los momentos de volteo en la base del edificio, y que a su vez provoca desplazamientos relativos entre la estructura y el suelo.



- La interacción cinemática, la cual es el cambio en el movimiento debido a la diferencia de rigideces entre la estructura y el suelo alrededor, que tiene su origen en: 1) La uniformización del movimiento debido a la restricción cinemática en la cimentación, ya que la losa de cimentación se comporta esencialmente como un cuerpo rígido, 2) La reducción del movimiento sísmico del suelo con la profundidad “efecto de empotramiento”, y 3) La dispersión de ondas sísmicas en las esquinas e irregularidades de la cimentación.

Los efectos de estos fenómenos son comúnmente descritos por una función de transferencia, que relaciona el movimiento de campo libre y el de la estructura, y una función de impedancia que cuantifica la rigidez y el amortiguamiento del suelo y de la estructura.

Usualmente, se considera a la SSI como benéfica para la respuesta sísmica de una estructura, una suposición probablemente mantenida por la falta de datos de casos de estudio bien documentados. Por lo que aun cuando se ha demostrado que, en ciertos ambientes sísmicos y condiciones de suelo, un incremento del periodo fundamental de las estructuras, debido a las SSI, puede tener un efecto perjudicial en la demanda sísmica (Gazetas y Mylonakis, 2001), la mayoría de los códigos de diseño permiten una reducción del coeficiente sísmico al considerar la SSI, o bien sugieren que esta puede ignorarse (Anand y Kumar, 2018).

1.2 Interacción estructura superficial-suelo-estructura superficial

El término interacción estructura-suelo-estructura (SSSI, por sus siglas en inglés) fue establecido por Luco y Contesse (1973) para referirse a la interacción dinámica entre un sistema multi estructura superficial a través del suelo; sin embargo, se considera que la investigación realizada por Warburton *et al.* 1971 inició el estudio de la SSSI. En este trabajo los autores derivaron ecuaciones para obtener la respuesta de dos cuerpos cilíndricos, geoméricamente idénticos, unidos a la superficie de un semi espacio elástico. El resultado muestra que, cuando uno de los cuerpos es excitado por una fuerza armónica externa, la presencia del segundo cuerpo modifica la componente vertical de los desplazamientos del cuerpo excitado por perturbaciones relativamente pequeñas. Las perturbaciones ocurren a la frecuencia resonante del segundo cuerpo, e introducen



desplazamientos de traslación horizontal y balanceo relativamente pequeños del primer cuerpo.

Al igual que la dinámica de suelos, la investigación de la interacción estructura-suelo-estructura fue principalmente alentada por el desarrollo de la energía nuclear, debido a su implementación como fuente de energía eléctrica y el riesgo implícito de la misma. El principal objetivo estuvo enfocado en conocer la interacción entre los diferentes edificios que comúnmente componen una central nuclear (dos o más edificios de reactor y un edificio de turbinas). En 1973 Lee y Wesley, investigaron el efecto de SSSI en la respuesta sísmica de los edificios adyacentes que componen una central nuclear, mediante análisis numéricos tridimensionales lineales. A través de estudios paramétricos, que consideraron hasta tres edificios desplantados sobre un semi-espacio elástico, Lee y Wesley (1973a, 1973b), concluyeron que: 1) El acoplamiento del movimiento de diferentes estructuras a través del suelo puede alterar significativamente la respuesta dinámica de un amplio rango de edificios, lo que puede conducir a niveles de respuesta mayores a los estimados para estructuras individuales (sistemas independientes), y 2) Se puede reducir la carga sísmica a través de un diseño adecuado (masa, rigidez y frecuencia fundamental) y disposición (arreglo y separación) de los edificios.

Asimismo, Kobori *et al.* (1973 y 1974) estudiaron la SSSI, quienes la llamaron interacción cruzada, a través de análisis numéricos de sistemas multi-estructurales superficiales (hasta siete edificios) desplantados en un estrato viscoelástico que a su vez descansa sobre una roca, considerando dos tipos de excitación, una fuerza aplicada en alguna de las estructuras (estructura activa), o un desplazamiento uniforme aplicado en la interfaz suelo-roca o en la superficie del suelo (estructura pasiva). En este trabajo los autores concluyeron que: 1) Los efectos de SSSI son considerablemente diferentes dependiendo de si la frecuencia natural menor del sistema suelo-estructura es menor o no que la frecuencia fundamental del suelo, si es menor, las características de amplitud son agudas y el efecto de SSSI aparece cerca de la frecuencia fundamental del suelo. En caso contrario, las características de amplitud se extienden y el efecto de SSSI cubre un amplio rango de frecuencias que contiene las menores frecuencias naturales del sistema suelo-estructura, 2) Los efectos de SSSI dependen del tipo de excitación, el número de estructuras y las características dinámicas de las estructuras. A medida que aumenta el



número de estructuras, la interacción se vuelve complicada ya que las características de amplitud de una estructura están considerablemente influenciadas por la frecuencia fundamental de las estructuras adyacentes.

Aunque la mayoría de los primeros estudios se realizaron mediante métodos analítico-numéricos, algunos investigadores como Triantafyllidis *et al.* (1986, 1987a, 1987b, 1988, 1989a y 1989b) buscaron soluciones puramente analíticas (i.e. cerradas o rigurosas), para calcular las SSSI, estas soluciones están inevitablemente limitadas a: geometrías específicas (p.ej. cimentaciones rectangulares, cuadrada, circular), tipos de excitación (p. ej. ondas armónicas, ondas Raleigh), y condiciones del medio que simula al suelo (p.ej. homogéneo, isotrópico y elástico lineal).

Los métodos numéricos son una de las herramientas más eficaces y apropiadas para el estudio de problemas complejos, en donde una solución cerrada no puede desarrollarse de manera eficiente. Asimismo, el progreso exponencial en la computación ha permitido el desarrollo de softwares sofisticados, en donde es posible considerar no linealidades (tanto en el suelo como en las estructuras), diferentes tipos de amortiguamiento (i.e. mecánico, histerético y de radiación), y configuraciones geométricas complicadas. A pesar de que, desde hace tiempo se cuenta con software especializado en el comportamiento dinámico, en general los programas han estado enfocados en la estructura o en la geotecnia, por lo que, la SSI y la SSSI han sido abordadas a partir de un enfoque indirecto o de varios pasos. En este enfoque el problema se desglosa en tres diferentes partes que son combinadas para formular la solución completa. Debido a que esta aproximación se basa en el principio de la superposición, se requiere suponer un comportamiento lineal en el suelo y en la estructura. Los pasos que sigue este enfoque son:

- Evaluación del movimiento de entrada. Se obtiene el movimiento en la base de la estructura considerando que la cimentación y la estructura no tienen masa, la determinación del movimiento de entrada a partir del movimiento en campo libre depende de la rigidez y geometría de la cimentación, y del suelo. La variación entre movimientos es expresada por una función de transferencia, la cual representa la relación entre movimientos en el dominio de las frecuencias. Debido a que el efecto



inercial es desatendido, la función de transferencia representa solamente los efectos de la interacción cinemática.

- Determinación de la función de impedancia. La función de impedancia describe las características de rigidez y amortiguamiento de la interacción suelo-edificio. La cual toma en cuenta la estratigrafía del suelo, y la rigidez y geometría de la cimentación, a través de propiedades lineales equivalentes calibradas, comúnmente representadas a través de resortes y amortiguadores.
- Análisis dinámico. Finalmente, la respuesta de la estructura se obtiene al aplicar el movimiento determinado en el primer paso, en un modelo estructural soportado por una base compatible con la función de impedancia determinada en el segundo paso.

Por otra parte, en el enfoque directo, el suelo y la estructura son incluidos dentro del mismo modelo, y el análisis se realiza en un solo paso. El suelo es comúnmente discretizado con elementos sólidos y la estructura con elementos tipo columna, viga y Shell. Debido a que no se requiere hacer uso del principio de la superposición, es posible realizar análisis no lineales (Kramer y Stewart, 2004). A pesar de sus ventajas y capacidades el método directo aún presenta desafíos:

- En general, los ingenieros geotécnicos y los ingenieros estructurales utilizan diferentes paquetes de software, ya que el uso del método directo implica adquirir conocimiento, habilidades y experiencia, en ambas ramas de la ingeniería civil (i.e. estructuras y geotecnia).
- El gran costo computacional y los recursos requeridos limitan su uso para proyectos de infraestructura importantes, por lo que para edificaciones pequeñas (p.ej. casa y edificios de baja a mediana altura) no es utilizado.

Aunque las estimaciones mediante modelado numérico han ayudado a comprender mejor la SSSI, el método experimental permite estudiarla de manera directa. El primer experimento de SSSI fue realizado por MacCalden en 1969, en esta investigación se estudió la transmisión de ondas superficiales generadas en una cimentación (activa) hacia otra (pasiva), con el objetivo de desarrollar ecuaciones para calcular la respuesta del suelo cercano, y de la cimentación pasiva. El experimento se realizó mediante dos



modelos reales, de dos y tres cimentaciones circulares de concreto, los cuales fueron instrumentados con un equipo que generaba distintas vibraciones y un sistema de monitoreo de ocho acelerómetros. Por otra parte, Kobori *et al.* (1977), presentó estudios muy parecidos a los desarrollados por MacCalden (1969), en los que concluyó que no fue posible formular un modelo matemático exacto, debido al tipo de suelo (i.e. arcillas y limos blandos) en el sitio en que desarrollaron los experimentos, el cual presentó una estratigrafía complicada y un comportamiento no lineal; sin embargo, la predicción del análisis analítico, basado en un modelo simple, coincide con la evidencia experimental. A pesar de las aportaciones de los trabajos mencionados, estos se realizaron con modelos a pequeña escala (i.e. entre 1.2 y 4 m²), y que solo representaban las cimentaciones. En 1980 Mizuno presentó un estudio experimental y analítico de las SSSI, mediante un edificio a escala real y una estructura modelo (Figura 1.1), con el objetivo de aclarar los fenómenos y las características básicas de la SSSI y validar una propuesta analítica por medio de su comparación con los resultados experimentales. Para este estudio se realizaron una serie de experimentos tales como pruebas de vibración forzada, mediciones de microtemores, así como observaciones durante eventos sísmicos. El autor concluyó que: 1) La SSSI se presenta durante un sismo, es importante recordar que el estudio de la SSSI estuvo principalmente enfocado a las instalaciones nucleares, 2) La respuesta de una estructura puede aumentar por las ondas de radiación de otra estructura, 3) La respuesta de una estructura disminuye en los periodos de vibrar de las estructuras adyacentes, debido a la capacidad de las estructuras de absorber la energía de la excitación en sus periodos de vibrar.

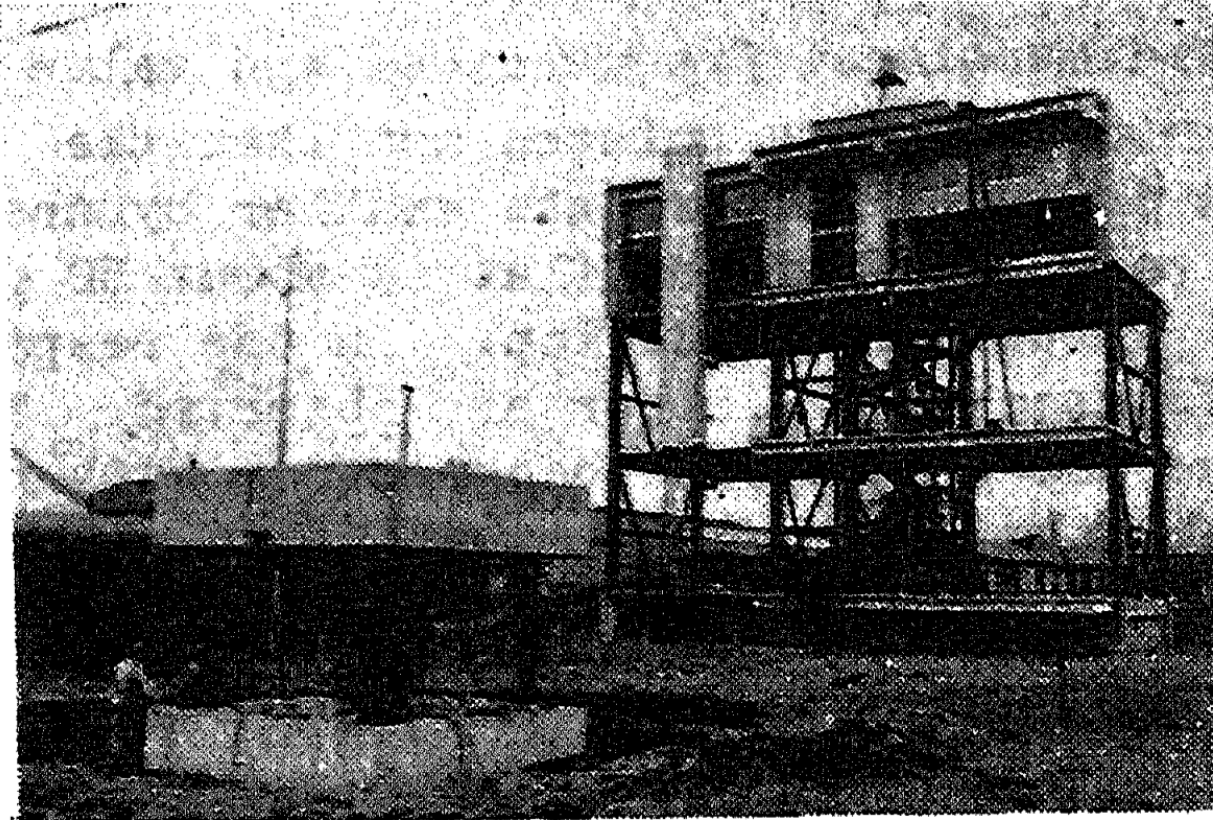


Figura 1.1 Modelo experimental desarrollado por Mizuno 1980.

Debido al alto costo que implica implementar un modelo a escala real, así como las limitaciones en cuanto a las excitaciones que pueden simularse (i.e. bajos niveles de aceleración), la mayoría de los modelos experimentales para estudiar las SSSI, se realizan mediante pruebas de centrifuga (p.ej. Mason *et al.*, 2013; Trombetta 2013, Jabary y Madabhushi 2017; Qi y Knappett, 2020), las cuales son capaces de simular el estado de esfuerzos real de un sistema estructura-suelo-estructura bajo condiciones estáticas y dinámicas (i.e. durante un sismo).

Uno de los proyectos de investigación más ambiciosos en el tema de las SSSI ha sido “*Seismic Performance Assessment of Building in Dense Urban Environments*” (Bolsetti y Whittaker, 2015), el cual fue desarrollado por la “*US National Science Foundation*”, en esta investigación se presentan los resultados de una serie de experimentos con centrifugas y su comparación con los resultados obtenidos a partir de la simulación numérica de estos experimentos. El proyecto involucró a un equipo de seis universidades (University of California Berkeley, University of California Davis, University of California San Diego, University at Buffalo, y California Polytechnic State University) y se realizó tanto para



arenas secas, como para suelos licuables. Aunque en este estudio se determinó que la SSSI no condujo a un cambio significativo de la respuesta estructural global de las estructuras consideradas en varias de sus pruebas, también se sugiere que un mecanismo que debiera abordarse en investigaciones futuras es la SSSI de edificios adyacentes a túneles, destacando sobre todo la protección de estos edificios en regiones densamente pobladas.

A pesar de que en la actualidad hay un gran número de edificios instrumentados, el estudio de la SSSI no es comúnmente abordado por estos trabajos debido a que se considera poco eficiente la instrumentación de dos o tres estructuras del mismo tipo. En 1993 Celebi (1993a y 1993b), presentó el estudio del comportamiento sísmico de dos edificios de siete niveles instrumentados, durante el sismo de del 1 de octubre de 1987 Whittier-Narrows $M_w=5.9$. Los edificios estaban separados por 16.3 metros, uno de los edificios contaba con tres acelerómetros triaxiales en diferentes pisos (cimentación, quinto piso y azotea), mientras que el otro edificio contaba con una amplia instrumentación además de contar con una estación sísmica debajo de su cimentación y tres en campo libre. La Figura 1.2 presenta la instrumentación de ambos edificios. A partir del análisis de los registros, Celebi concluyó que: 1) La respuesta del edificio A fue considerablemente diferente a la determinada a partir de pruebas de baja amplitud, estas diferencias pueden deberse a los efectos no lineales, 2) Los movimientos registrados en “campo libre” estuvieron influenciados por la presencia de los edificios y 3) Se comprobó la existencia de la SSSI entre los dos edificios, lo cual se atribuyó a las ondas Rayleigh generadas entre ellos. A pesar de su importancia la SSSI no es comúnmente considerada en la práctica de la ingeniería, debido principalmente a la falta de casos de estudio que demuestren sus efectos en la respuesta estructural y que es más compleja que la SSI, por a los parámetros que involucra (p.ej. separación, orientación, propiedades del suelo, propiedades de las estructuras, ambiente sísmico, etc.), lo cual puede conducir tanto a la amplificación como a la atenuación de la demanda sísmica (Mayoral y Ramírez 2011; Mayoral y Mosqueda 2021).

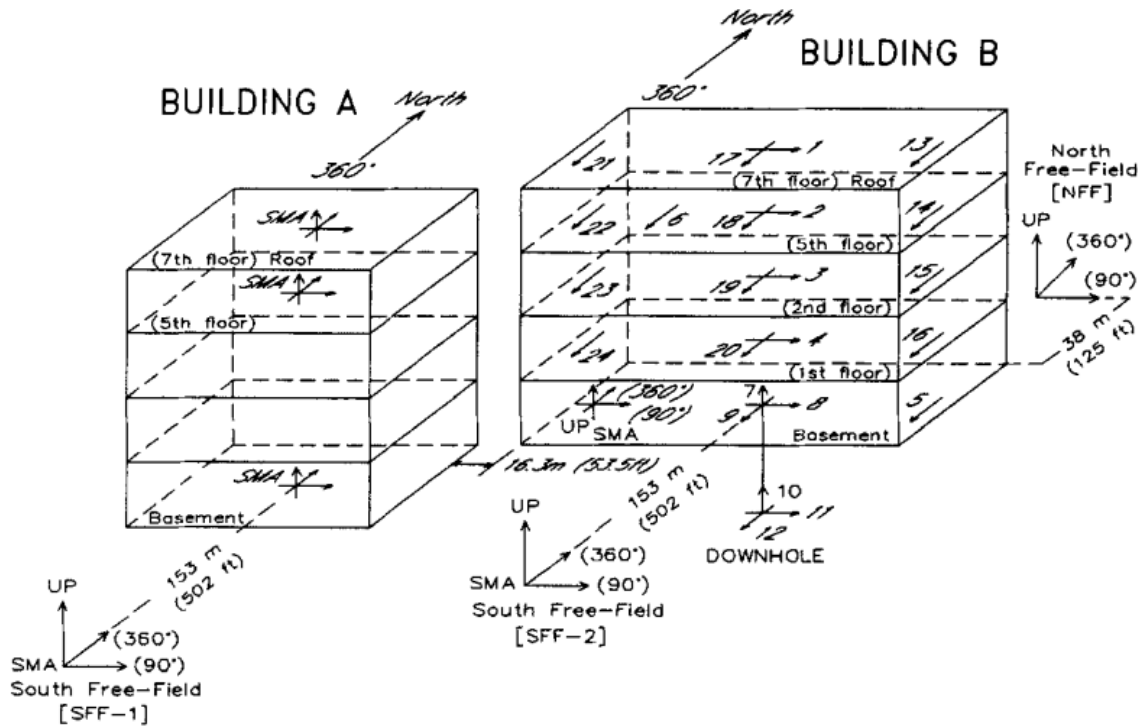


Figura 1.2 Esquema de la instrumentación sísmica (Celebi, 1993a).

1.3 Interacción estructura subterránea-suelo-estructura superficial

Históricamente el crecimiento exponencial de las grandes áreas urbanas ha requerido de sistemas e instalaciones subterráneas complejas para satisfacer sus necesidades económicas y sociales (i.e., metro, acueductos, drenaje, etc.). La respuesta sísmica de las estructuras subterráneas es muy distinta al de las estructuras superficiales, la principal diferencia radica en que para las estructuras subterráneas la interacción cinemática predomina con respecto a la interacción inercial. Varios autores han estudiado el comportamiento sísmico de un túnel con su medio circundante, sin tener en cuenta el efecto de las estructuras superficiales (p.ej. Manolis y Beskos 1983; De Barros y Luco 1993; Stamos y Beskos 1996; Hatzigeorgiou y Beskos 2010); tomándolas en cuenta de forma marginal, centrándose en la amplificación o atenuación del movimiento en campo libre debido a la presencia de cavidades, túneles o inclusiones (Lee y Karl 1992; Luco y De Barros 1994; Manoogian y Lee 1996; Amorosi y Boldini 2009; Smerzini *et al.*, 2009; Cilingir y Gopal 2011, Besharat *et al.*, 2012; Chen *et al.*, 2019, Yiouta-Mitra *et al.*, 2007; Göktepe 2020); o considerándolas como osciladores de un grado de libertad (Prodromos, 2020; Pitilakis *et al.*, 2014). Estos estudios han sido en su mayoría teóricos.



Algunos investigadores han realizado estudios experimentales y/o numéricos sobre la interacción estática (Yoo y Abbas, 2021, Shan *et al.*, 2021, Xiang *et al.*, 2008) y sísmica (Abuhajar *et al.*, 2011; Wang *et al.*, 2018, Wang *et al.*, 2017; Baziar *et al.*, 2014, Hashash *et al.*, 2018) entre estructuras subterráneas y superficiales.

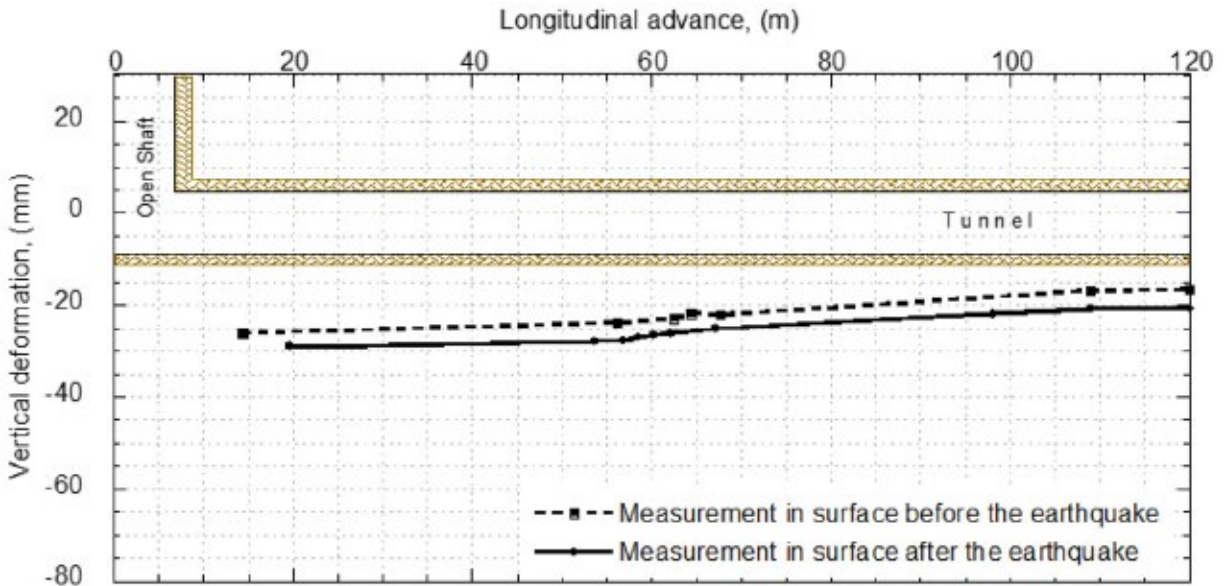
1.4 Interacción túnel-suelo-edificio

Pitilakis *et al.* 2014 presentaron un estudio para establecer la interacción entre las estructuras superficiales y los túneles, descubriendo que los principales parámetros que impactan significativamente la interacción túnel-suelo-edificio son: 1) la flexibilidad relativa suelo/túnel, 2) las dimensiones y profundidad del túnel, 3) las propiedades del suelo y 4) las no linealidades tanto del suelo como de la estructura durante el sismo. La Tabla 1.1 resume algunos de los estudios más relevantes disponibles en la literatura técnica sobre la interacción sísmica entre sistemas túnel-suelo edificio. Sin embargo, a pesar de estas investigaciones, todavía existe una falta de comprensión adecuada del efecto de un túnel en la respuesta sísmica en la infraestructura superficial que se encuentra en áreas urbanas densamente pobladas y su interacción con otras estructuras circundantes, principalmente debido a la falta de sitios instrumentados. Además, comprender la interacción entre túneles, lumbreras, estructuras subterráneas y sus alrededores en entornos urbanos requiere una calibración adecuada de los modelos numéricos mediante la comparación de las respuestas estimadas con mediciones reales. Mayoral *et al.* 2020 evaluaron el comportamiento sísmico de un túnel instrumentado en construcción, localizado en suelos rígidos, durante el terremoto Puebla-México del 19 de septiembre del 2017, mediante un modelo numérico tridimensional de diferencias finitas, el cual fue calibrado con las deformaciones medidas antes y después del evento sísmico (Figuras 1.3 y 1.4). El daño pronosticado mediante el modelo numérico desarrollado mostró buena concordancia con el observado. Asimismo, a partir de un análisis paramétrico se concluyó que, la presencia de un túnel en suelos rígidos conduce a una modificación importante del contenido de frecuencias en sus alrededores que puede afectar a estructuras rígidas cercanas de baja a mediana altura. Sin embargo, no fue posible calibrar dinámicamente el modelo numérico ya que las mediciones in situ solo se limitaron a las deformaciones.

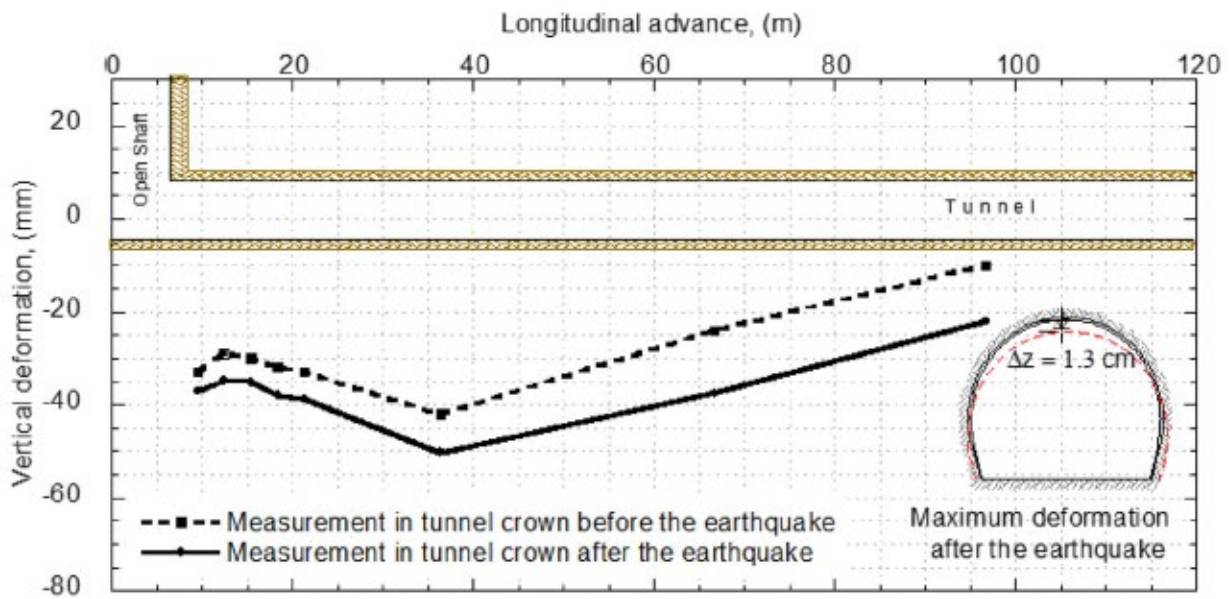


Tabla 1.1. Estudios numéricos y experimentales sobre la interacción sísmica entre estructuras superficiales y subterráneas.

Autores	Investigación	Principales conclusiones
Mayoral y Mosqueda (2021)	Estudio numérico para analizar la interacción sísmica entre túneles y edificios en arcillas blandas.	La presencia del túnel en arcilla blanda aumenta las aceleraciones y desplazamientos máximos calculados en la azotea del edificio y en el suelo circundante. Este efecto es más evidente cuando el túnel está debajo del edificio, y se reduce gradualmente cuando el túnel se aleja del edificio.
Mayoral <i>et al.</i> (2020)	Estudio numérico para evaluar el comportamiento sísmico de un túnel instrumentado en construcción, localizado en suelos rígidos, durante el terremoto Puebla-México del 19 de septiembre del 2017.	La presencia de un túnel en suelos rígidos conduce a una modificación importante del contenido de frecuencias en sus alrededores que puede afectar a estructuras rígidas cercanas de baja a mediana altura.
Wang <i>et al.</i> (2018)	Pruebas de mesa vibradora para estudiar la interacción dinámica del sistema túnel-suelo-estructura superficial.	La existencia de un túnel puede amplificar el movimiento del suelo en la superficie.
Wang <i>et al.</i> (2017)	Estudio numérico sobre la interacción sísmica del sistema estación de metro subterránea - suelo circundante- edificio adyacente.	El impacto de las estructuras subterráneas en la respuesta sísmica del suelo circundante depende de su dimensión y afecta la respuesta sísmica de los edificios adyacentes.
Moghadam y Baziar (2016)	Pruebas de mesa vibratoria y estudios numéricos para investigar el patrón de amplificación sísmica del movimiento del suelo inducido por un túnel.	El túnel conduce a un aumento en el movimiento del suelo en períodos bajos. El túnel afecta la respuesta sísmica de edificios de baja altura ubicados sobre el túnel.
Alielahi <i>et al.</i> (2015)	Análisis numéricos para evaluar la amplificación sísmica del suelo inducida por túneles.	La presencia del túnel conduce a una amplificación del movimiento en la superficie del suelo; sin embargo, este efecto disminuye gradualmente y se vuelve insignificante para grandes profundidades de cobertura del túnel.
Baziar <i>et al.</i> (2014)	Ensayos dinámicos de centrífuga y estudios numéricos que buscan establecer el efecto de los túneles en la aceleración de la superficie del suelo.	La presencia de la estructura subterránea reduce la frecuencia natural del sistema y da como resultado una amplificación en largos períodos y una atenuación en períodos cortos.
Besharat <i>et al.</i> (2012)	Estudio numérico del efecto de las estructuras subterráneas en los movimientos del suelo en campo libre durante terremotos	El túnel aumenta la aceleración máxima del suelo y, a su vez, los esfuerzos sísmicamente inducidos a su alrededor.



(a)



(b)

Figura 1.3 Desplazamientos medidos antes y después del sismo (a) en superficie y (b) en la clave del túnel (Mayoral *et al.*, 2020).

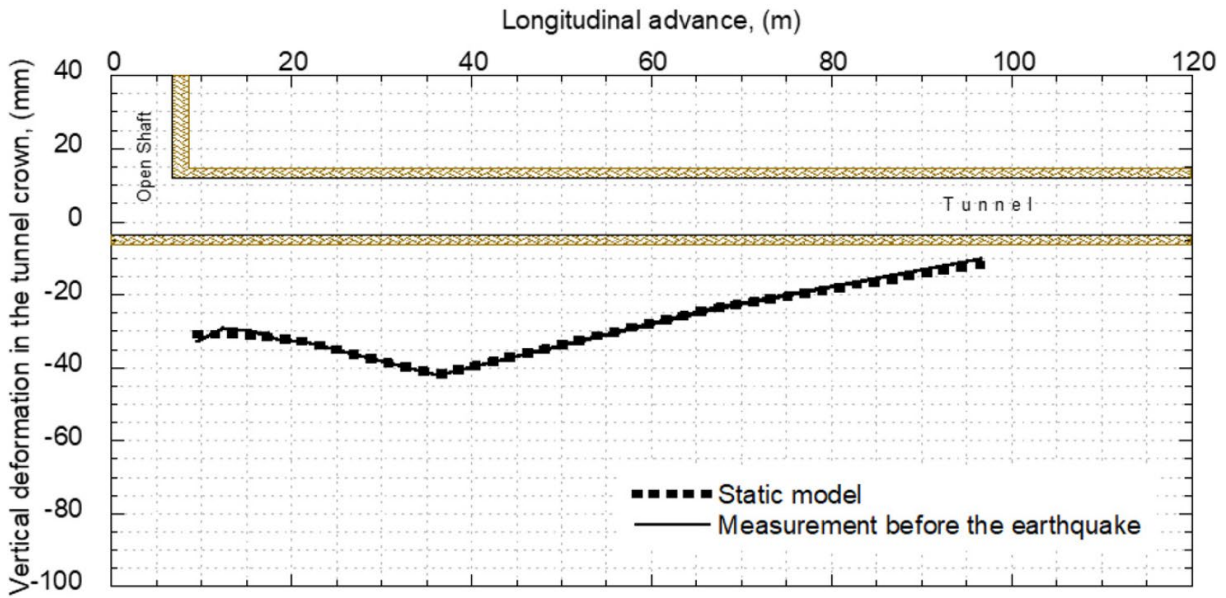


Figura 1.4 Calibración del modelo numérico (Mayoral *et al.*, 2020).

Este trabajo describe la instrumentación sísmica de un sitio de prueba ubicado cerca de un túnel, actualmente en construcción en la Ciudad de México, y un edificio de mampostería de cinco pisos, para obtener información que ayude a comprender mejor la interacción sísmica de los sistemas interdependientes. La instrumentación se compone de un arreglo de cinco acelerómetros, desplegados en el sitio para caracterizar la respuesta sísmica del campo libre, campo cercano y edificio. Finalmente, se desarrolló un modelo tridimensional de diferencias finitas utilizando el software FLAC^{3D} para validar su capacidad predictiva en la interacción sísmica de sistemas interdependientes, mediante la comparación de resultados y mediciones. Este trabajo presenta los resultados obtenidos de las simulaciones numéricas y su comparación con las mediciones obtenidas durante los cinco primeros sismos registrados, con lo cual se llenará parcialmente el vacío de conocimiento sobre la interacción entre las ondas sísmicas entrantes y la energía que retroalimenta de las estructuras adyacentes al suelo circundante durante terremotos importantes en suelos rígidos.

2 CASO DE ESTUDIO

El caso de estudio corresponde a un túnel gemelo proyectado a 2.5 m de un edificio de mampostería de cinco pisos (Figura 2.1), con una cobertura de 10.5 m. El sitio del proyecto está ubicado en la región noroeste de la Ciudad de México. La Figura 2.2 muestra la ubicación del túnel y la zonificación sísmica de la Ciudad de México de acuerdo con las NTCS-04 (2004). El túnel atraviesa la denominada zona de lomas. Desde el punto de vista geológico, esta zona se encuentra dentro de la formación Tarango. En el área se encuentran principalmente arenas limosas y limos arenosos cementados. En general, estos suelos presentan una gran resistencia al esfuerzo cortante y una baja compresibilidad.

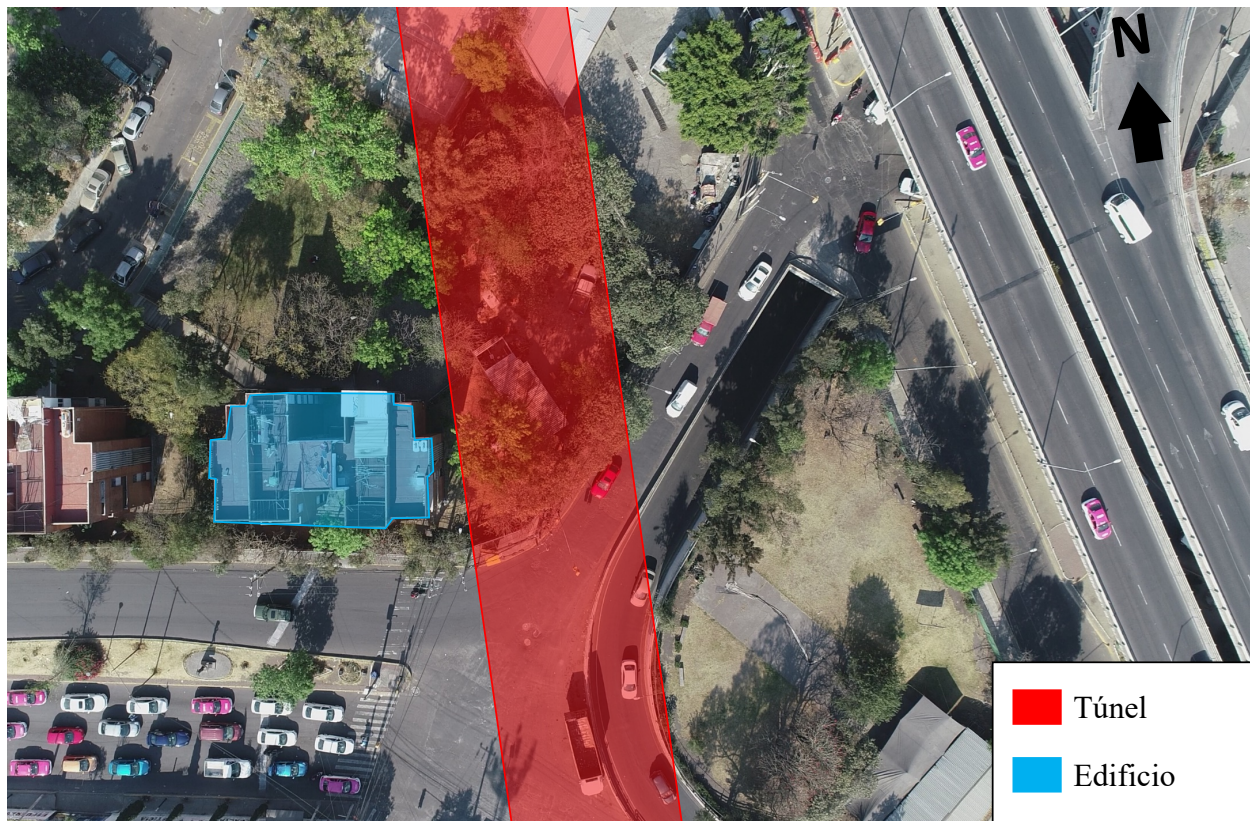


Figura 2.1. Caso de estudio.

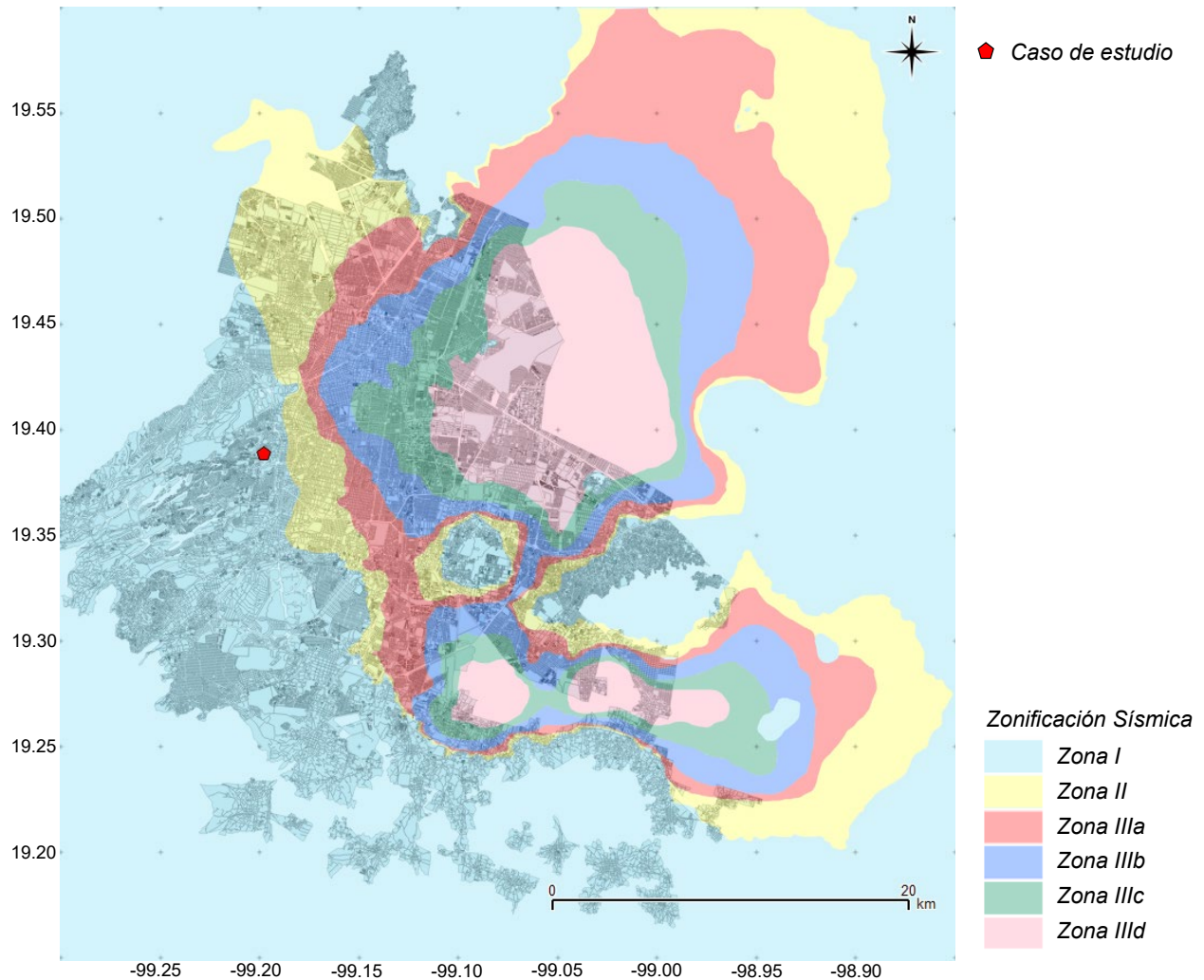


Figura 2.2. Localización del caso de estudio.

2.1 Descripción del túnel

La geometría del túnel tiene sección transversal de herradura (Figura 2.3a), con un ancho exterior de 17 m. El revestimiento primario tiene 0.2 m de espesor y está compuesto por concreto lanzado reforzado con fibras de acero (Figura 2.3b). El revestimiento secundario tiene 0.4 m de espesor y está constituido por concreto reforzado (Figura 2.3c). La resistencia a la compresión del concreto a los 28 días, f'_c , es de 25 MPa y de 30 MPa para el revestimiento primario y el revestimiento secundario respectivamente.

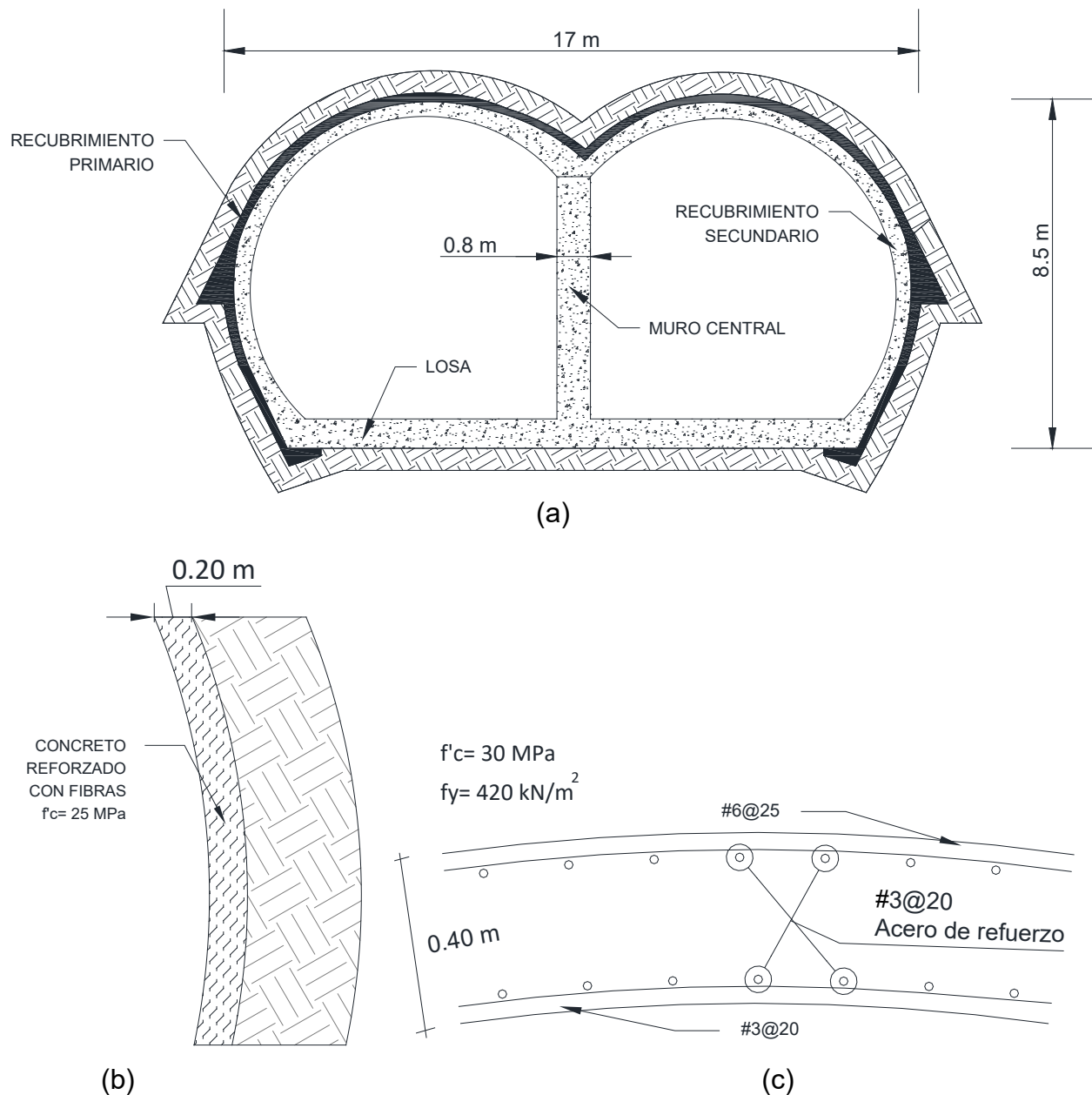


Figura 2.3. (a) Sección transversal del túnel, (b) revestimiento primario y (c) revestimiento secundario.

2.1.1 Proceso constructivo del túnel

La construcción del túnel se realiza mediante el siguiente proceso constructivo. La vía 1 del túnel gemelo se construye siguiendo cuatro pasos, como se muestra en la Figura 2.4. Paso 1: Excavación de la media sección superior hasta una longitud de 1.0 m, estabilizando las paredes del túnel con concreto lanzado reforzado con fibras metálicas (i.e. revestimiento primario), sin excavar un volumen central de suelo (i.e. el banco



central) para reducir el riesgo de falla del frente del túnel. Paso 2: Una vez que se alcanza una longitud de excavación de 20.0 m siguiendo el proceso descrito en el Paso 1, se construye una rampa de 10 m de largo y se excava el banco central. Paso 3: Se excava la sección completa de los muros del túnel alternativamente en avances de 2.0 m, estabilizándolos nuevamente con concreto lanzado reforzado con fibras metálicas. Paso 4: Se coloca el revestimiento secundario, compuesto por concreto reforzado, junto con la losa de cimentación y el muro central, cerrando el tramo completo de la vía 1 del perímetro del túnel gemelo. Los pasos 1 a 4 se repiten secuencialmente, mientras continúa la excavación de la vía 1. La construcción de la vía 2 se inicia hasta que se haya llevado a cabo la construcción de la vía 1.

La vía 2 del túnel gemelo se construye siguiendo los cuatro pasos, que se presentan en la Figura 2.5. Paso 5: Excavación la media sección superior hasta una longitud de 1.0 m, demolición del revestimiento primario en la media sección superior colocado en el Paso 1 y que se encuentra dentro de la sección de la vía 2, estabilización de los muros del túnel con concreto lanzado reforzado con fibras metálicas (i.e. revestimiento primario), se deja sin excavar un volumen central de suelo (i.e. banco central) para reducir el riesgo de falla del frente del túnel. Paso 6: Una vez alcanzada una longitud de excavación de 20.0 m siguiendo el proceso descrito en el Paso 5, se construye una rampa de 10 m de largo, se excava el banco central y el revestimiento primario (colocado en el Paso 3 y que está dentro de la sección de la vía 2) es demolido. Paso 7: Se excava la sección completa de los muros del túnel alternativamente en avances de 2.0 m, estabilizándolos nuevamente con concreto lanzado reforzado con fibras metálicas. Paso 8: Se coloca el revestimiento secundario, compuesto por concreto armado, junto con la losa de cimentación, cerrando el tramo completo de la vía 2 del perímetro del túnel gemelo. Los pasos 5 a 8 se repiten secuencialmente, mientras continúa la excavación de la vía 2.

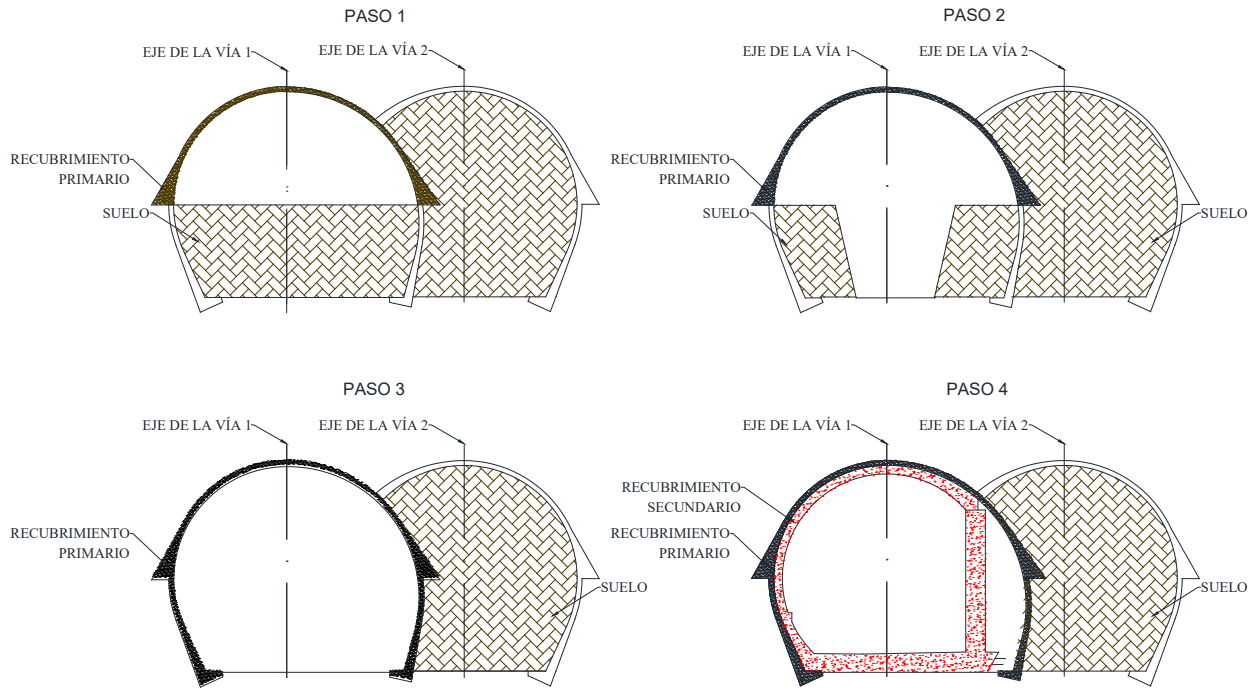


Figura 2.4. Procedimiento constructivo de la vía 1.

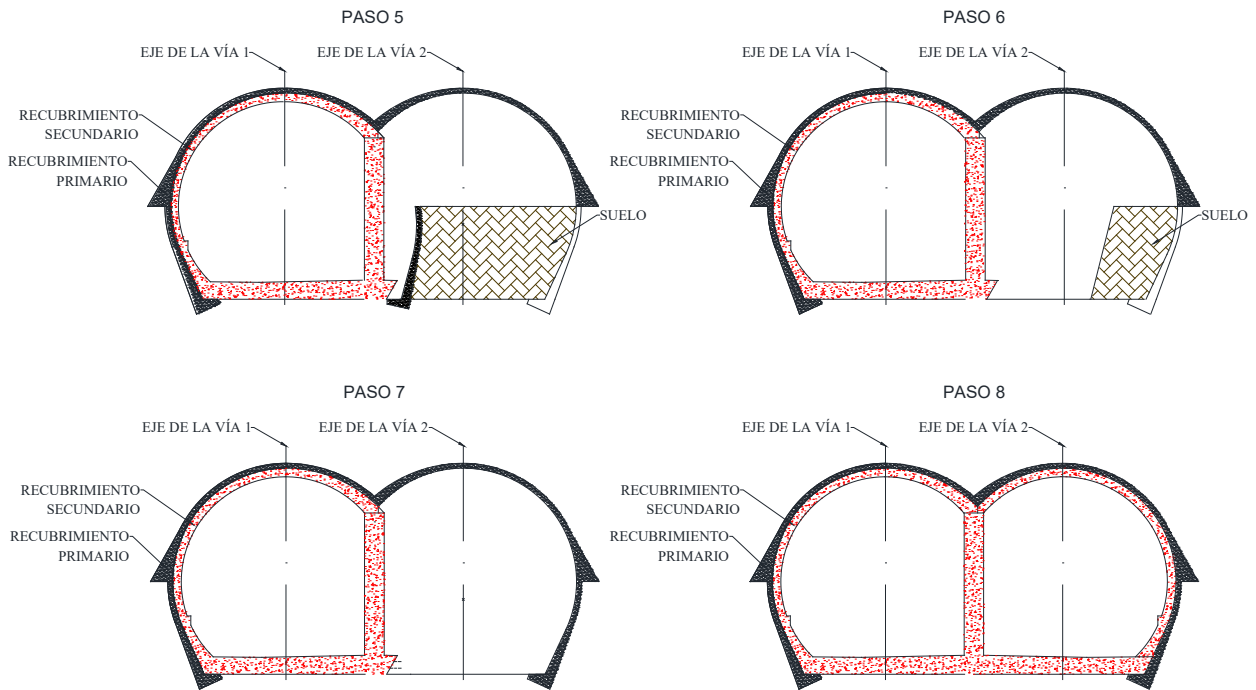


Figura 2.5. Procedimiento constructivo de la vía 2.



2.2 Descripción del edificio

El edificio cercano es una estructura de mampostería y concreto reforzado de cinco pisos de 10 por 20 m, con cimentación embebida a 1.5 m en el suelo (Figura 2.6). El período estructural se estimó mediante la ecuación (2.1).

$$T_e = 4 \sum \sqrt{\frac{m_i}{k_i}} \tag{Ec. 2.1}$$

Donde:

m_i es la masa de cada piso

k_i es la rigidez de cada piso

La Ecuación 2.2 se derivó considerando una masa distribuida uniforme a lo largo del volumen del edificio, que se asemeja a una columna de suelo con varias capas que se deforman a cortante. Para un sistema de un grado de libertad de masa concentrada, la masa concentrada en la parte superior del oscilador conduce a fuerzas inerciales más grandes y, por lo tanto, a períodos más altos, que en un sistema de masas distribuidas. Sin embargo, la rigidez global de ambos sistemas es la misma (Zeevaert, 1973). Este enfoque simplificado para simular la respuesta estructural fue propuesto y validado por Romo y Bárcena (1994) a partir de los datos recopilados de la instrumentación y modelado numérico de varios edificios ubicados en la Ciudad de México, y fue utilizado por Mayoral y Mosqueda (2020) para simular la respuesta sísmica del edificio como una viga cortante compuesta por elementos sólidos. La Tabla 2.1 presenta las propiedades del edificio.

Tabla 2.1. Propiedades del edificio.

Pisos	Te estimado para edificios rígidos	Te estimado para edificios flexibles	Te calculado	Altura (m)
	Historias*0.1 (s)	Historias*0.2 (s)	Uso de la expresión 3.2 (s)	
5	0.5	1	0.5	15



Figura 2.6. Edificio considerado en el caso de estudio.

2.3 Caracterización geotécnica

Se llevó a cabo una campaña de exploración geotécnica y trabajos de laboratorio para definir la estratigrafía, las propiedades índice y el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo. Se realizaron tres sondeos de penetración estándar (SPT, por sus siglas en inglés), y un sondeo de sonda suspendida, (SS). En algunos de los sondeos también se recuperaron algunas muestras de suelo para ser ensayadas en laboratorio. La Figura 2.7 presenta la vista en planta del área de estudio, en la cual se puede observar la ubicación de la exploración geotécnica. Con base en la caracterización del subsuelo se encontró que, el perfil del suelo en el sitio estudiado presenta un estrato de arena arcillosa compacta en la parte superior que se extiende hasta una profundidad de 4.0 m, sobre la cual se encuentra un estrato de arcilla arenosa de baja plasticidad de aproximadamente 24.0 m de espesor. Debajo de la arcilla arenosa se encuentra una capa competente de arena arcillosa con grava muy densa con número de golpes de la prueba SPT, $(N_1)_{60}$, mayor a 100. En ninguno de los sondeos se detectó el nivel de aguas freáticas. La Figura 2.8 muestra una representación esquemática del caso de estudio que incluye la estratigrafía y las propiedades mecánicas del suelo.

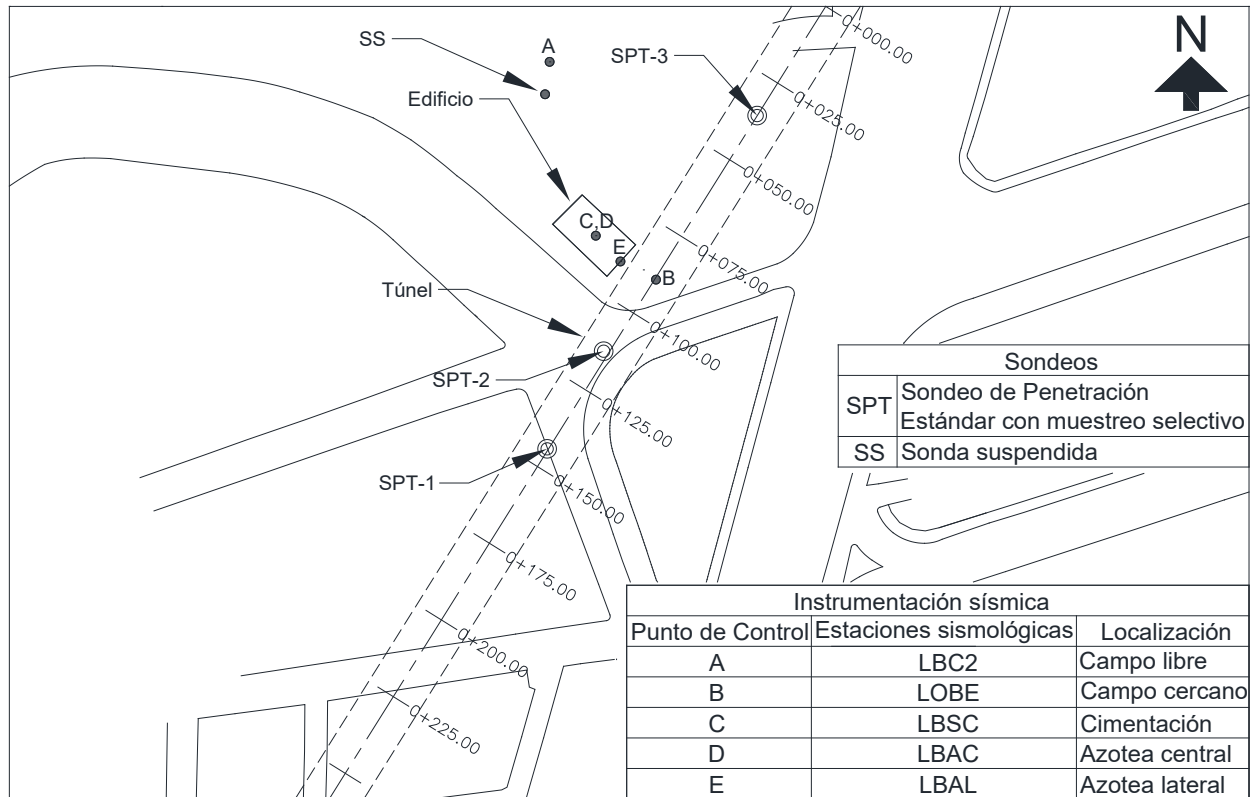


Figura 2.7. Vista en planta del caso de estudio.

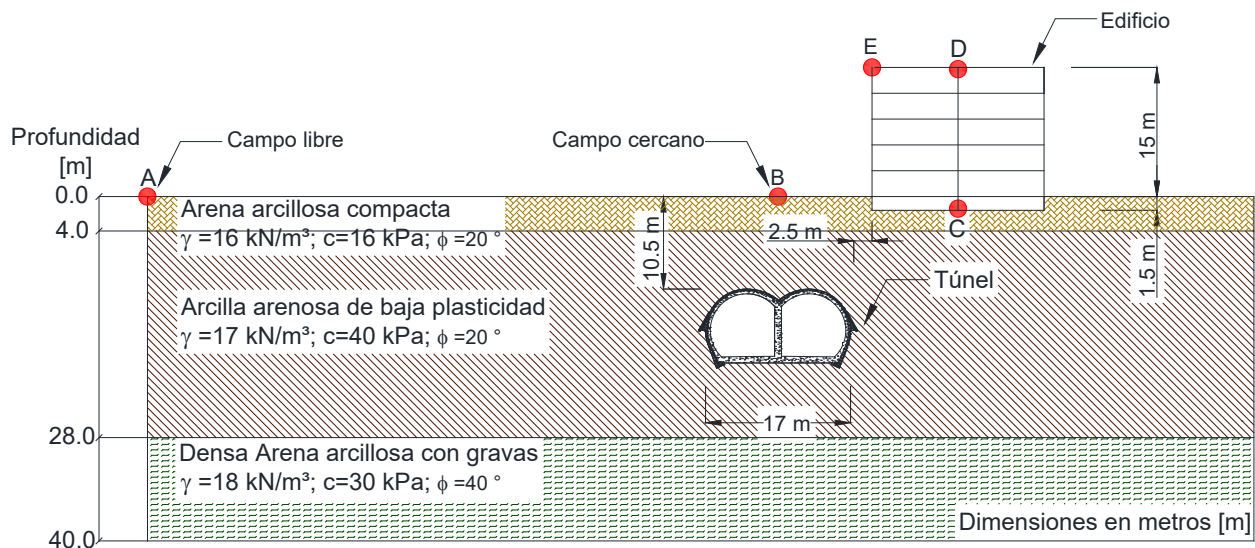


Figura 2.8. Representación esquemática del caso de estudio.

2.4 Propiedades dinámicas

2.4.1 Velocidad de onda de corte

La distribución de la velocidad de onda de corte, V_s , con la profundidad se obtuvo a mediante correlaciones empíricas, propuestas por varios investigadores para el mismo tipo de suelo, entre el número de golpes de la prueba de penetración estándar, SPT, y la V_s (Tabla 2.2), junto con los resultados obtenidos de una prueba de sonda suspendida, SS, realizada en sitio. La Figura 2.9 muestra el perfil de V_s utilizado en el análisis (medición), junto con la distribución obtenida a partir de las correlaciones empíricas.

Tabla 2.2 Correlaciones empíricas entre V_s y el número de golpes de SPT.

Autor	Correlación
Imai (1977)	$V_s = 80.6 N^{0.331}$
Pitilakis <i>et al.</i> (1999)	$V_s = 145 N_{60}^{0.178}$
Dikmen (2009)	$V_s = 73 N^{0.33}$

Nota: N es el número de golpes sin corrección; N_{60} es el número de golpes corregido.

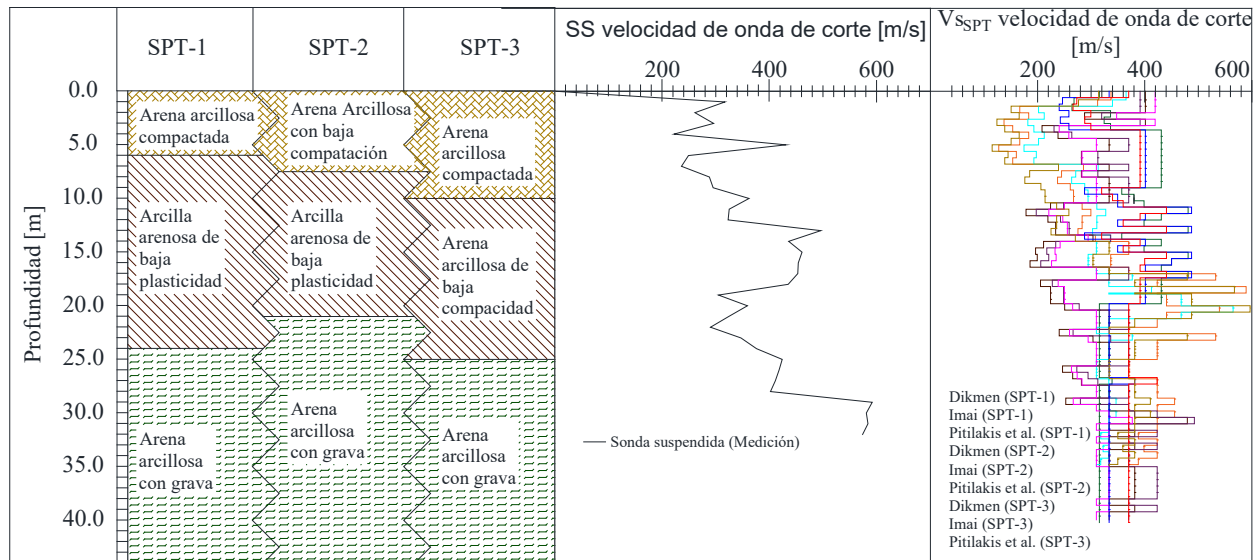


Figura 2.9 Caracterización del perfil de velocidades de onda de corte.

A partir del perfil de velocidad de onda de corte se estimó, mediante la Ecuación 2.2, que el periodo fundamental del suelo es de 0.36 s.

$$T = \frac{4H}{\bar{V}_s} \tag{Ec. 2.2}$$



Donde \bar{V}_s es la velocidad de onda de corte promedio ponderada; y H es el espesor del suelo.

2.4.2 Curvas de degradación del módulo de rigidez y de relación de amortiguamiento

Debido de la dificultad práctica del muestreo en las capas de arena, la metodología propuesta por Darendeli y Stokoe (2001) se utilizó para obtener las curvas de degradación del módulo de rigidez normalizado, $G/G_{max}-\gamma$, y de relación de amortiguamiento, $\lambda-\gamma$, (Figuras 2.10 y 2.11). Las curvas obtenidas con esta metodología han sido utilizadas en análisis unidimensionales (1D), donde se encontraron materiales similares, para predecir la respuesta medida durante el terremoto de Michoacán de 1985 y otros eventos sísmicos importantes (Mayoral *et al.*, 2008 y 2016) medidos en estaciones sismológicas y sitios instrumentados con arreglos verticales. La metodología de Darendeli y Stokoe (2001) se desarrolló a partir del modelo empírico de Hardin y Drnevich (1972) y se sustentó por una considerable cantidad de pruebas dinámicas para generar las curvas $G/G_{max}-\gamma$ y $\lambda-\gamma$. Este modelo toma en cuenta el esfuerzo confinante efectivo, σ'_c , el índice de plasticidad, IP, la relación de preconsolidación, OCR, la frecuencia de la carga, f , y el número de ciclos de carga, N , mediante las siguientes ecuaciones:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^\alpha} \quad \text{Ec. 2.3}$$

$$\gamma_r = (\phi_1 + \phi_2 * IP * OCR^{\phi_3}) * \sigma'_c{}^{\phi_4} \quad \text{Ec. 2.4}$$

$$\alpha = \phi_5 \quad \text{Ec. 2.5}$$

$$\lambda = \lambda_{min} + b \left(\frac{G}{G_{max}}\right)^{0.1} \lambda_{Msg} \quad \text{Ec. 2.6}$$

$$\lambda_{min} = (\phi_6 + \phi_7 * IP * OCR^{\phi_8}) * \sigma'_c{}^{\phi_9} * [1 + \phi_{10} * \ln(frq)] \quad \text{Ec. 2.7}$$

$$b = \phi_{11} + \phi_{12} * \ln(N) \quad \text{Ec. 2.8}$$

$$\lambda_{Masing} = C_1 * \lambda_{Msg,a=1} + C_2 * \lambda_{Msg,a=1}^2 + C_3 * \lambda_{Msg,a=1}^3 \quad \text{Ec. 2.9}$$

$$\lambda_{Msg,a=1} = \frac{1}{\pi} \left[4 \frac{\gamma/\gamma_r \ln\left(\frac{\gamma + \gamma_r}{\gamma_r}\right)}{\frac{\gamma^2}{\gamma + \gamma_r}} - 2 \right] \quad \text{Ec. 2.10}$$

$$C_1 = -1.1143a^2 + 1.8618a + 0.2523 \quad \text{Ec. 2.11}$$



$$C_2 = 0.0805a^2 - 0.0710a - 0.0095 \quad \text{Ec. 2.12}$$

$$C_3 = -0.0005a^2 + 0.0002a + 0.0003 \quad \text{Ec. 2.13}$$

Donde γ es la deformación angular en %; γ_r es la deformación angular de referencia en %; α es un coeficiente de curvatura; σ'_c es el esfuerzo confinante efectivo, b es un coeficiente de escala; λ_{min} es la relación de amortiguamiento para el rango de deformaciones en el cual el comportamiento del suelo es elástico en %; $\lambda_{M_{sg}}$ es la relación de amortiguamiento considerando un comportamiento tipo Masing en %; $\lambda_{M_{sg},\alpha=1}$, es la relación de amortiguamiento considerando un comportamiento tipo Masing y un coeficiente de curvatura (α) igual a 1 en %; $\phi_1, \phi_2, \phi_3, \phi_4, \phi_5, \phi_6, \phi_7, \phi_8, \phi_9, \phi_{10}, \phi_{11}$ y ϕ_{12} , son coeficientes dependen del tipo de suelo.

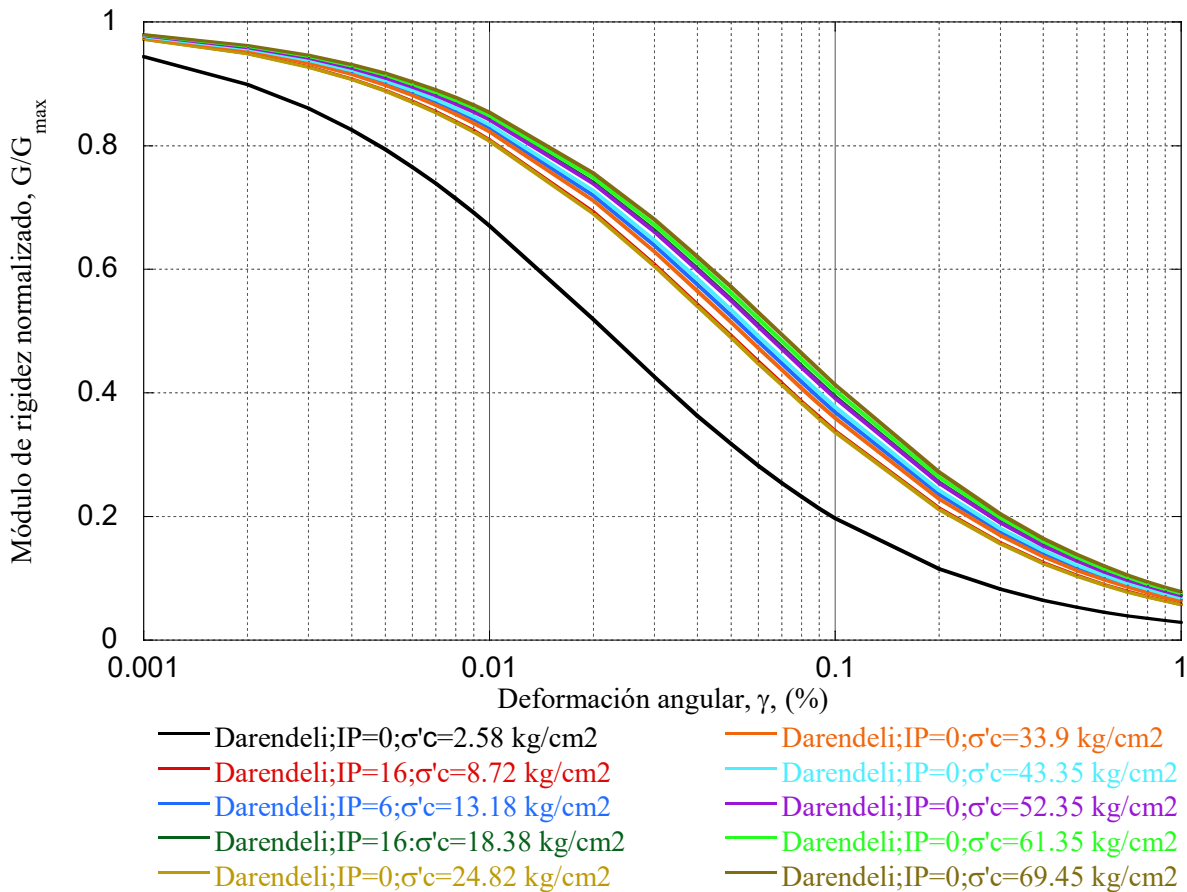


Figura 2.10. Módulo de rigidez normalizado.

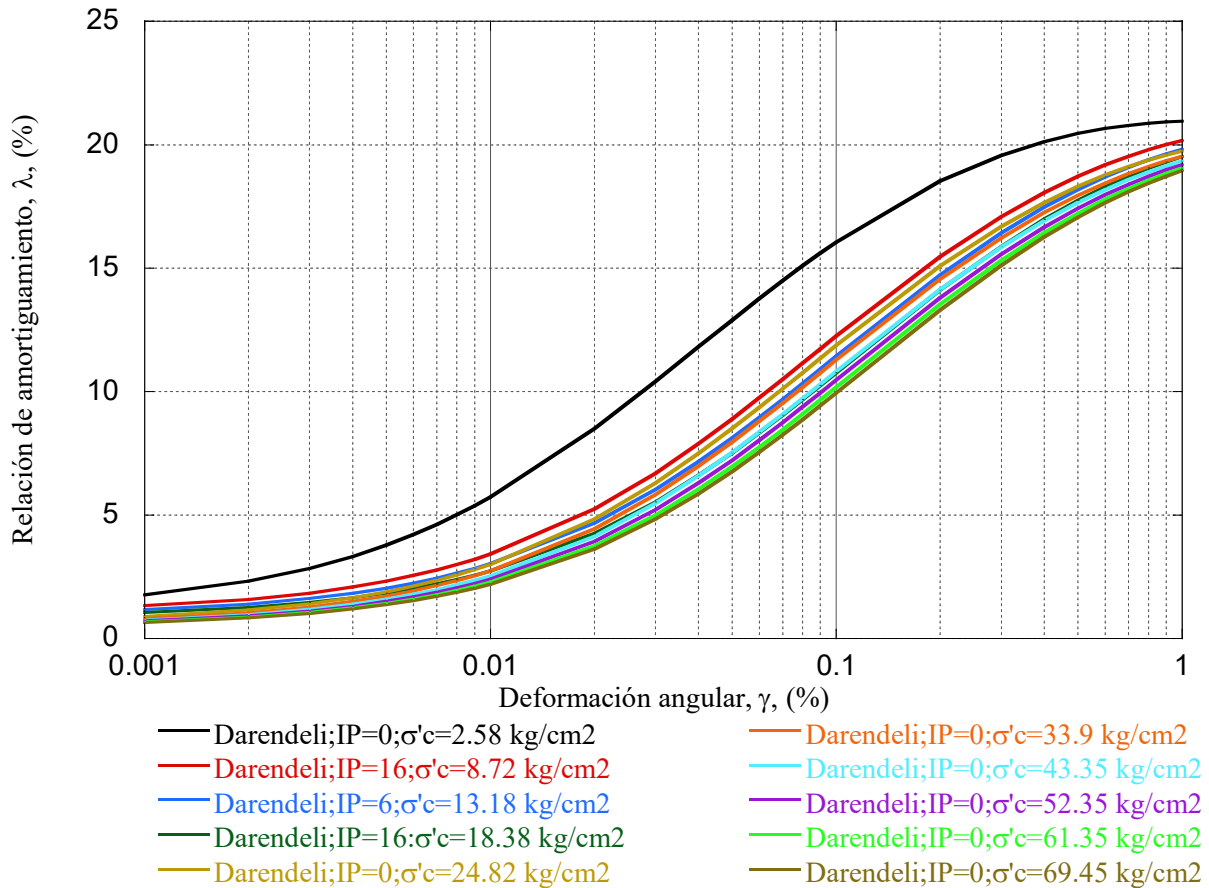


Figura 2.11. Relación de amortiguamiento.

2.5 Instrumentación sísmica

El caso de estudio se instrumentó, para determinar la interacción sísmica, con un arreglo de cinco acelerómetros triaxiales, que se desplegaron en el sitio: en el campo libre (punto de control A), en el campo cercano (punto de control B), en la cimentación del edificio (punto de control C), en el centro de la azotea edificio (punto de control D) y en el borde de la azotea del edificio (punto de control E), tal y como se indica en las Figuras 2.7 y 2.8. La Figura 2.12 presenta la instrumentación desplegada. Los acelerómetros colocados en el edificio están orientados según los ejes transversal y longitudinal del edificio. Por otro lado, los acelerómetros instalados en campo libre, y en la superficie sobre el eje del túnel (i.e. campo cercano) están orientados de forma convencional (i.e. N00W y N90W). Debido a que la orientación de los acelerómetros ubicados en el edificio (i.e. los puntos de control A, B y C) no coincide con la de los ubicados fuera del edificio (i.e. los puntos de control D y E), fue necesario proyectar estas mediciones para asegurar la misma orientación, y poder analizar la interacción sísmica del sistema túnel-suelo-edificio.

Los acelerómetros utilizados para la instrumentación son de tipo ETNA 2, los cuales son desarrollados por KINEMATRICS. La Tabla 2.3 presenta algunas de sus principales especificaciones y la Figura 2.13 muestra el tipo de acelerómetros utilizados en la instrumentación.



(a)

(b)

(c)



(d)

(e)

Figura 2.12. Instrumentación sísmica en: (a) campo libre, (b) superficie sobre el eje del túnel (campo cercano), (c) cimentación del edificio, (d) centro de la azotea y (e) borde de la azotea.



Tabla 2.3. Características de los acelerómetros.

Sensor	Tipo:	Acelerómetros internos triaxiales de balance de fuerza EpiSensor, orientados ortogonalmente.
	Rango de escala completa:	Seleccionado por el usuario en $\pm 1g$, $\pm 2g$ o $\pm 4g$.
	Ancho de banda:	DC a 200 Hz
	Rango dinámico:	155 dB+
	Balance:	Configuración de fábrica, puesta en cero del software.
Digitalizador	Canales:	3 canales de sensor de 24 bits para optimizar el ancho de banda de los sensores internos con ruta de datos de 32 bits.
	Rango dinámico:	~ 130 dB a 100 sps
	Modos de adquisición:	Continuo (búfer circular) y disparado
Disparador	Selección de disparador:	Seleccionado independientemente para cada canal Interno.
	Rango del disparador:	Umbral, seleccionado entre 0,01 a 100 % de escala completa o algoritmo STA/LTA.
Sincronización	Tipo:	Oscilador digitalmente a GPS/GNSS o PTP.
	Precisión:	< 1 microsegundo de UTC con GPS/GNSS bloqueado.
Comunicación	Interfaz Ethernet:	Telemetría en tiempo real (Protocolo TCP/IP de múltiples destinos), servidor web para configuración de parámetros, recuperación de eventos a través de FTP/SFTP; admite el servicio de nombres de punto de contacto (POC).
	Protocolos:	Transmisión de datos en tiempo real a través de un servidor ORB compatible con Antelope o a través de los protocolos SEEDLink y Earthworm de dominio público
Requerimientos de energía	Consumo:	$< 3W$ en condiciones de servicio
	Protecciones:	Voltaje inverso, sobre/bajo voltaje, fusibles autorreparables.
Características físicas.	Montaje:	Perno central, 3 base ajustable, nivelación de burbujas de aire.
	Dimensiones:	6" x 6" x 3" (15cm x 15 cm x 7.5cm)
	Volumen:	1.6 litros
	Peso:	3.3 lb (1.5 kg)
Ambiente	Rango de temperatura:	-20° de $70^{\circ}C$ en condiciones de servicio
	Humedad:	0-100% RH (sin condensación)
	Grado de protección:	IP67



Figura 2.13. Modelo de acelerómetro utilizado en la instrumentación.

2.6 Análisis de Ruido Ambiental

Se realizó un análisis de ruido ambiental con el fin de obtener el periodo elástico fundamental del suelo mediante la metodología de relación espectral horizontal a vertical HSVR (Nakamura, 1989). Debido a que la instrumentación implementada en el caso de estudio realiza una medición continua, se seleccionaron tres registros del acelerómetro en campo libre (punto de control A, Figura 2.8) con una duración de una hora, en los que no ocurrió ningún evento sísmico, para obtener el periodo fundamental. Para procesar los registros seleccionados se utilizó el software GEOPSY (Figura 2.14); la Figura 2.15 presenta los resultados obtenidos, de los cuales se puede observar que el periodo fundamental del suelo es de alrededor de 0.356s, el cual es prácticamente igual al periodo calculado con el perfil de velocidades (Sección 2.5.1).

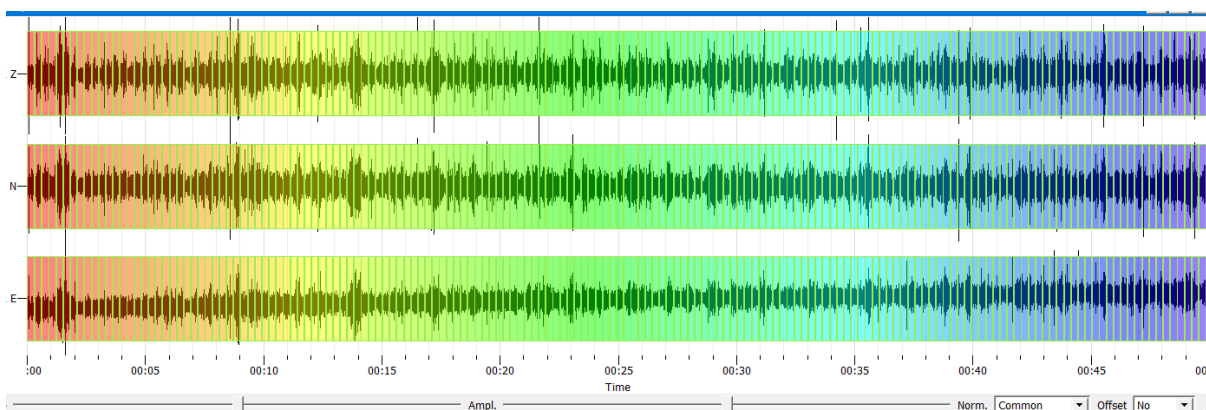


Figura 2.14. Muestreo de ruido ambiental con el programa GEOPSY

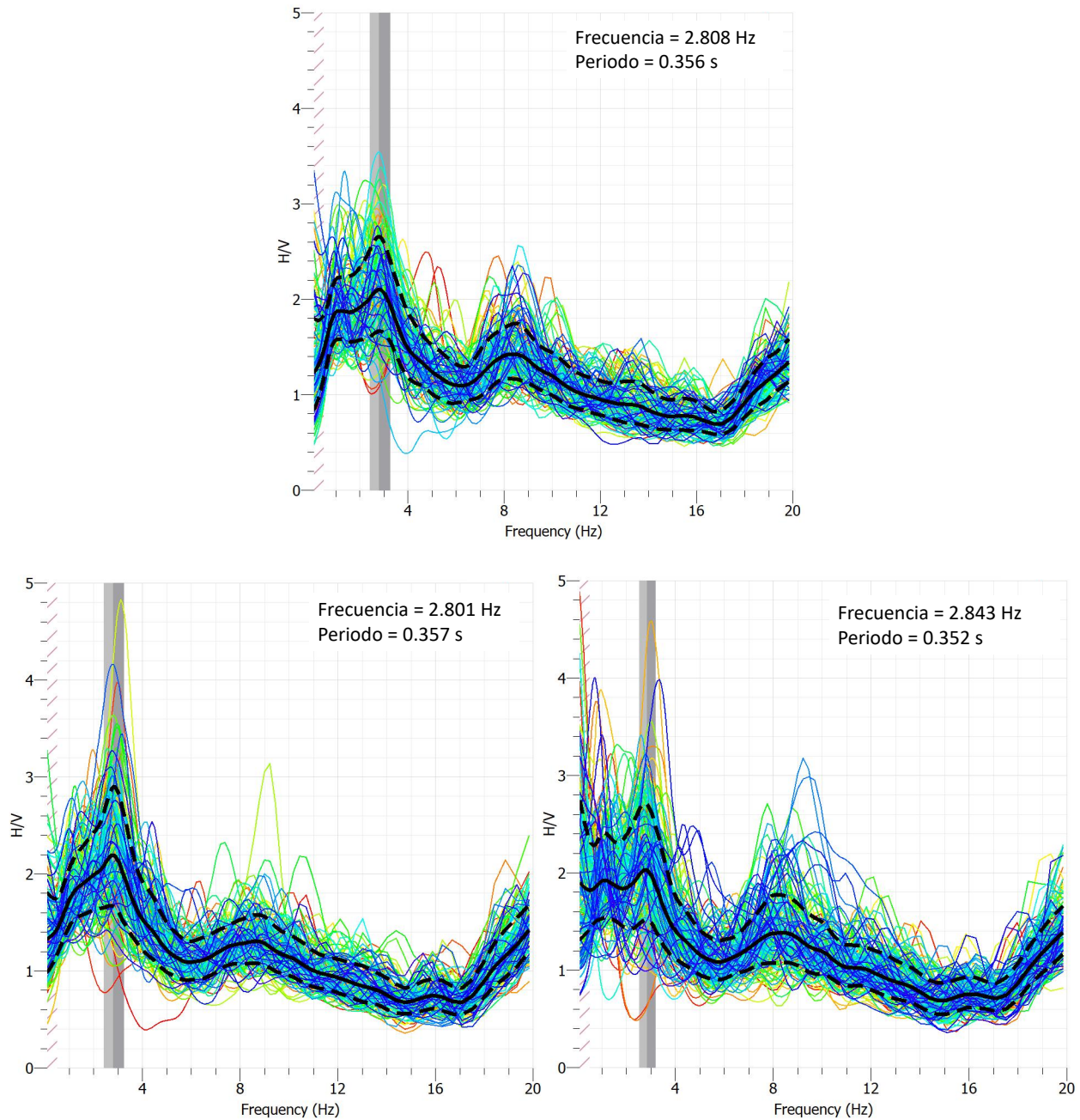


Figura 2.15. Obtención de periodo fundamental con la metodología de H/V (Función de transferencia) en el campo libre.

Para determinar si la presencia del túnel influía en la medición del periodo fundamental del suelo se realizó un análisis de ruido ambiental en el punto denominado como campo cercano, el cual se encuentra sobre el eje del túnel (punto de control B, Figura 2.8). La Figura 2.16 presenta los resultados obtenidos. Como se puede observar la presencia del túnel influye en la medición del periodo fundamental del suelo, sin embargo, no se puede

considerar el resultado obtenido como válido, debido a que la metodología empleada (Nakamura, 1989) no considera la presencia de cavidades o estructuras subterráneas.

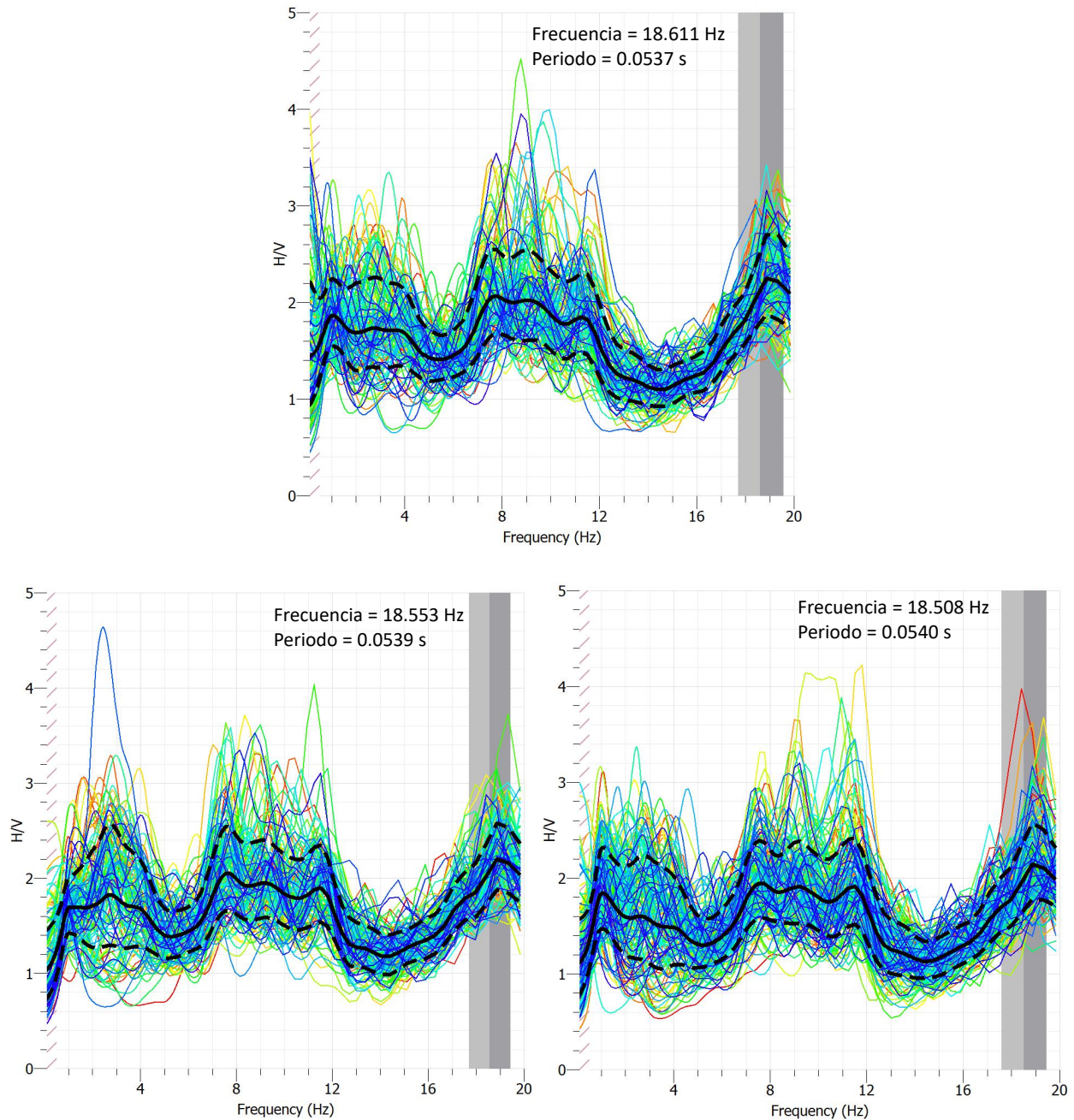


Figura 2.16. Obtención de periodo fundamental con la metodología de H/V (Función de transferencia) en el campo cercano.

2.7 Ambiente sísmico

La Ciudad de México está expuesta al peligro sísmico de los terremotos interplaca, que ocurren a lo largo de la zona de subducción mexicana (i.e., eventos de subducción), y terremotos intraplaca que se generan en la placa de Cocos subducida (i.e., eventos normales) (Singh *et al.*, 2018). La ciudad también está sujeta a terremotos locales y corticales regionales en el Cinturón Volcánico Transversal, los cuales son relativamente poco frecuentes (Singh *et al.*, 2015), pero han alcanzado magnitudes de $M > 6$ (Suárez y Jaimes, 2023). Los terremotos más grandes en la Ciudad de México a lo largo de la costa del Pacífico son causados por la subducción de las placas oceánicas de Cocos y Rivera debajo de la Placa Norteamericana a profundidades menores a 40 km. Terremotos de gran magnitud también ocurren en el continente con profundidades que oscilan entre 40 y 460 km (Zúñiga y Suárez, 2017). En este caso, los terremotos presentan un mecanismo de falla normal que refleja la ruptura de la litosfera oceánica subducida (Singh *et al.*, 1988).

La Figura 2.17 presenta la localización de los sismos más importantes en México, en esta se puede observar los epicentros de los sismos que más han afectado a la Ciudad de México, tales como, el evento cortical de 1912 de $M=6.9$, el evento de interplaca de 1985 de $M=8.1$ y el evento de intraplaca del 2017 de $M=7.1$.

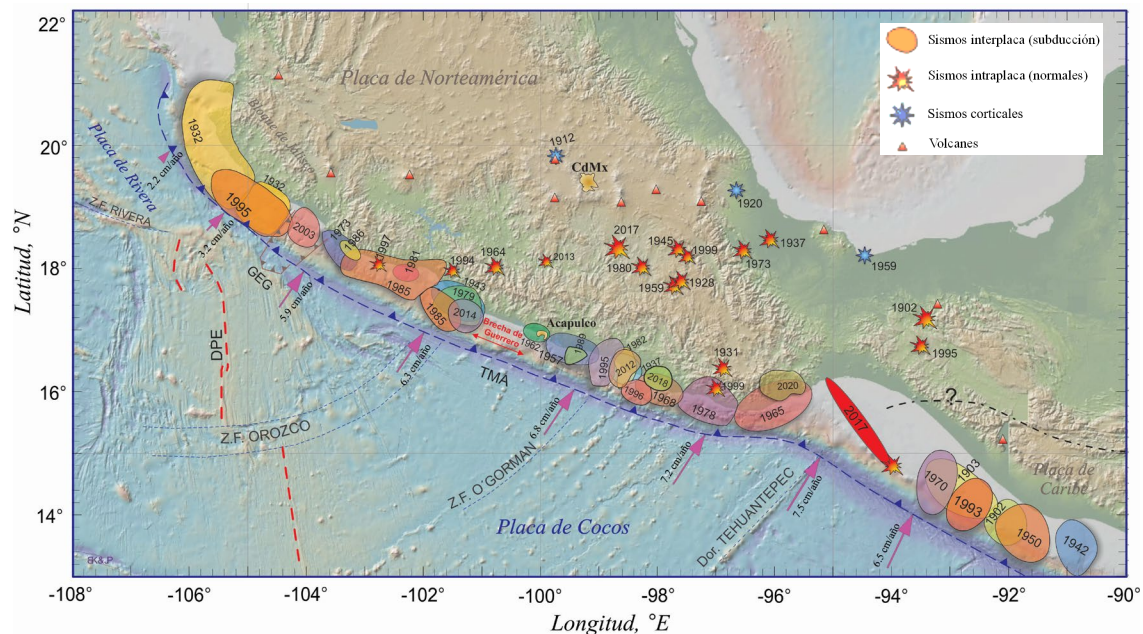


Figura 2.17 Localización de los sismos más importantes en México (Kostoglodov y Pacheco, 1999).



En este trabajo se presentan los resultados obtenidos de la instrumentación sísmica implementada, durante cinco eventos sísmicos, los cuales corresponden a eventos intraplaca e interplaca: 1) El 3 de marzo de 2022, Isla Veracruz, M 5.7 (evento intraplaca), 2) El 13 de marzo de 2022, Pijijiapan Chiapas, M 5.1 (evento interplaca), 3) El 18 de marzo de 2022, Acapulco Guerrero, M 4.8 (evento interplaca), 4) El 19 de septiembre de 2022, Coalcomán, Michoacán, M 7.7 (evento interplaca), y 5) El 22 de septiembre de 2022, Coalcomán, Michoacán (réplica), M 6.9, (evento interplaca).

Los eventos intraplaca (i.e., sismos normales) en México tienen más energía a altas frecuencias que los eventos de subducción (i.e., sismos interplaca). Además, los sismos intraplaca generalmente ocurren a una distancia más cercana a la Ciudad de México que los sismos interplaca. Las características de cada evento sísmico se describen en la Tabla 2.4 y la Figura 2.18 presenta el epicentro de los eventos sísmicos, esta información se obtuvo del catálogo de sismos del Servicio Sismológico Nacional (SSN, 2024).

Tabla 2.4 Eventos sísmicos seleccionados.

Zona sismogénica	Sismo	Fecha	Magnitud [M]	Profundidad [km]	Latitud [°]	Longitud [°]	Distancia epicentral [km]
Intraplaca	Isla, Veracruz	03/03/2022	5.7	113	18.15	-95.51	413
Interplaca	Pijijiapan, Chiapas	13/03/2022	5.1	18	15.04	-94.11	724
Interplaca	Acapulco, Guerrero	18/03/2022	4.8	22	16.85	-99.95	291
Interplaca	Coalcomán, Michoacán	19/09/2022	7.7	15	18.22	-103.29	450
Interplaca	Replica de Coalcomán, Michoacán	22/09/2022	6.9	12	18.01	-103.18	446



Figura 2.18. Sismos seleccionados.

2.8 Interacción sísmica suelo-túnel

A partir de la instrumentación sísmica se obtuvieron acelerogramas en todas las estaciones sismológicas para todos los eventos sísmicos presentados en la Tabla 2.4. Los acelerogramas fueron corregidos por línea base y se les aplicó un filtro pasa banda de entre 0.01 y 10 Hz. Posteriormente se obtuvieron, para cada acelerómetro, la aceleración máxima (PGA), los espectros de pseudo aceleración (Sa), los espectros de Fourier y las funciones de transferencia empíricas. Todo el procesamiento de los acelerogramas se llevó a cabo con el programa DEGTRA Ver9.3. Así mismo, se calcularon los contornos de la media geométrica de las componentes horizontales de la aceleración máxima, PGA, mediante el método de interpolación geoestadístico kriging con el programa Surfer Ver13.

2.8.1 Evento intraplaca

Las Figuras 2.19 y 2.20 presentan los espectros de respuesta obtenidos para las estaciones en campo libre (sin el efecto del túnel, punto de control A) y en campo cercano (con el efecto del túnel, punto de control B), para el evento sísmico de Isla, Veracruz M 5.7. Como se puede observar la presencia del túnel modifica el contenido de frecuencias del movimiento en campo cercano, lo que lleva al aumento de la respuesta sísmica en superficie en el rango de períodos cortos (i.e., ≤ 0.2 s), lo cual es consistente con los análisis de ruido ambiental realizados en campo cercano (Figura 2.16) y deriva en un incremento potencial de la demanda sísmica (i.e., S_a) de estructuras rígidas de baja a mediana altura adyacentes al túnel. Asimismo, se puede observar un aumento en la PGA, de más del 100% para la componente vertical, de 29% en la componente N00W, y una disminución del 16% en la componente N90W, con respecto a las PGA observadas en campo libre. Para determinar si la PGA de las componentes horizontales aumentaron o disminuyeron se obtuvo la media geométrica de las componentes horizontales de la aceleración máxima, PGA_{MG} , (Figura 2.21), en la cual se puede observar que esta aumentó.

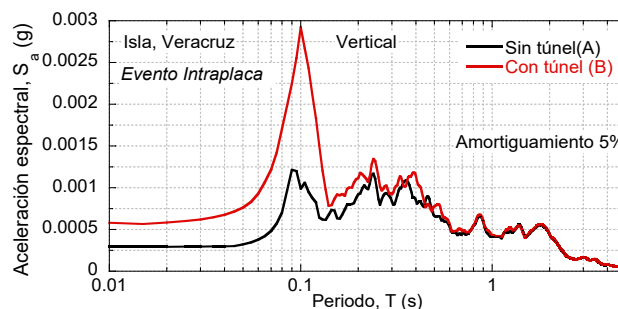


Figura 2.19. Espectros de respuesta de la componente vertical, para el sismo de Isla, Veracruz.

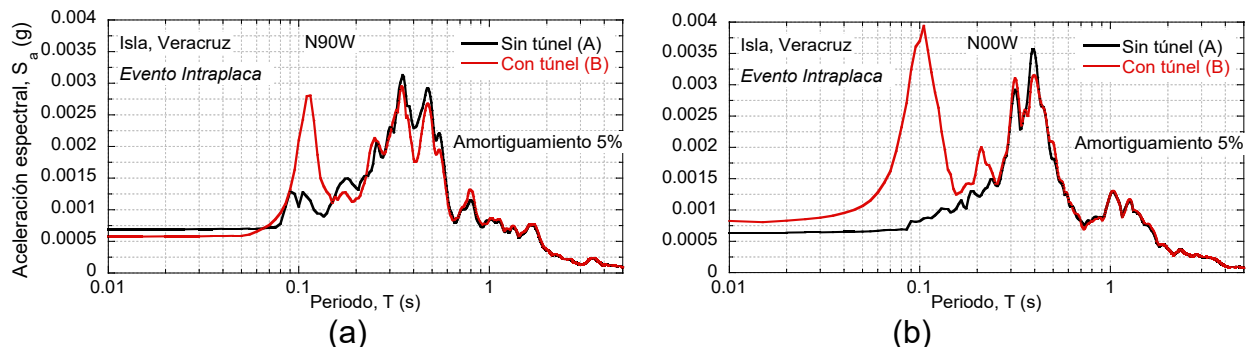


Figura 2.20. Espectros de respuesta de las componentes horizontales orientadas (a) N90W y (b) N00W, para el sismo de Isla, Veracruz.

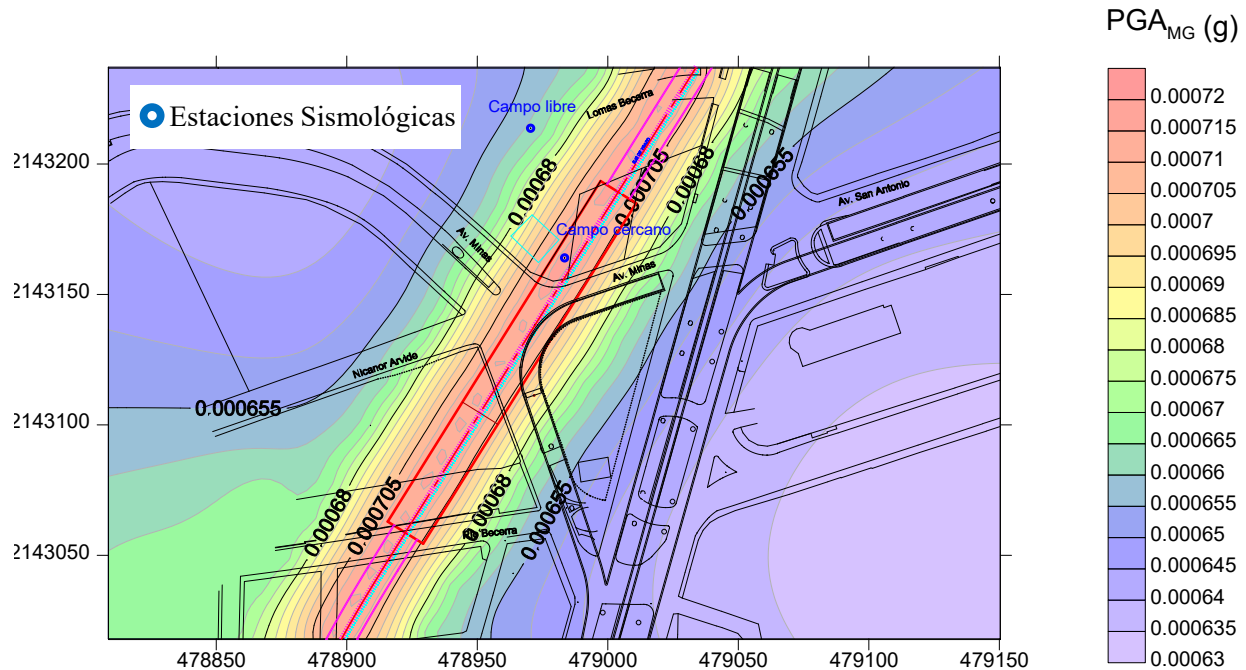


Figura 2.21. Media geométrica de las componentes horizontales de la aceleración máxima, PGA_{MG} , para el sismo de Isla, Veracruz.

2.8.2 Eventos interplaca

2.8.2.1 Pijijapan, Chiapas, M 5.1

Las Figuras 2.22 y 2.23 presentan los espectros de respuesta obtenidos para las estaciones en campo libre y en campo cercano. Como se puede observar la presencia del túnel aumenta de la respuesta sísmica en superficie en el rango de períodos cortos (i.e., ≤ 0.3 s), en las componentes horizontales. Por otra parte, en la componente vertical se presenta una disminución de la demanda sísmica (i.e., S_a) en el rango de periodos menores a 0.15 s), y un ligero aumento para el rango de periodos entre (0.15 a 0.4 s). Asimismo, se puede observar un aumento en la PGA, de 77% en la componente N90W, y de 72% en la componente N00W, mientras que no se presentó ningún cambio en la PGA de la componente vertical, con respecto a las PGA observadas en campo libre. La Figura 2.24 presenta la media geométrica de las componentes horizontales de la aceleración máxima, PGA_{MG} , (Figura 2.24), en la cual se puede observar que esta aumentó.

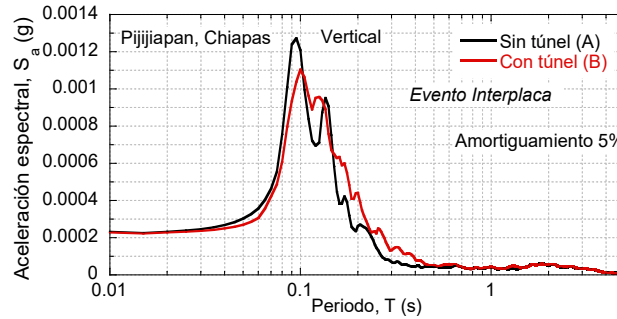


Figura 2.22. Espectros de respuesta de la componente vertical, para el sismo de Pijijiapan, Chiapas.

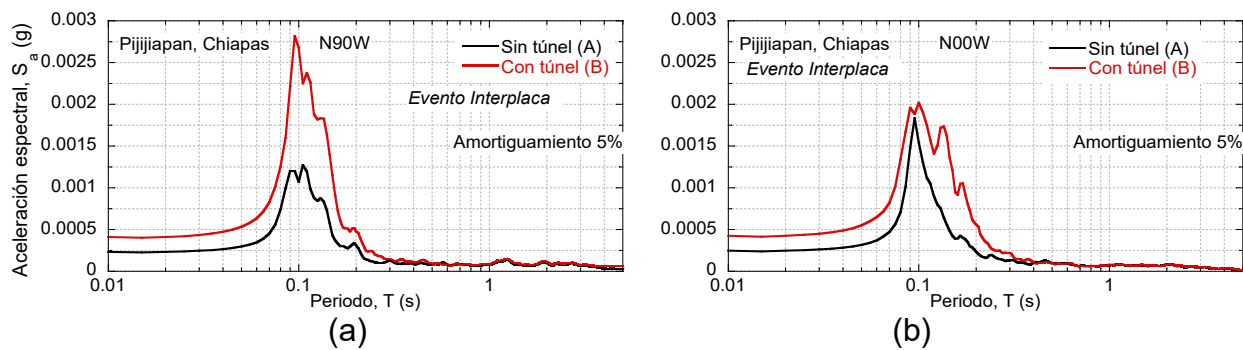


Figura 2.23. Espectros de respuesta de las componentes horizontales orientadas (a) N90W y (b) N00W, para el sismo de Pijijiapan, Chiapas.

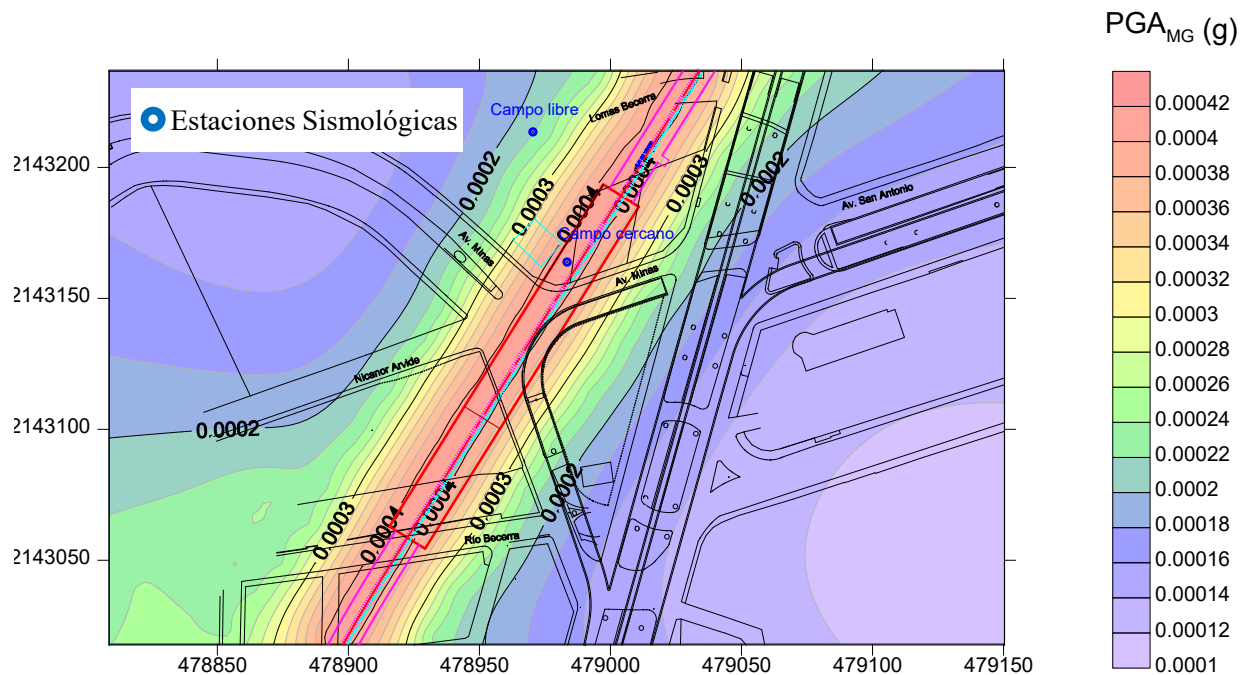


Figura 2.24. Media geométrica de las componentes horizontales de la aceleración máxima, PGA_{MG} , para el sismo de Pijijiapan, Chiapas.

2.8.2.2 Acapulco, Guerrero M 4.8

Las Figuras 2.25 y 2.26 presentan los espectros de respuesta obtenidos para las estaciones en campo libre y en campo cercano. Como se puede observar la presencia del túnel aumenta la respuesta sísmica en superficie en el rango de períodos cortos (i.e., ≤ 0.2 s), en todas las componentes (i.e., vertical, N90W y N00W). Asimismo, se puede observar un aumento en la PGA, de 89% en la componente N90W, de 33% en la componente N00W, y una disminución del 20% en la componente vertical, con respecto a las PGA observadas en campo libre. La Figura 2.24 presenta la media geométrica de las componentes horizontales de la aceleración máxima, PGA_{MG} , (Figura 2.27), en la cual se puede observar que esta aumentó.

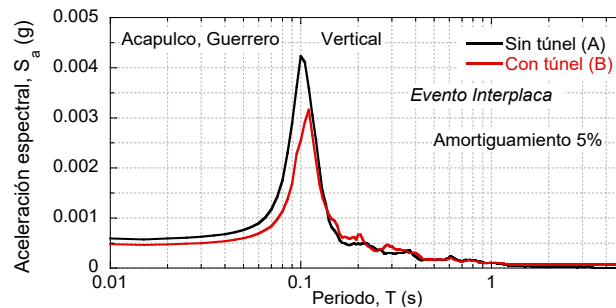


Figura 2.25. Espectros de respuesta de la componente vertical, para el sismo de Acapulco, Guerrero.

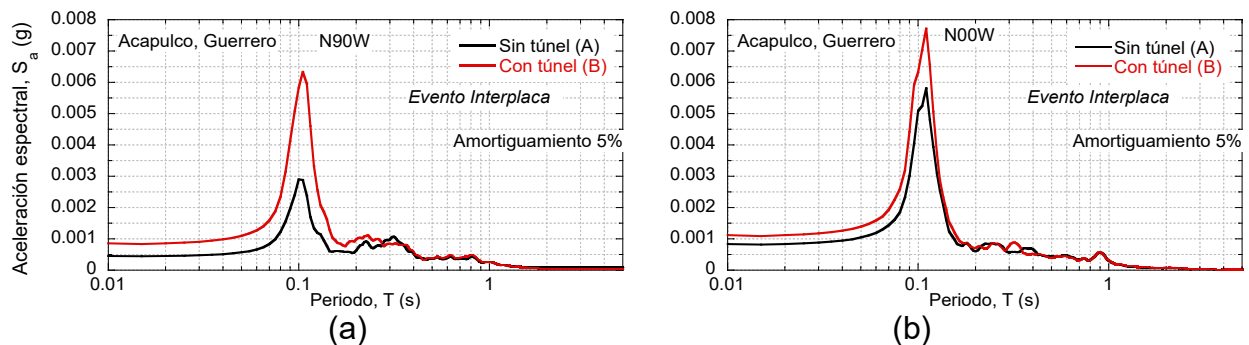


Figura 2.26. Espectros de respuesta de las componentes horizontales orientadas (a) N90W y (b) N00W, para el sismo de Acapulco, Guerrero.

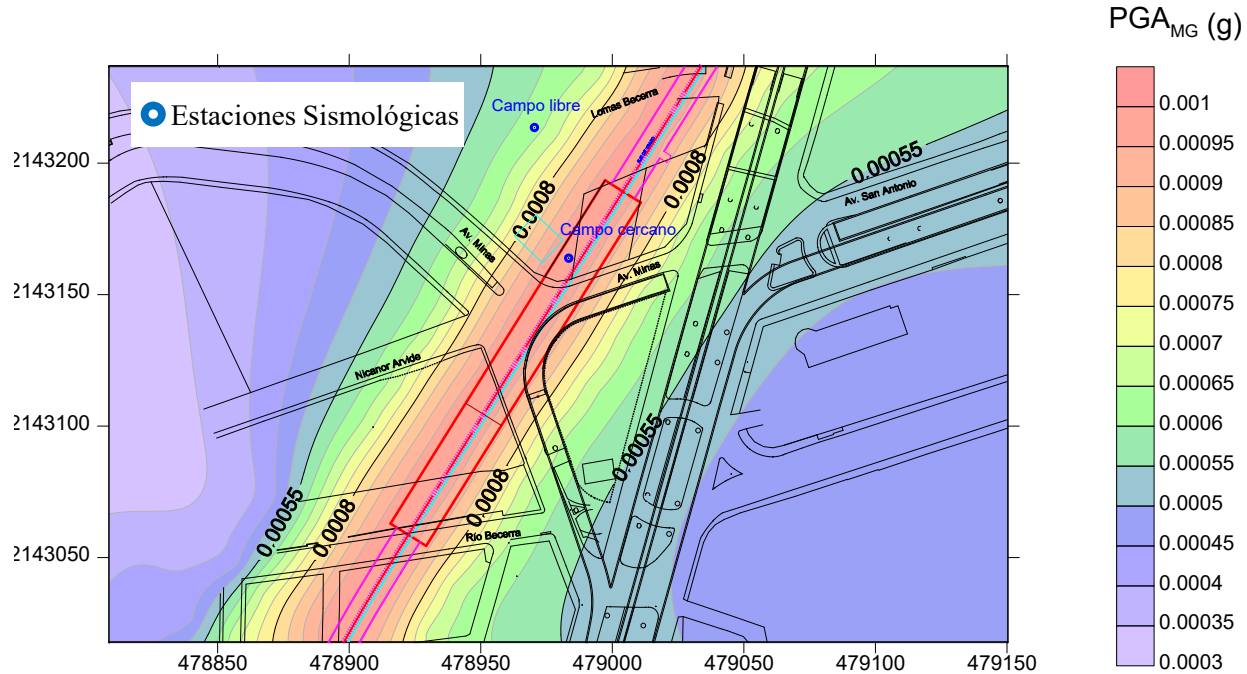


Figura 2.27. Media geométrica de las componentes horizontales de la aceleración máxima, PGA_{MG} , para el sismo de Acapulco, Guerrero.

2.8.2.3 Coalcomán, Michoacán M 7.7

Las Figuras 2.28 y 2.29 presentan los espectros de respuesta obtenidos para las estaciones en campo libre y en campo cercano. Como se puede observar la presencia del túnel no influye de manera significativa en la respuesta sísmica en superficie. Asimismo, se puede observar un ligero aumento en la PGA, de 4% en la componente vertical, de 14% en la componente N90W, y una disminución del 7% en la componente N00W, con respecto a las PGA observadas en campo libre. Para determinar si la PGA de las componentes horizontales aumentaron o disminuyeron se obtuvo la media geométrica de las componentes horizontales de la aceleración máxima, PGA_{MG} , (Figura 2.30), en la cual se puede observar que esta aumentó.

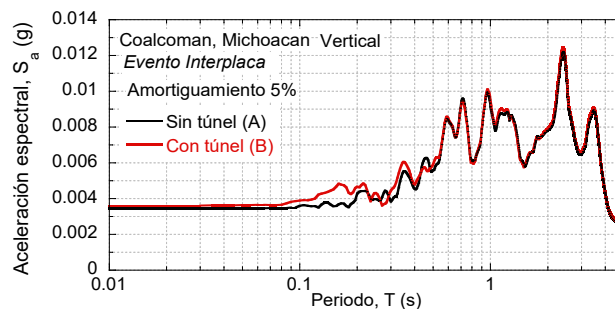


Figura 2.28. Espectros de respuesta de la componente vertical, para el sismo de Coalcomán, Michoacán.

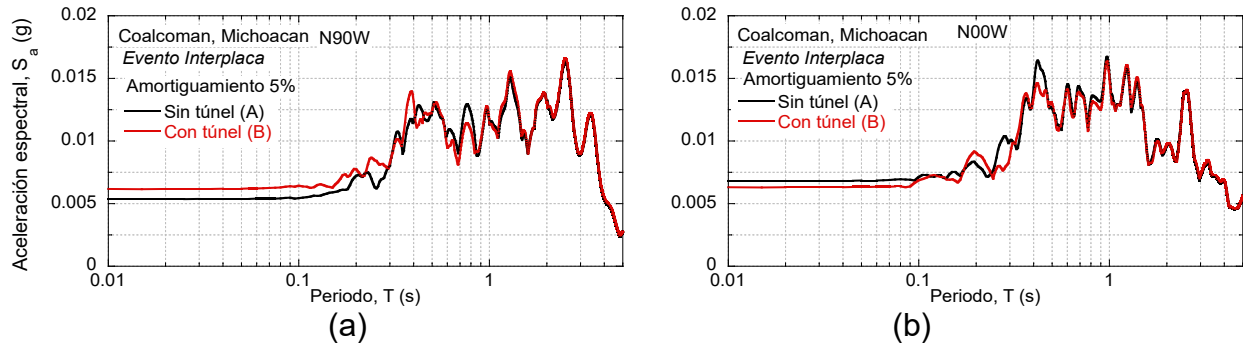


Figura 2.29. Espectros de respuesta de las componentes horizontales orientadas (a) N90W y (b) N00W, para el sismo de Coalcomán, Michoacán.

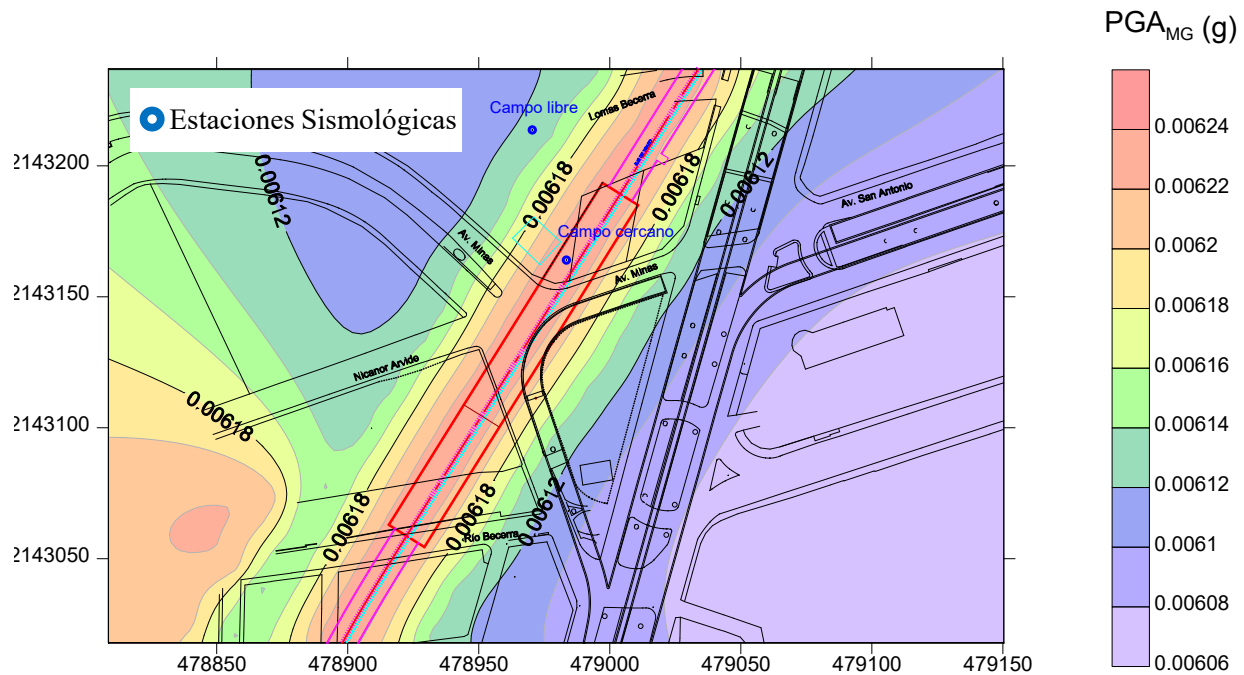


Figura 2.30. Media geométrica de las componentes horizontales de la aceleración máxima, PGA_{MG} , para el sismo de Coalcomán, Michoacán.

2.8.2.4 Replica de Coalcomán, Michoacán M 6.9

Las Figuras 2.31 y 2.32 presentan los espectros de respuesta obtenidos para las estaciones en campo libre y en campo cercano. Como se puede observar la presencia del túnel no influye de manera significativa en la respuesta sísmica en superficie, al igual que en el sismo de Coalcomán, Michoacán M 7.7. Asimismo, se puede observar un ligero aumento en la PGA, de 2% en la componente vertical, de 6% en la componente N90W, y una disminución del 2% en la componente N00W, con respecto a las PGA observadas en campo libre. Para determinar si la PGA de las componentes horizontales aumentaron o disminuyeron se obtuvo la media geométrica de las componentes horizontales de la

aceleración máxima, PGA_{MG} , (Figura 2.33), en la cual se puede observar que esta aumentó.

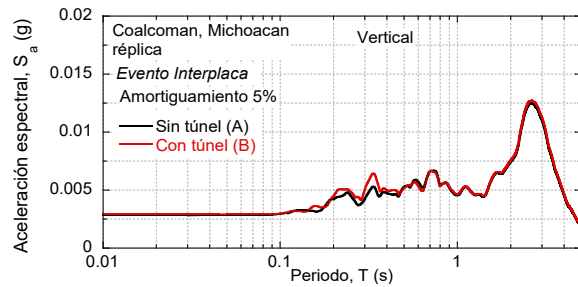


Figura 2.31. Espectros de respuesta de la componente vertical, para el sismo Replica de Coalcomán, Michoacán.

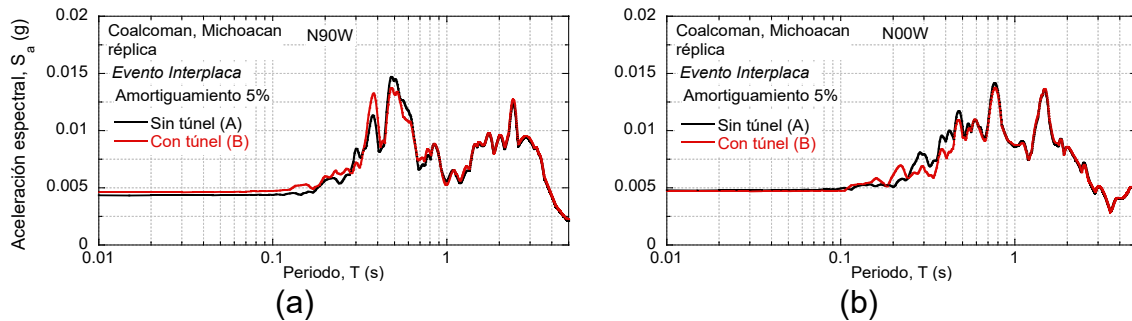


Figura 2.32. Espectros de respuesta de las componentes horizontales orientadas (a) N90W y (b) N00W, para el sismo Replica de Coalcomán, Michoacán.

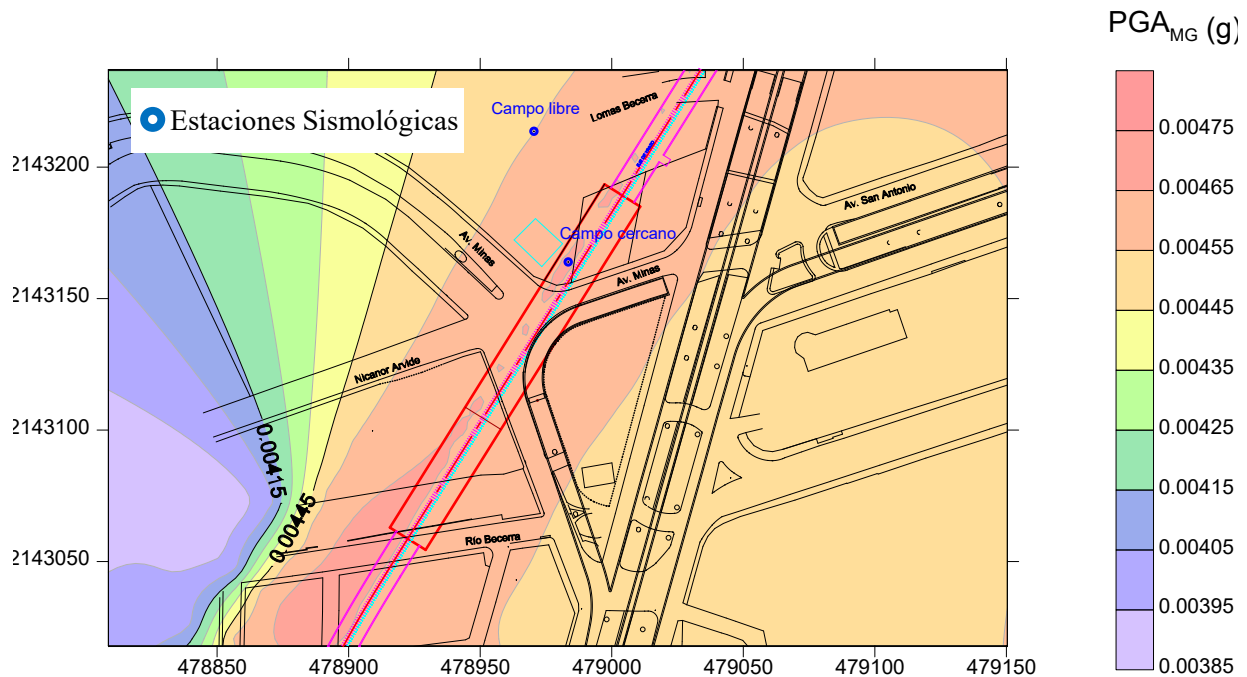


Figura 2.33. Media geométrica de las componentes horizontales de la aceleración máxima, PGA_{MG} , para el sismo Replica de Coalcomán, Michoacán.



Para explicar el diferente efecto que provoca la presencia del túnel durante los sismos de interplaca de baja a mediana magnitud (i.e., entre M 4.8 a 5.1) y durante los sismos de interplaca de gran magnitud (i.e., M 6.9 a 7.7). Se recurrió a los registros de la estación sismológica de CUP5, la cual está localizada en un afloramiento rocoso en la Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. Las historias de aceleración registradas en esta estación sismológica se han asumido como la excitación de los modelos presentados en varias investigaciones (Suárez y Jaimes, 2023; Mayoral *et al.*, 2019), al igual que en esta investigación.

La Figura 2.34 presenta los espectros de respuesta medidos para todos los eventos sísmicos interplaca en la estación sismológica CUP5. Como se puede observar en las Figuras 2.34a y 2.34b, la energía de la “excitación” para los sismos interplaca registrados de baja a mediana magnitud (i.e. entre M 4.8 a 5.1) se concentra en periodos cortos (≤ 0.15 s), los cuales son cercanos al periodo fundamental del suelo en campo cercano (i.e., 0.1 s), por lo que el suelo alrededor del túnel entraría en resonancia durante estos eventos sísmicos conduciendo así a un aumento de la demanda sísmica, con respecto al campo libre. Por otra parte, la energía de la “excitación” para los eventos interplaca registrados de gran magnitud (i.e., M 6.9 a 7.7) se concentra en periodos de 2 s (Figuras 2.34c y 2.34d), el cual está lejos de los períodos elásticos fundamentales del suelo en campo libre (i.e., 0.36 s) y en campo cercano (i.e., 0.1 s), por lo que no se presentan diferencias importantes en ambos registros (i.e., en campo libre y en campo cercano). Es bien sabido que los movimientos registrados en la estación CUP5 están afectados por los efectos de fuente y trayectoria, por lo que además de la magnitud de los eventos sísmicos, estos dos efectos también podrían influir en los periodos donde se concentró la energía de la excitación.

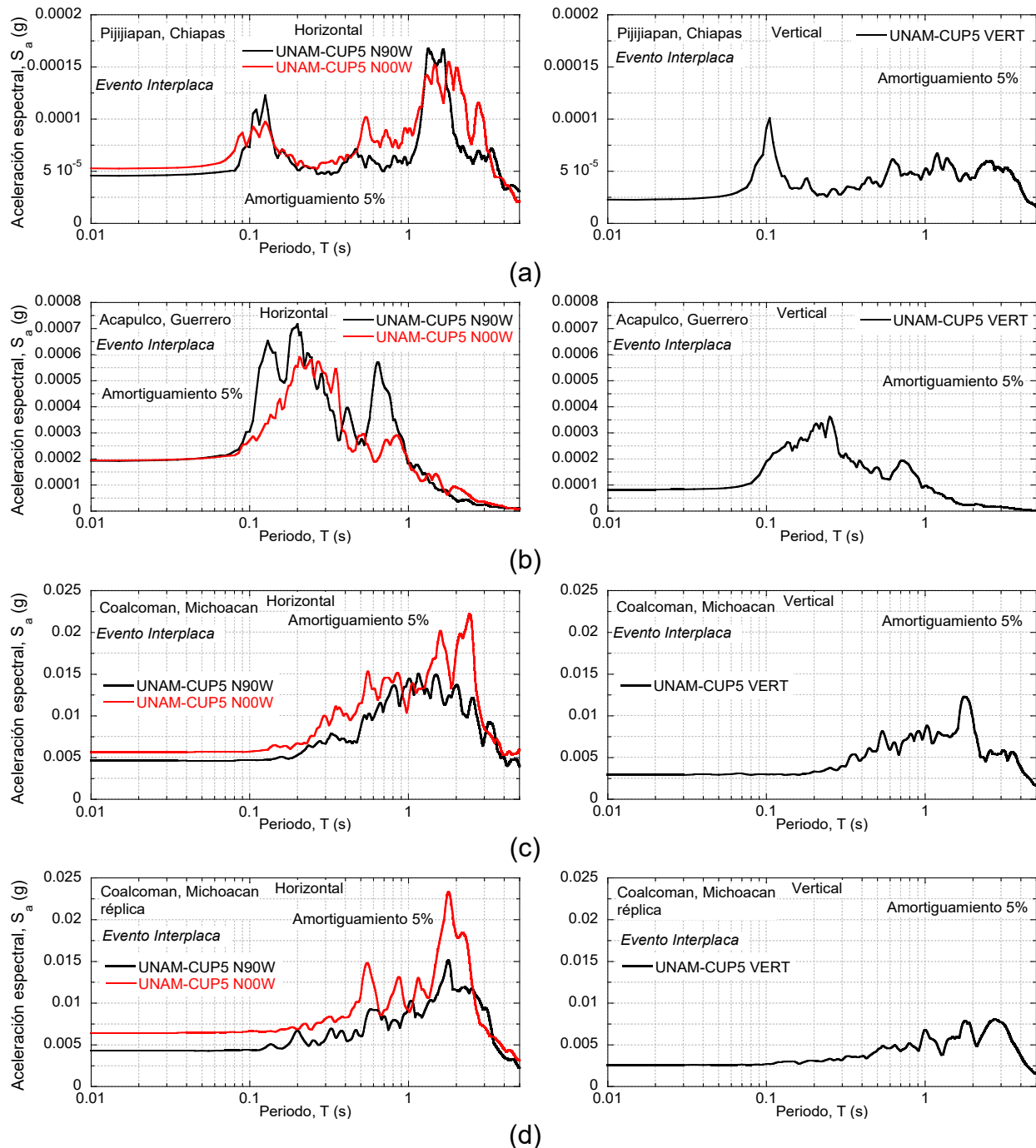


Figura 2.34. Espectros de respuesta registrados en la estación CUP5, para (a) Pijijiapan, Chiapas, (b) Acapulco, Guerrero, (c) Coalcomán, Michoacán y (d) Coalcomán, Michoacán réplica.

2.9 Interacción sísmica túnel-suelo-edificio

Debido a que la orientación de los acelerómetros ubicados en el edificio (i.e., los puntos de control C, D y E) no coincide con la de los colocados fuera del edificio (i.e., los puntos

de control A y B), fue necesario proyectar estos registros para asegurar que tuvieran la misma orientación y poder analizar la interacción sísmica del sistema túnel-suelo-edificio.

2.9.1 Evento intraplaca

Las Figuras 2.35 y 2.36 presentan los espectros de respuesta de los movimientos del suelo medidos en campo libre (punto de control A), campo cercano (punto de control B) y en la cimentación del edificio (punto de control C), para el evento sísmico de Isla, Veracruz M 5.7. Como se puede observar la presencia del túnel amplifica la respuesta horizontal (i.e., en las componentes longitudinal y transversal) en la cimentación del edificio (punto de control C) en el rango de periodos de entre 0.2 y 0.5 s. La máxima amplificación de S_a se presenta aproximadamente en el periodo del suelo (i.e., 0.36). Por otra parte, en la componente vertical la cimentación presenta una atenuación importante del movimiento con respecto al registrado en campo cercano para periodos menores a 0.15 s, lo cual está relacionado con el hecho de que estos periodos están alejados del periodo del edificio (i.e., 0.5s).

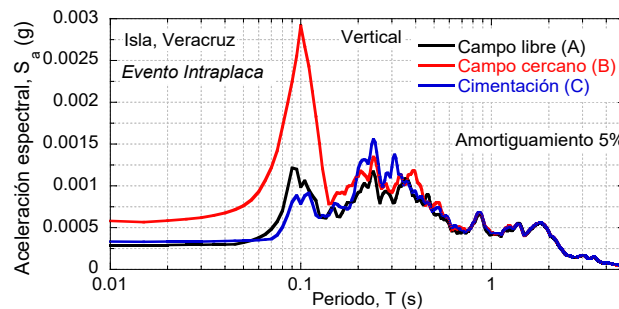


Figura 2.35. Espectros de respuesta de la componente vertical, para el sismo de Isla, Veracruz.

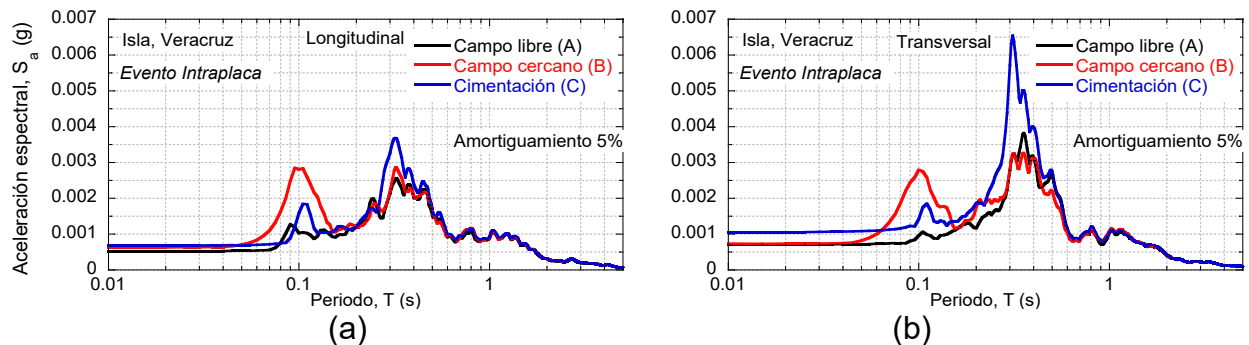


Figura 2.36. Espectros de respuesta de las componentes (a) longitudinal y (b) transversal, para el sismo de Isla, Veracruz.

2.9.2 Eventos interplaca

2.9.2.1 Pijijiapan, Chiapas, M 5.1

Las Figuras 2.37 y 2.38 presentan los espectros de respuesta de los movimientos del suelo medidos en campo libre, campo cercano y en la cimentación del edificio, como se observa para todas las componentes (i.e., vertical, longitudinal y transversal) se presenta una atenuación de la respuesta en la cimentación del edificio con respecto a la de campo cercano, siendo más importante en las componentes horizontales. Esto se debe a que la energía del movimiento en superficie (i.e., en campo libre y en campo cercano) se concentre en periodos cortos (i.e., ≤ 0.15 s) los cuales están alejados del periodo del edificio (i.e., 0.5s).

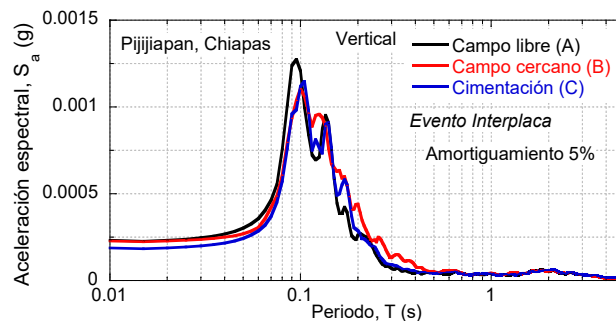


Figura 2.37. Espectros de respuesta de la componente vertical, para el sismo de Pijijiapan, Chiapas.

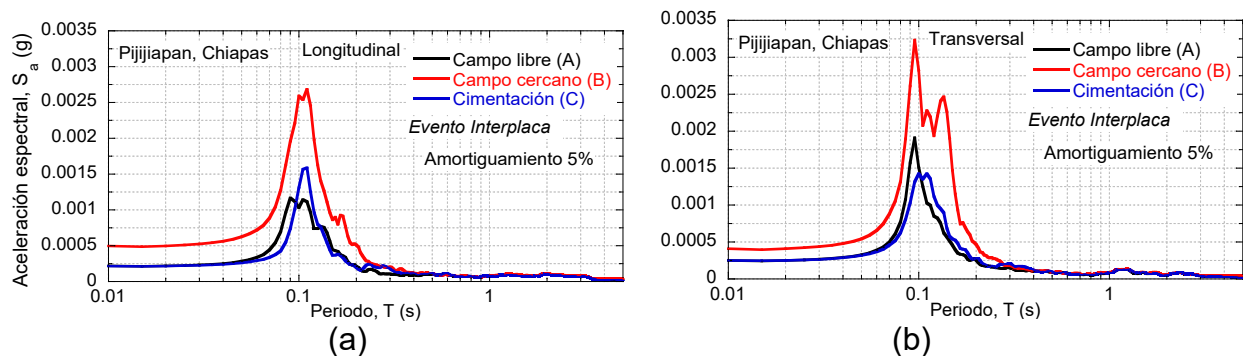


Figura 2.38. Espectros de respuesta de las componentes (a) longitudinal y (b) transversal, para el sismo de Pijijiapan, Chiapas.

2.9.2.2 Acapulco, Guerrero M 4.8

Las Figuras 2.39 y 2.40 presentan los espectros de respuesta de los movimientos del suelo medidos en campo libre, campo cercano y en la cimentación del edificio, como se observa para las componentes vertical y longitudinal se presenta un aumento poco significativo de la respuesta en la cimentación del edificio con respecto a la de campo

cercano, mientras que en la componente transversal se presenta una atenuación. Esto se debe a que la energía del movimiento en superficie (i.e., en campo cercano) se concentre en periodos cortos (i.e., ≤ 0.15 s) los cuales están alejados del periodo del edificio (i.e., 0.5s).

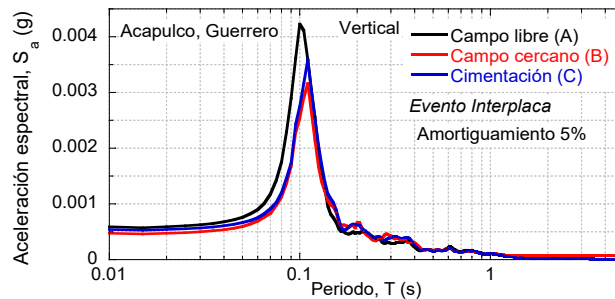


Figura 2.39. Espectros de respuesta de la componente vertical, para el sismo de Acapulco, Guerrero.

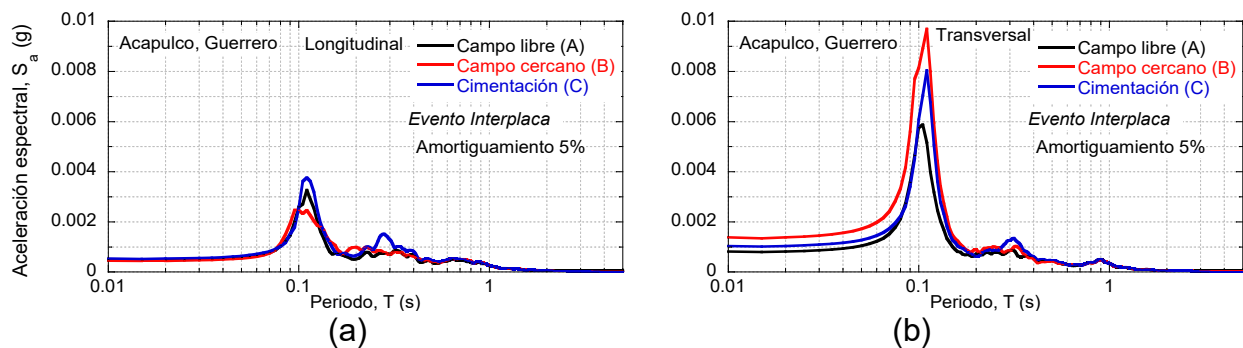


Figura 2.40. Espectros de respuesta de las componentes (a) longitudinal y (b) transversal, para el sismo de Acapulco, Guerrero.

2.9.2.3 Coalcomán, Michoacán M 7.7

Las Figuras 2.41 y 2.42 presentan los espectros de respuesta de los movimientos del suelo medidos en campo libre, campo cercano y en la cimentación del edificio, como se observa para la componente vertical la respuesta en la cimentación del edificio es prácticamente igual a la de campo cercano, por otra parte, en las componentes horizontales la respuesta aumenta en un rango de periodos de entre 0.2 y 0.4s, siendo más importante este aumento en la dirección transversal.

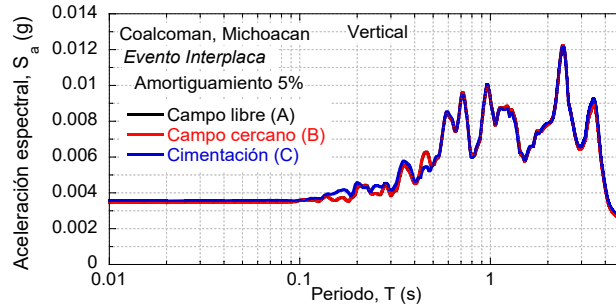


Figura 2.41. Espectros de respuesta de la componente vertical, para el sismo de Coalcomán, Michoacán.

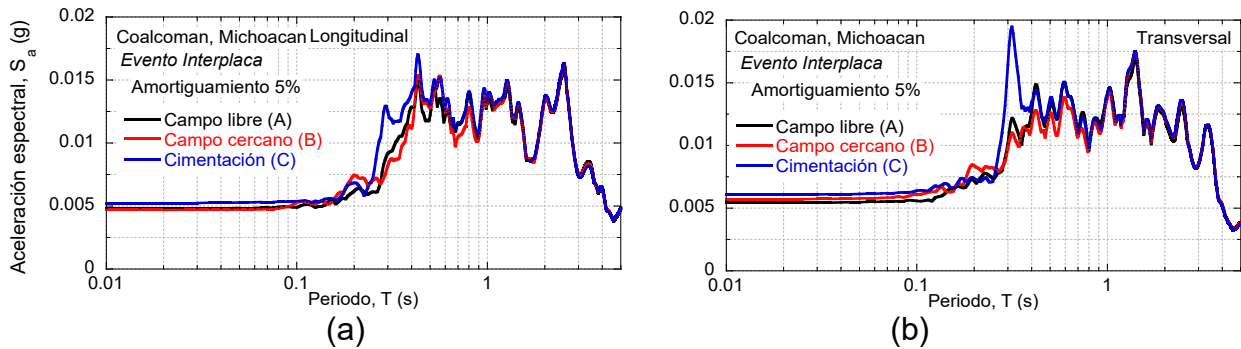


Figura 2.42. Espectros de respuesta de las componentes (a) longitudinal y (b) transversal, para el sismo de Coalcomán, Michoacán.

2.9.2.4 Réplica de Coalcomán, Michoacán M 6.9

Las Figuras 2.43 y 2.44 presentan los espectros de respuesta de los movimientos del suelo medidos en campo libre, campo cercano y en la cimentación del edificio, como se observa al igual que para el sismo de Coalcomán Michoacán M 7.7, para la componente vertical la respuesta en la cimentación del edificio es prácticamente igual a la de campo cercano, por otra parte, en las componentes horizontales la respuesta aumenta en un rango de periodos de entre 0.2 y 0.4s, siendo más importante este aumento en la dirección transversal.

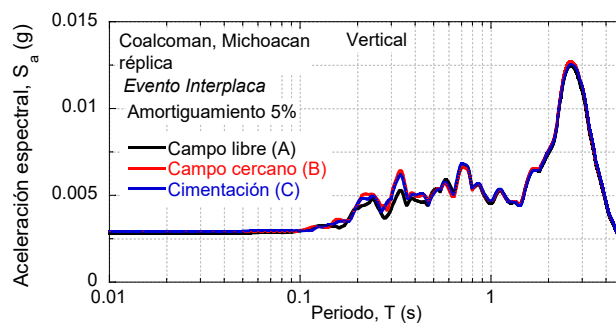


Figura 2.43. Espectros de respuesta de la componente vertical, para el sismo Réplica de Coalcomán.

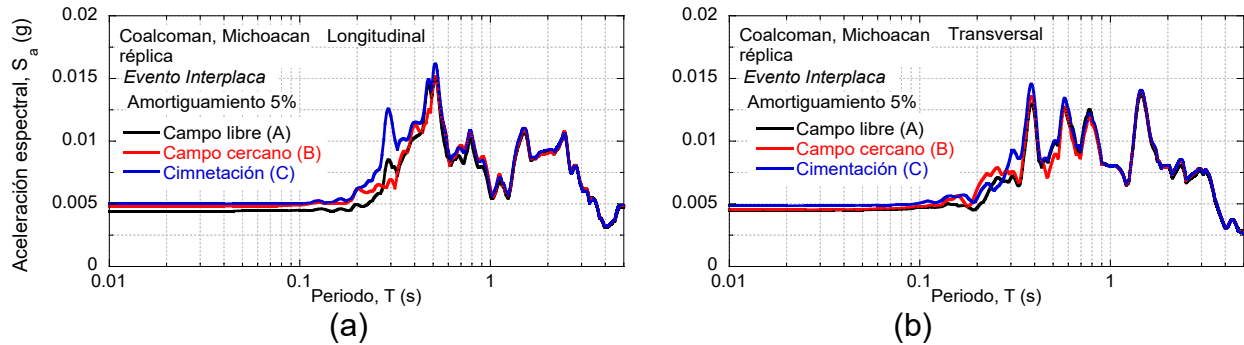


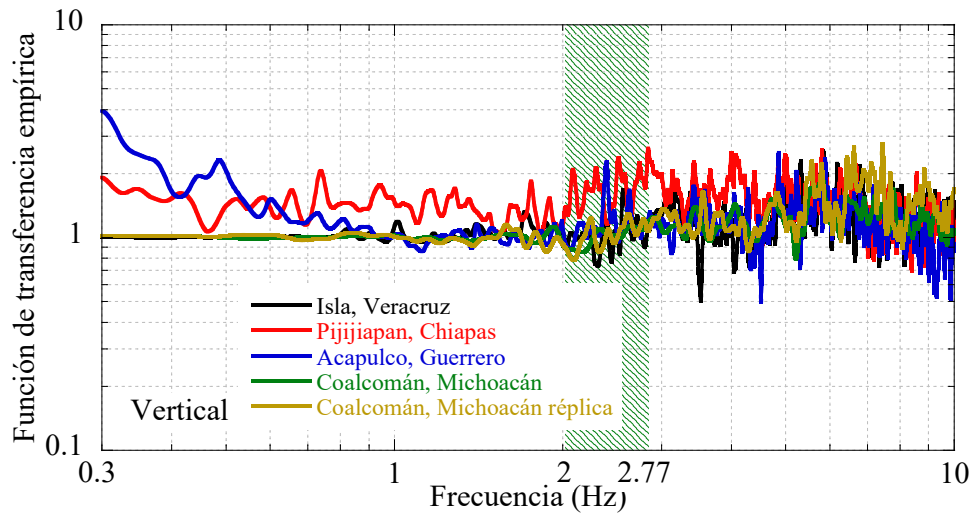
Figura 2.44. Espectros de respuesta de las componentes (a) longitudinal y (b) transversal, para el sismo Réplica de Coalcomán.

2.9.3 Funciones de transferencia empíricas

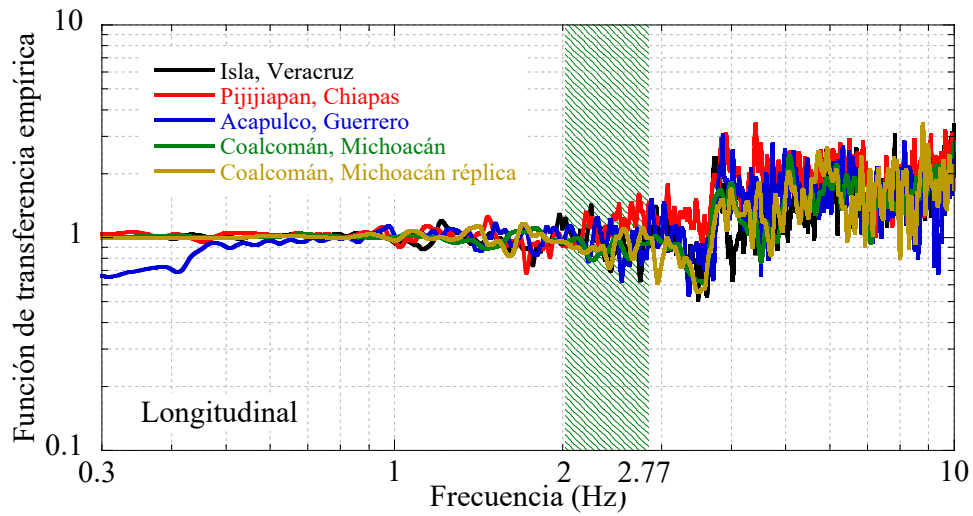
Con el fin de estudiar la variabilidad de movimiento en el sistema estudiado (i.e., túnel-puente-edificio), se obtuvieron diferentes funciones de transferencia empíricas: 1) campo cercano (i.e., superficie sobre el eje del túnel) y campo libre, 2) cimentación del edificio y campo libre, 3) centro de la azotea y cimentación, y 4) borde de la azotea y cimentación. Las funciones de relación empíricas son el cociente de los espectros de Fourier, y en todas se resaltó el rango de frecuencias de interés, el cual se definió con el periodo fundamental del suelo, 0.36 s (2.77 Hz), y el periodo del edificio, 0.5 s (2 Hz).

2.9.3.1 Campo cercano/campo libre

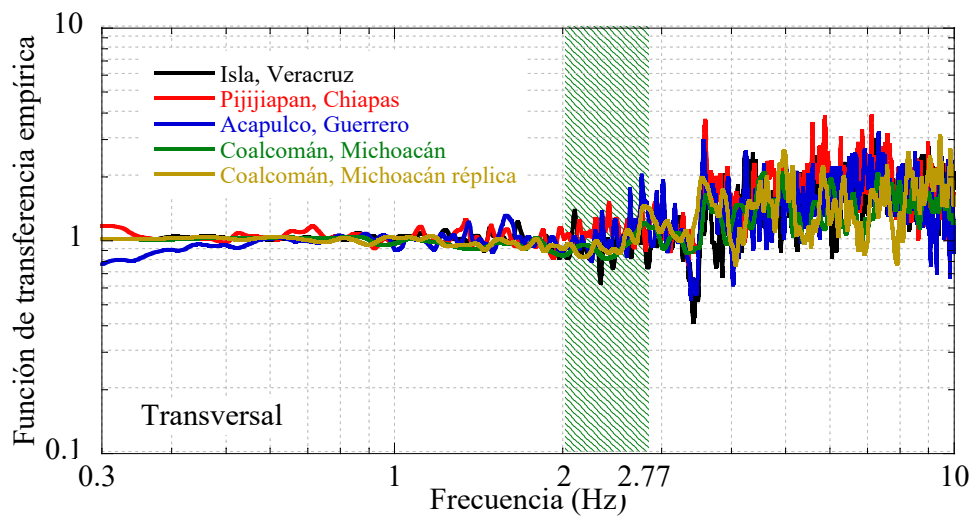
La Figura 2.45 presenta las funciones de transferencia empíricas, FTE, campo libre/campo cercano, para las tres direcciones (i.e., vertical, longitudinal y transversal). Como se puede observar las FTE obtenidas varían de manera importante en un amplio rango de frecuencias por lo que se puede establecer que la presencia del túnel modifica el contenido de frecuencias y la amplitud de las aceleraciones en el campo cercano. Asimismo, se aprecia que para la componente vertical las FTE no tienen una tendencia general, por otra parte, las componentes horizontales (i.e., longitudinal y transversal) tienden a ser constantes hasta que alcanzan una frecuencia de alrededor de 2.77 Hz a partir de la cual sus valores decrecen, esto está asociado al periodo fundamental del suelo (0.36 s). Para los sismos de interplaca de gran magnitud (i.e., M 6.9 a 7.7) se puede observar que las FTE son prácticamente iguales a 1 en frecuencias menores a 2, mientras que para el evento intraplaca y los eventos interplaca de baja a mediana magnitud (i.e., entre M 4.8 a 5.1) la variación cubre un rango más amplio de frecuencias.



(a)



(b)



(c)

Figura 2.45. Funciones de transferencia empíricas campo cercano/campo libre para las componentes (a) vertical, (b) longitudinal y (c) transversal.



2.9.3.2 *Cimentación/campo libre*

La Figura 2.46 presenta las FTE, cimentación/campo libre, las cuales son prácticamente iguales a uno hasta alcanzar una frecuencia de 2, a partir de la cual sus valores tienden a crecer exponencialmente. Esta frecuencia de 2 es igual a la del edificio (periodo de 0.5 s) por lo que podemos asociar este comportamiento a que el edificio amplifica su respuesta, incluida la cimentación. Esta tendencia es más evidente en las componentes horizontales, pero también se presentan en la dirección vertical. Asimismo, se puede observar que las FTE en las componentes horizontales no comparten la misma tendencia.

2.9.3.3 *Centro de la azotea/cimentación y Borde de la azotea/cimentación*

La Figura 2.47 presenta las FTE, centro de la azotea/cimentación, y la Figura 2.48 presenta las FTE, borde de la azotea/cimentación. Como se puede observar en el rango de interés (i.e., 2-2.77 Hz) se presenta una amplificación del movimiento sísmico. Asimismo, se pudo establecer que la presencia del túnel afecta la respuesta del edificio de una manera muy importante, lo cual es más evidente en la componente vertical (Figuras 2.47a y 2.48a), debido a que la FTE centro de la azotea/cimentación presenta un comportamiento más errático y con una diferente tendencia que la FTE borde de la azotea/cimentación. Este mismo efecto se puede observar en la componente transversal (Figuras 2.47b y 2.48b), en la que FTE borde de la azotea/cimentación presenta un comportamiento más errático una vez que alcanza su valor máximo, en un periodo de alrededor de 3.5 s. El hecho de que las FTE mencionadas no presentan esta variación en la dirección longitudinal (Figuras 2.47c y 2.48c) se debe a que el túnel tiene un mayor efecto en esta dirección, y por lo tanto ambos puntos (i.e., el centro y el borde de la azotea) tienen el mismo comportamiento.

Evidentemente, todas las FTE presentadas también están afectadas por los efectos de interacción suelo-edificio; sin embargo, se espera que estos sean menores debido a que los suelos en donde se desplanta el edificio son arenas limosas y limos arenosos muy densos y cementados. En una investigación adicional, se instrumentará un edificio cercano fuera de la zona de influencia del túnel para abordar este tema clave.

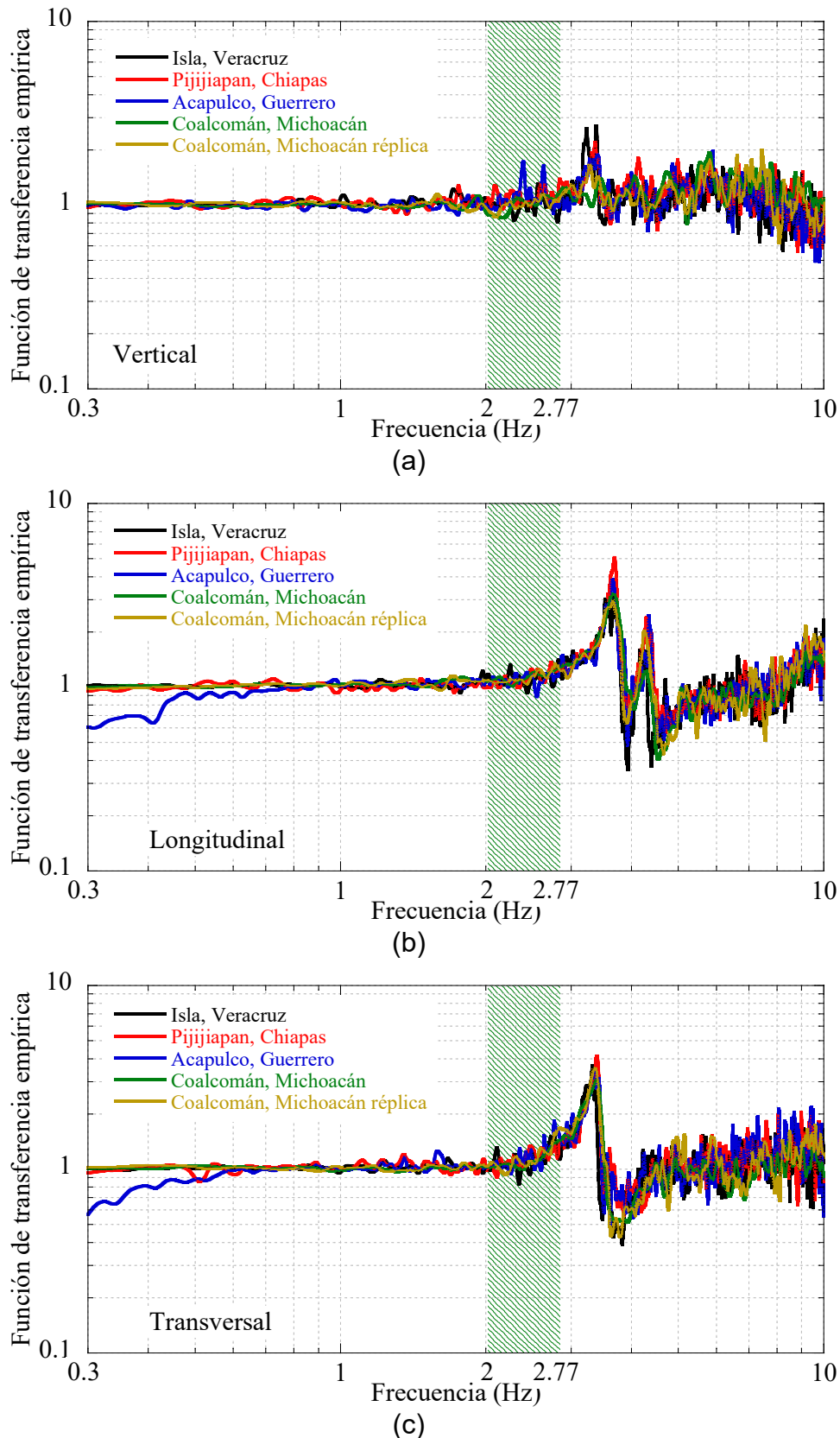
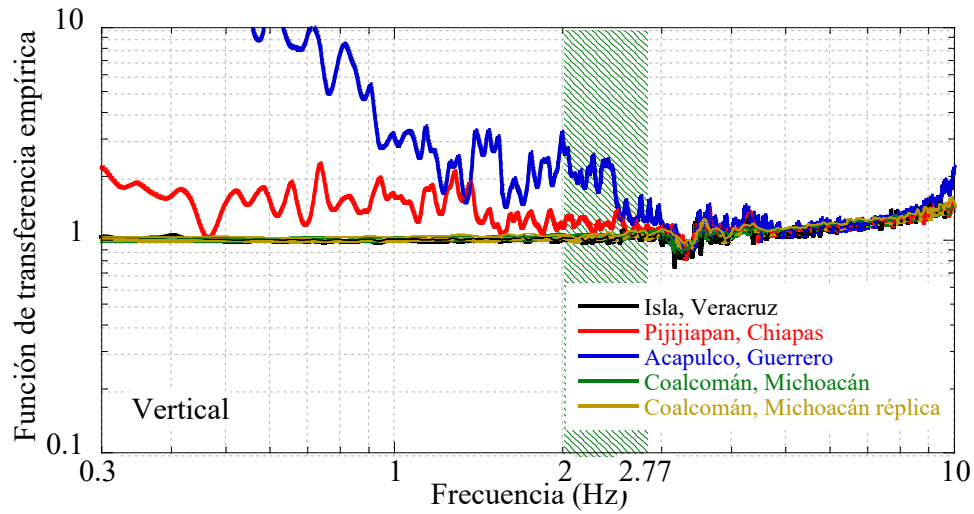
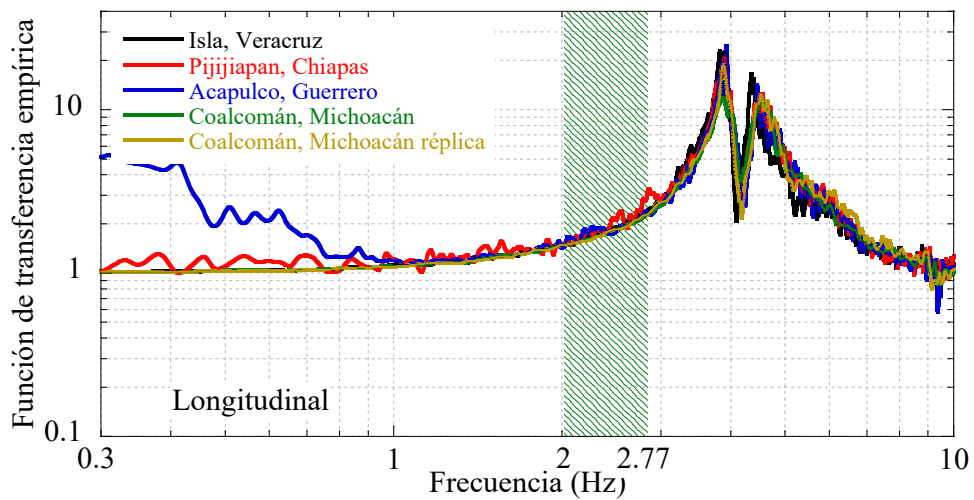


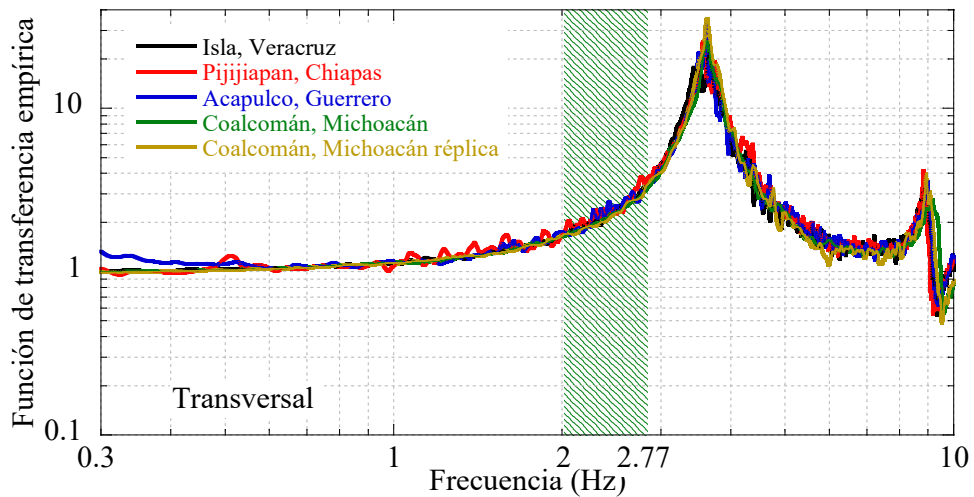
Figura 2.46. Funciones de transferencia empíricas cimentación/campo libre para las componentes (a) vertical, (b) longitudinal y (c) transversal.



(a)

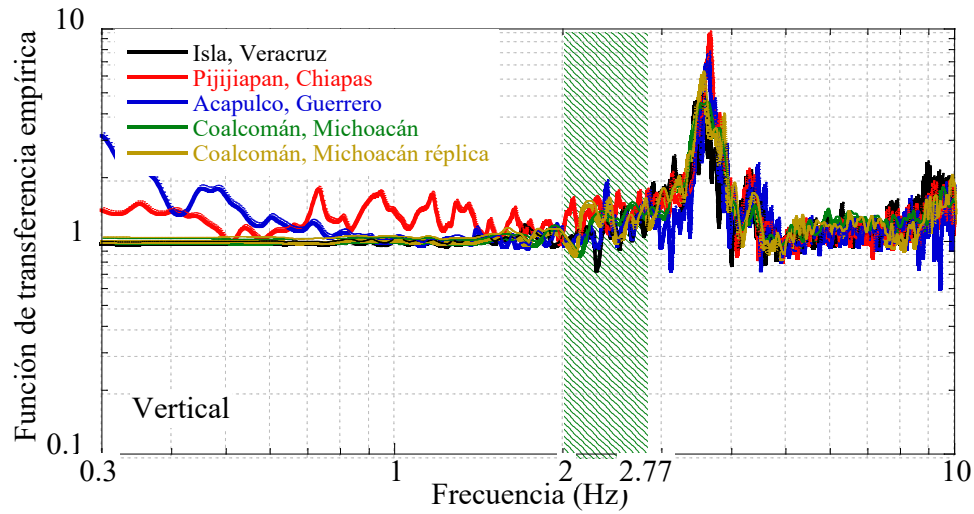


(b)

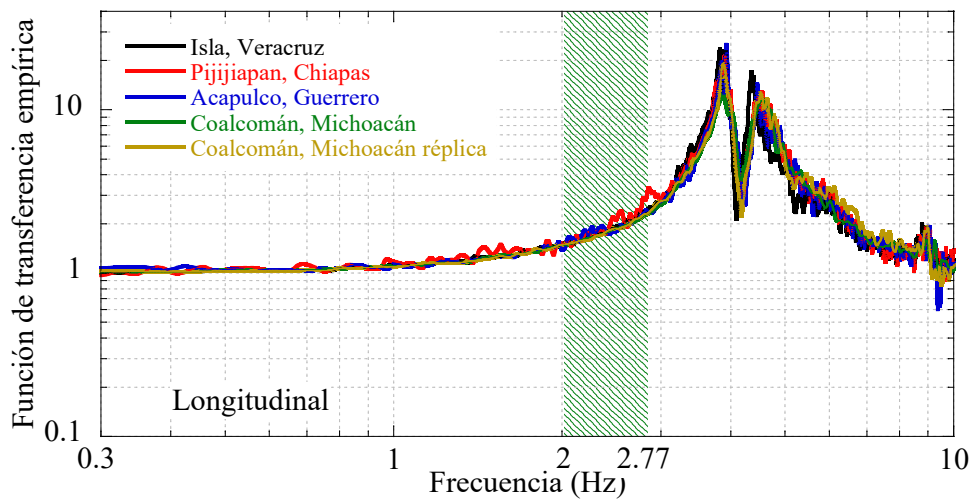


(c)

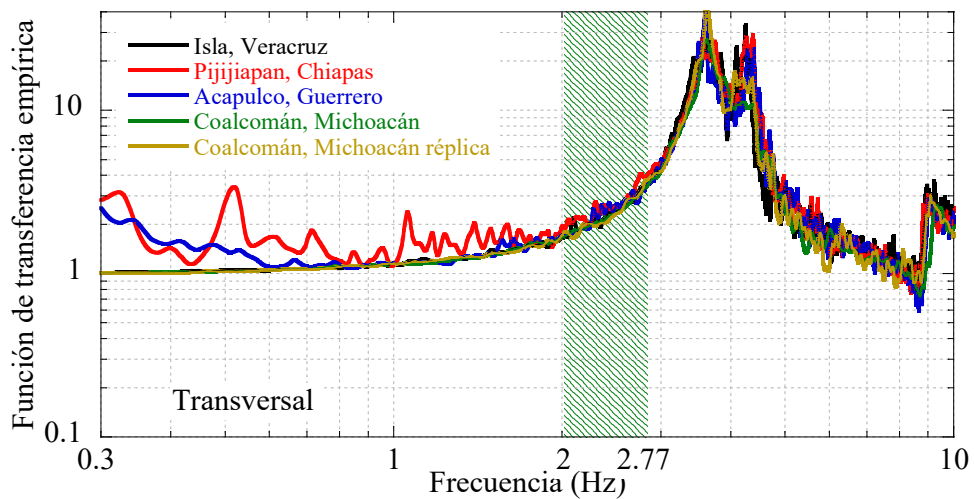
Figura 2.47. Funciones de transferencia empíricas centro de la azotea/cimentación para las componentes (a) vertical, (b) longitudinal y (c) transversal.



(a)



(b)



(c)

Figura 2.48. Funciones de transferencia empíricas borde de la azotea/cimentación para las componentes (a) vertical, (b) longitudinal y (c) transversal.



3 MODELACIÓN NUMÉRICA

Con el fin de estudiar más a fondo los efectos observados de la interacción dinámica túnel-suelo-edificio, se desarrollaron modelos tridimensionales de diferencias finitas con el programa FLAC^{3D} (Itasca, 2009). Los análisis llevados a cabo consideraron una base flexible en la parte inferior del modelo. La Figura 3.1 muestra el modelo numérico desarrollado para el análisis de la interacción sísmica túnel-suelo-edificio. Las fronteras de campo libre implementadas en FLAC^{3D} se utilizaron a lo largo de los bordes del modelo para evitar la reflexión de energía y representar las condiciones de campo libre. Se utilizó el modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb para simular la relación esfuerzo-deformación del suelo. Este modelo se consideró apropiado considerando el nivel de deformación (i.e. baja a media) que se espera que ocurra durante los eventos sísmicos debido a la resistencia de los suelos en los que se construye el túnel. El revestimiento primario se simuló utilizando elementos Shell. Por otra parte, el revestimiento secundario y el suelo se simularon con elementos sólidos. El modelo tiene un total de 385,334 elementos y 404,069 nodos. Desde el punto de vista del análisis sísmico, las dimensiones de los elementos se seleccionaron en función de la geometría y el tamaño tanto de los elementos estructurales como de los estratos del suelo. Sin embargo, como es bien sabido, la dispersión numérica de la onda de propagación puede ocurrir en un análisis dinámico en función de las condiciones del modelo. Por lo consiguiente, tanto el contenido de frecuencia de la onda de entrada como las características de velocidad de onda del sistema afectarán la exactitud numérica de la propagación de ondas. Para el caso estudiado, se consideró la recomendación proporcionada por Kuhlemeyer y Lysmer (1973), con respecto al tamaño del elemento espacial, Δl , para representar adecuadamente la propagación de ondas a través de los modelos numéricos empleados. Por lo tanto, Δl , se mantuvo menor a una quinta parte de la longitud de onda asociada con la componente de frecuencia más alta del movimiento de entrada que contiene energía apreciable, f_{max} (i.e., $\Delta l \leq \lambda/5$). La longitud de onda más corta, λ , se obtiene de $\lambda = V_s/f_{max}$. Para el problema en cuestión, la velocidad de onda de corte más pequeña V_s del sitio estudio en los estratos menos rígidos (i.e., los 10 m superiores del relleno fueron de 222 m/s, como se puede ver en la Figura 3.2, y la frecuencia significativa más alta de la excitación donde se concentra la energía es de alrededor de 1-10 Hz). Por lo tanto, λ

oscila aproximadamente entre 222 y 22 m. Por lo anterior, se consideró apropiado un Δl de 2.5 m. El amortiguamiento considerado para los elementos estructurales fue del 5%.

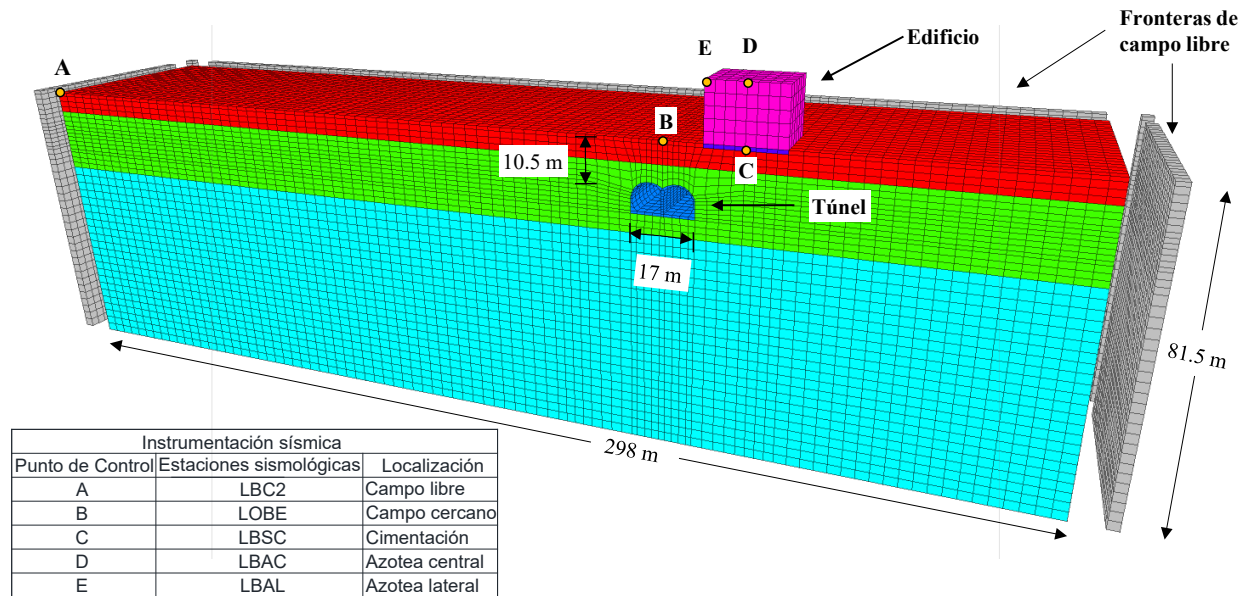


Figura 3.1. Modelo numérico.

3.1 Curvas de degradación del módulo de rigidez y de relación de amortiguamiento

El modelo histerético disponible en FLAC^{3D}, sig3, se utilizó para simular la degradación del módulo de rigidez y la variación de la relación de amortiguamiento durante la carga sísmica, y de esta manera simular las no linealidades del suelo. Este modelo considera un suelo ideal, donde los esfuerzos dependen solamente de la deformación angular y no del número de ciclos. Con estas suposiciones, una relación constitutiva incremental de la curva de degradación puede ser descrita por $\tau_n/\gamma = G/G_{max}$, donde τ_n es el esfuerzo cortante normalizado, γ es la deformación angular, y G/G_{max} es el módulo secante normalizado. El modelo sig3 se define de acuerdo con la Ecuación (3.1):

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{a}{1 + \exp\left(-\frac{L - x_0}{b}\right)} \quad 3.1$$

Donde L es el logaritmo de la deformación angular definido como: $L = \log_{10}(\gamma)$ y los parámetros a , b y x_0 , utilizados por el modelo sig3, se obtuvieron mediante un enfoque



iterativo en el que las curvas de degradación del módulo de rigidez obtenidas con la metodología propuesta por Darendeli y Stokoe (2001) se ajustaron con las ecuaciones del modelo sig3.

El amortiguamiento correspondiente se asigna directamente por el ciclo de histéresis durante la carga cíclica. Para los casos estudiados en este trabajo, los parámetros "a", "b" y x_0 varían de 1 a 1.01, -0.47 a -0.48 y de -1.15 a -1.65, respectivamente. El comportamiento no lineal del suelo está en función del nivel de deformación angular al que se somete, si es alto, conduce a una degradación significativa del módulo de rigidez al esfuerzo cortante y al aumento en la relación de amortiguamiento. Las Figuras 3.2 y 3.3 presentan la comparación entre las curvas de $G/G_{max}-\gamma$ y $\lambda-\gamma$ de obtenidas con metodología propuesta por Darendeli y Stokoe (2001) y las generadas con modelo sig3.

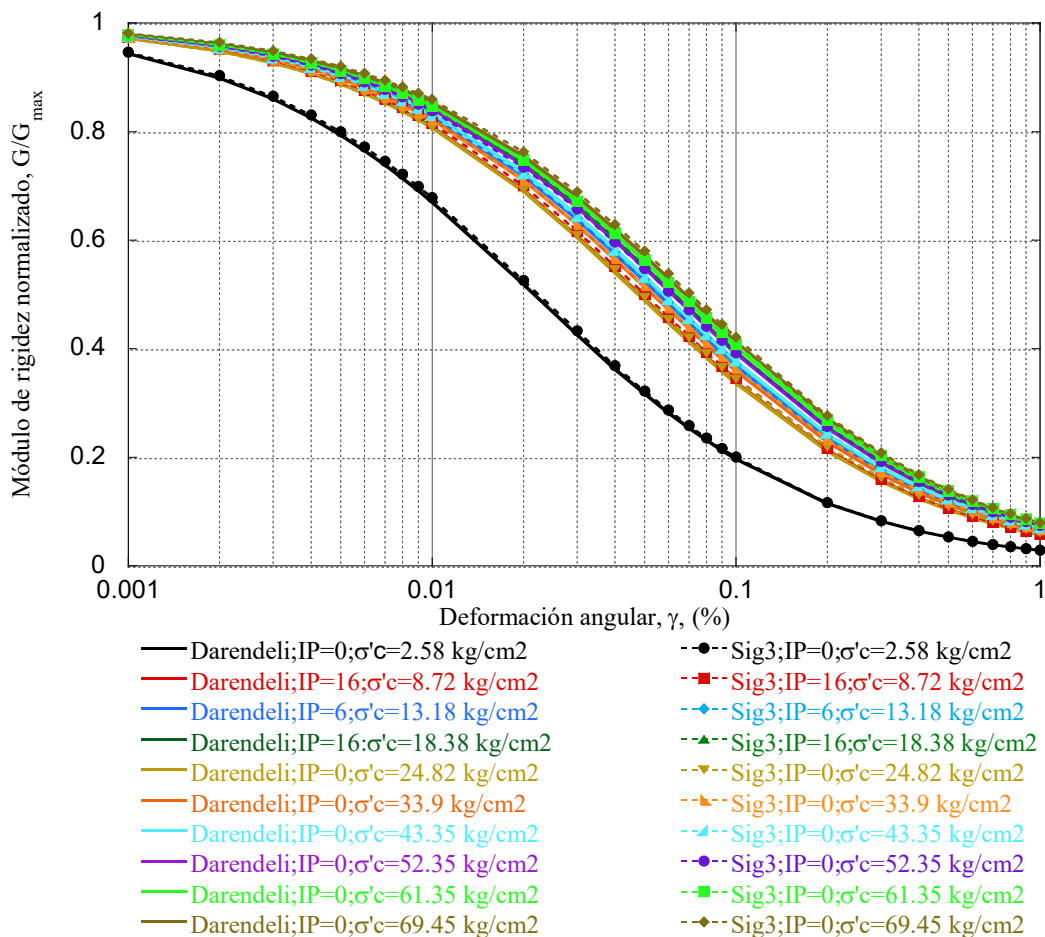


Figura 3.2. Módulo de rigidez normalizado.

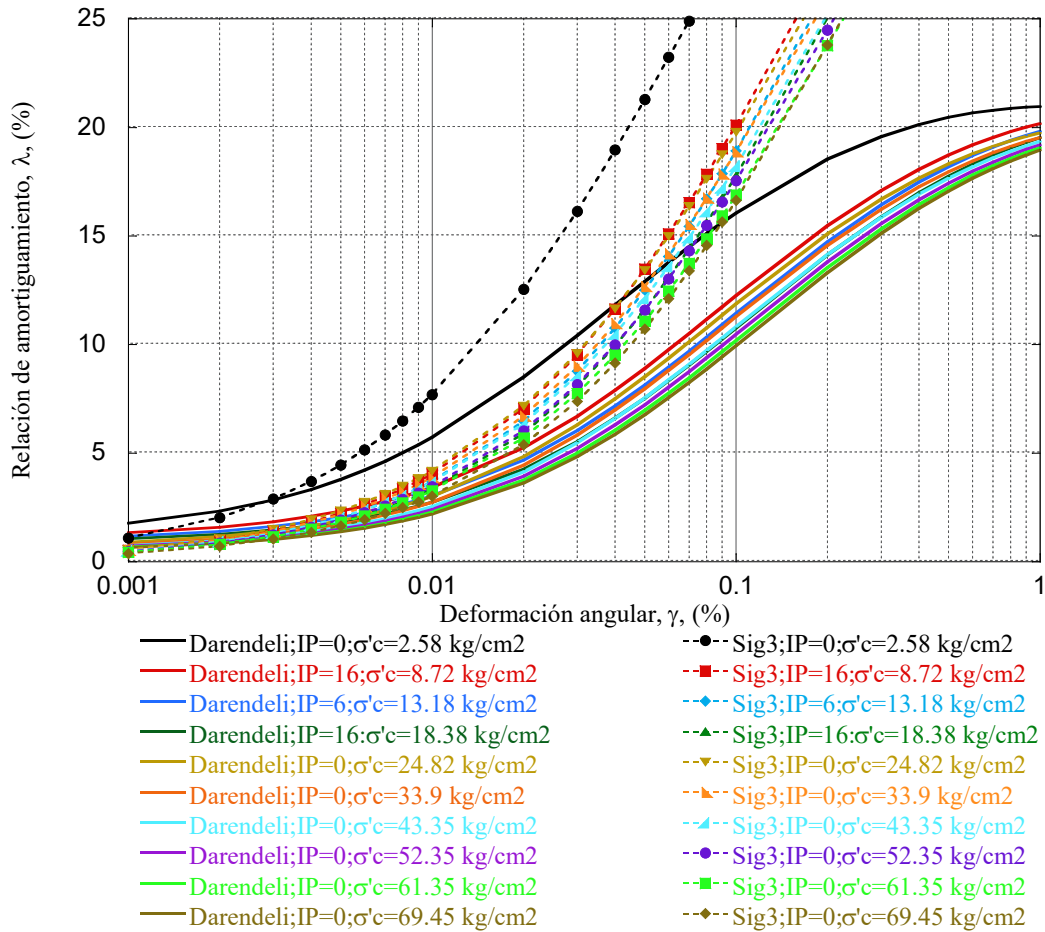


Figura 3.3. Relación de amortiguamiento.

3.2 Ambiente sísmico.

El ambiente sísmico del caso de estudio se caracterizó mediante los registros de la estación sísmica ubicada en campo libre, ya que no está afectada por la presencia del túnel. Como se había mencionado previamente, las estaciones que se encuentran en el edificio tienen una orientación diferente a la convencional (i.e. N90E y N00E), por lo que se utilizaron las proyecciones de los registros de la estación en campo libre para obtener las excitaciones del modelo. Debido a que los registros fueron medidos en la superficie, se deben deconvolver para obtener el movimiento a una profundidad igual al de la base del modelo desarrollado. Posteriormente, el movimiento se propaga a través del perfil de suelo idealizado, realizando un análisis determinista unidimensional, para verificar su validez. Tanto la deconvolución como la propagación del movimiento se realizaron con el programa SHAKE. La Figura 3.4 presenta la metodología empleada, y la Figura 3.5 la

comparación de los espectros de respuesta del movimiento registrado y del movimiento propagado (calculado).

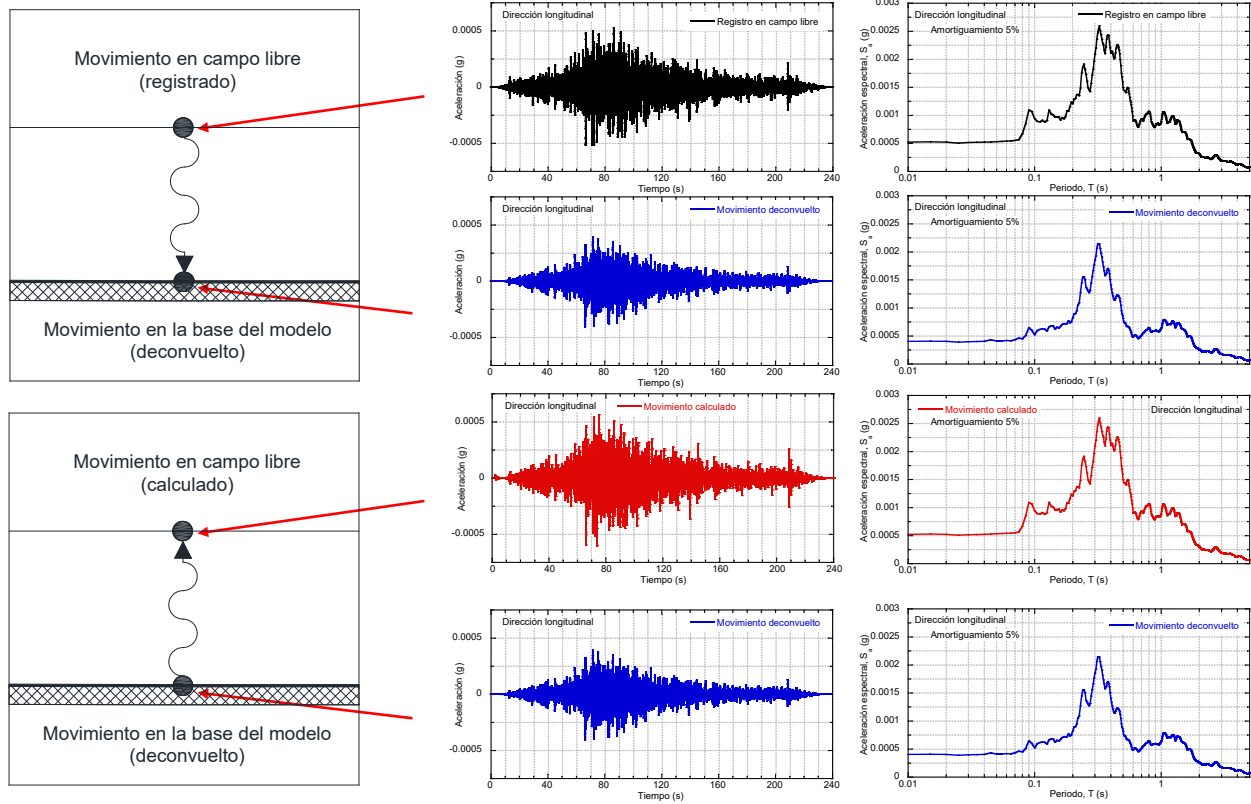


Figura 3.4. Obtención y validación de la excitación del modelo.

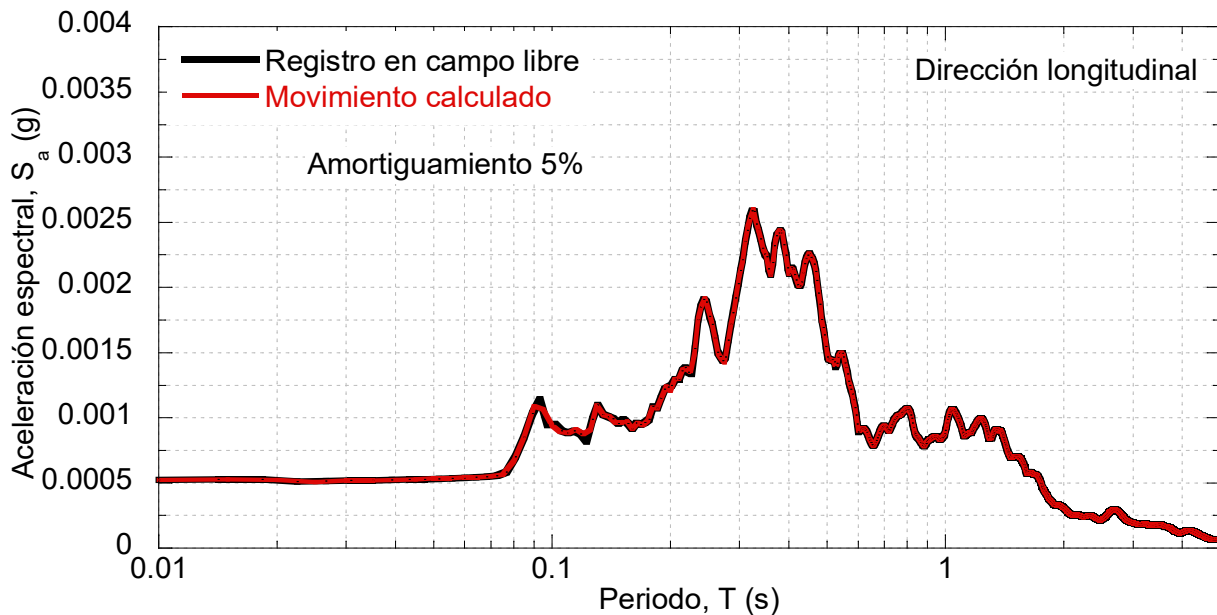


Figura 3.5. Espectros de respuesta del movimiento registrado y del movimiento calculado.



Debido al costo computacional (i.e. espacio y tiempo de cálculo), el análisis de interacción suelo-túnel-edificio, se llevó a cabo solo para dos eventos sísmicos, el intraplaca (Isla Veracruz) y el interplaca con mayor magnitud (Coalcomán Michoacán).

3.3 Resultados de los análisis

Las Figuras 3.6 y 3.7 presentan la comparación de los espectros de respuesta medidos y calculados para los sismos de Isla, Veracruz (intraplaca) y Coalcomán, Michoacán (interplaca). Como puede observarse, los resultados obtenidos en términos de espectros de respuesta con el modelo numérico presentan la misma tendencia que las mediciones. Aunque la simulación no es capaz de capturar el efecto túnel mostrado en el incremento S_a a altas frecuencias para el evento intraplaca en el campo cercano, estas frecuencias están asociadas a estructuras muy rígidas, por lo que se considera que el modelo numérico desarrollado tiene una buena capacidad predictiva. Este hecho se debe probablemente a la posible incertidumbre en cuanto al comportamiento dinámico, el cual es caracterizado por las curvas de degradación de módulo de rigidez y de relación de amortiguamiento. Asimismo, en la cimentación, especialmente en la dirección transversal, el modelo no fue capaz de capturar importantes incrementos de S_a en periodos cercanos al periodo fundamental del suelo (0.36 s), lo cual puede deberse a las incertidumbres asociadas al enfoque simplificado seguido para idealizar el edificio (i.e., como una viga de corte). Las Figuras 3.8 y 3.9 muestran la comparación de las funciones de transferencia empíricas para los mismos eventos sísmicos, en todas las FTE se resaltó el rango de frecuencias de interés, el cual se definió con el periodo fundamental del suelo, 0.36 s (2.77 Hz), y el periodo del edificio, 0.5 s (2 Hz). Como se puede observar, los resultados obtenidos tienen la misma tendencia que los calculados, en el rango de frecuencias de interés. Sin embargo, se presentan diferencias en la magnitud, lo cual puede estar asociado al amortiguamiento de la estructura, el cual se estima que debería ser menor y depender del nivel de deformación (i.e., ser no lineal). Asimismo, se pueden observar que las frecuencias máximas calculadas se presentan a frecuencias menores lo cual puede estar asociado a que el edificio modelado tiene una rigidez menor a la real. Para mejorar la capacidad predictiva del modelo, en futuras investigaciones se simulará el edificio con marcos tridimensionales y muros de corte.

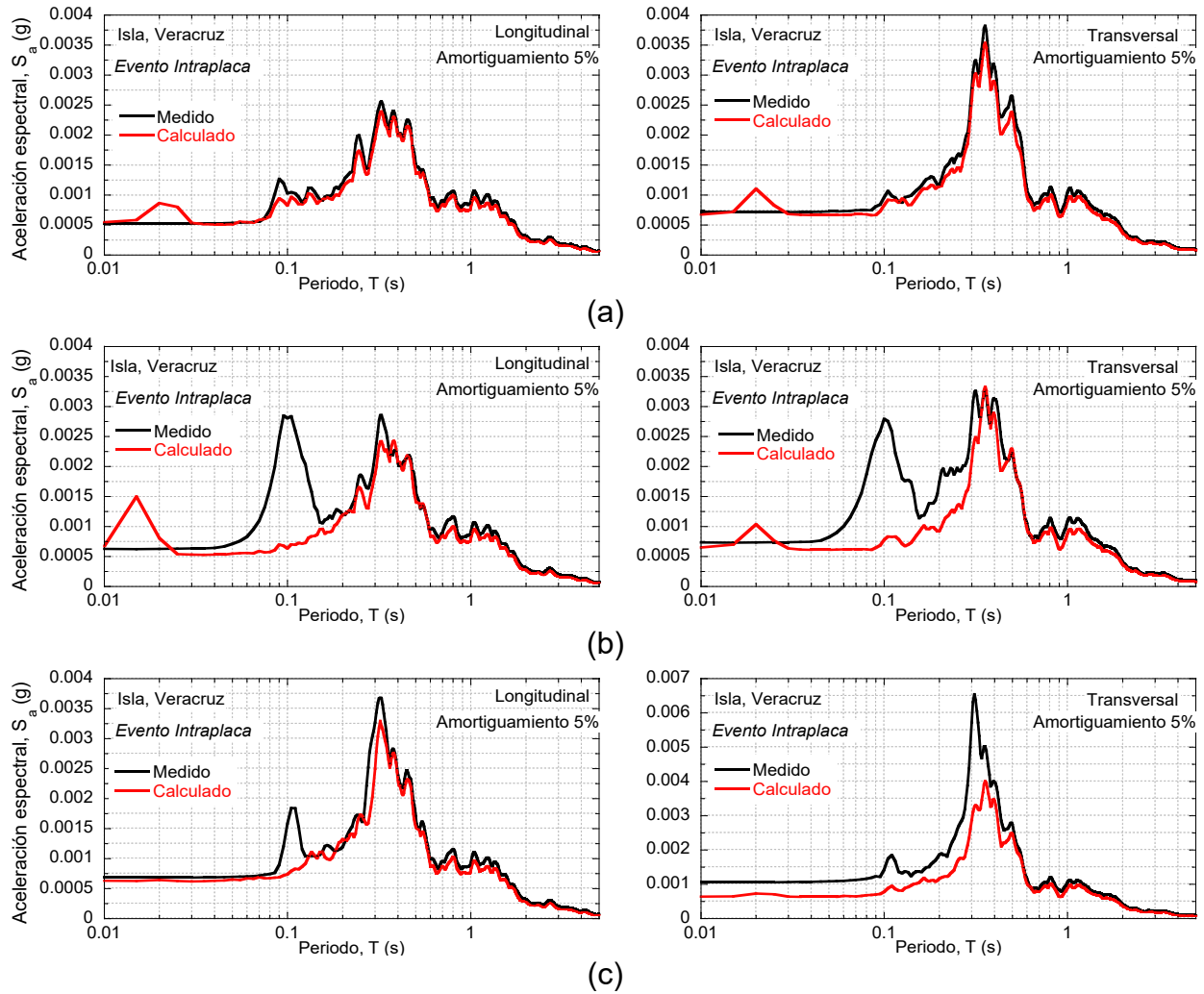


Figura 3.6. Espectros de respuesta medidos y calculados de las componentes longitudinales y transversales en (a) campo libre, (b) campo cercano y (c) cimentación para Isla, Veracruz.

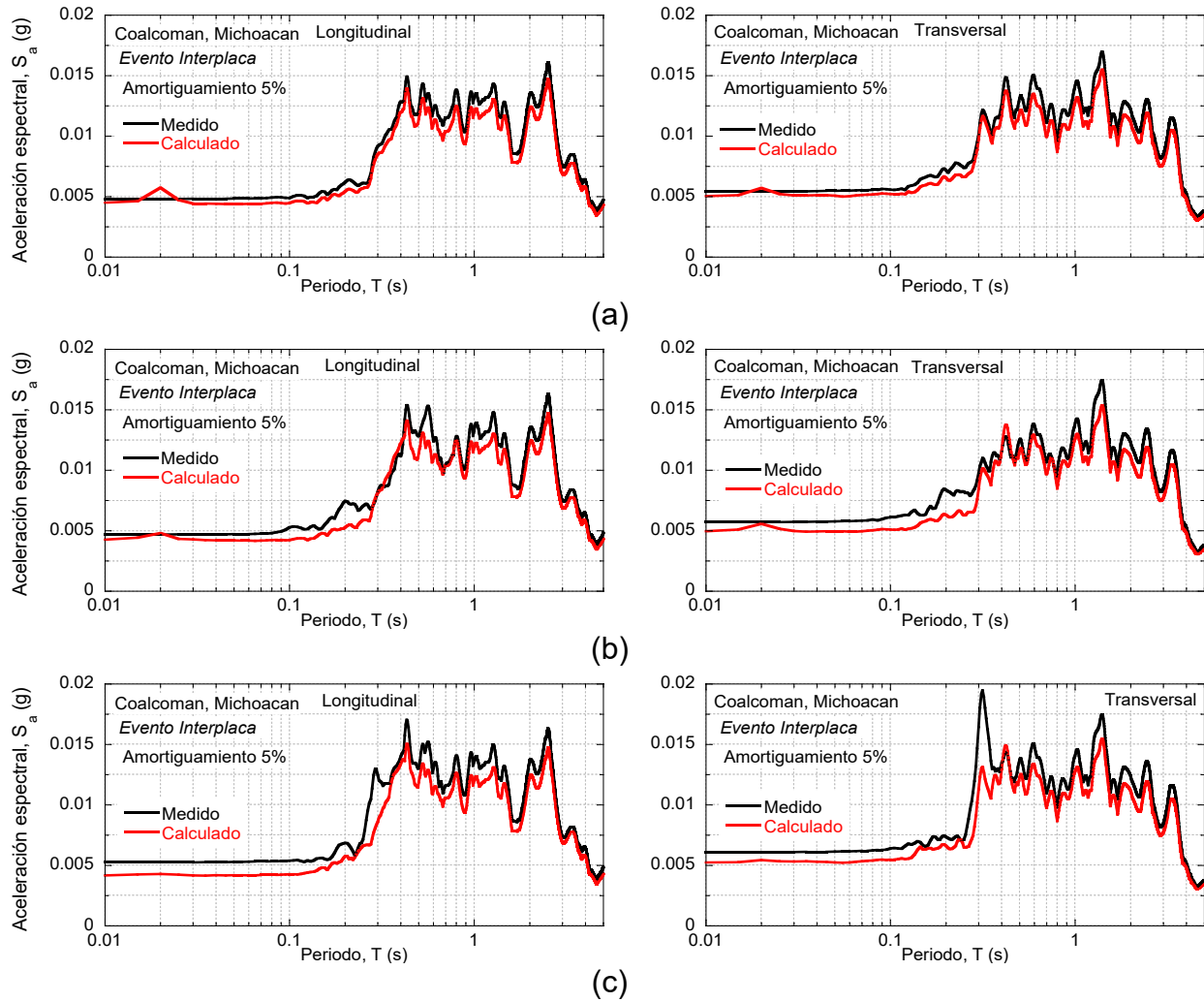


Figura 3.7. Espectros de respuesta medidos y calculados de las componentes longitudinales y transversales en (a) campo libre, (b) campo cercano y (c) cimentación para el sismo de Coalcomán, Michoacán.

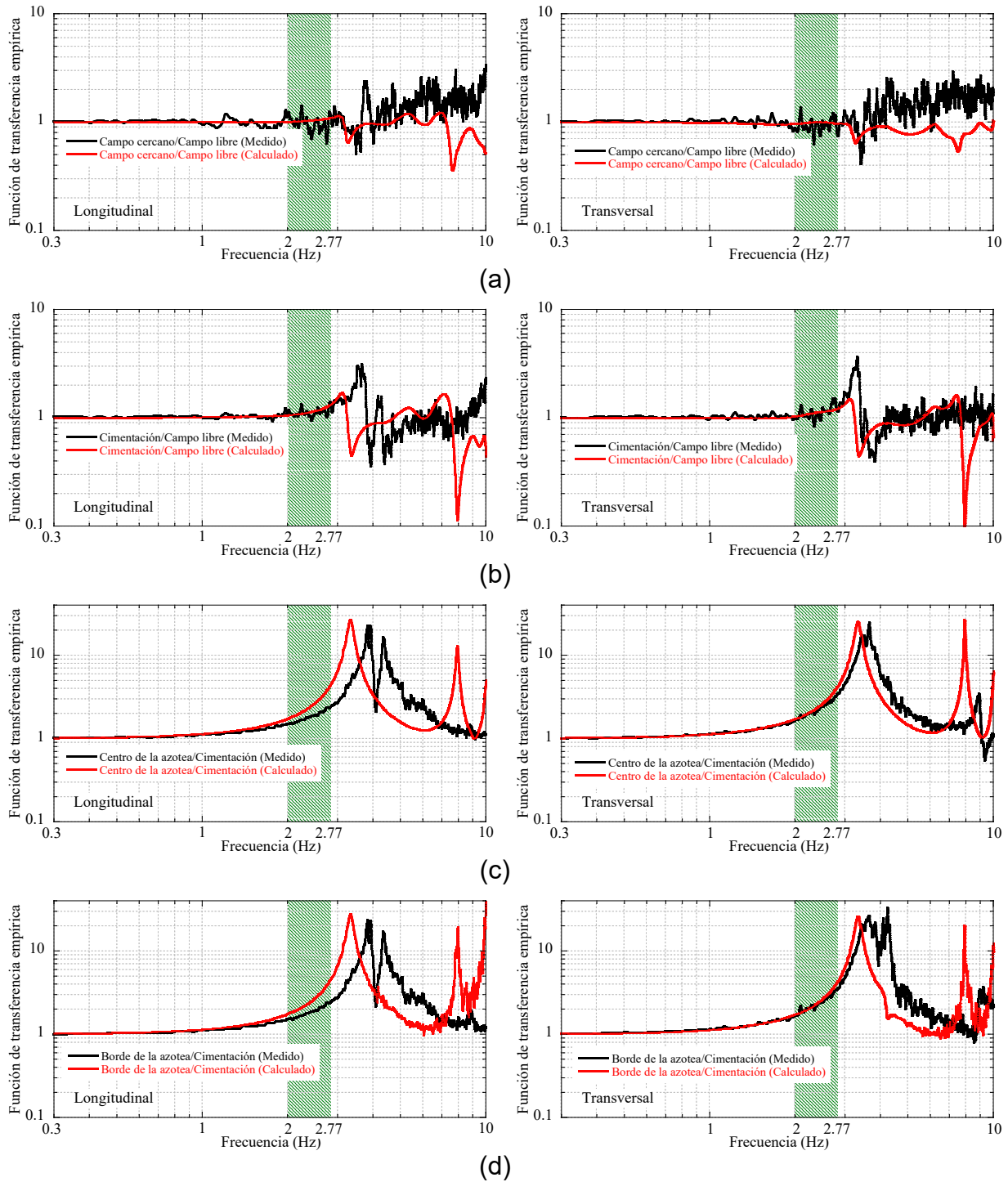
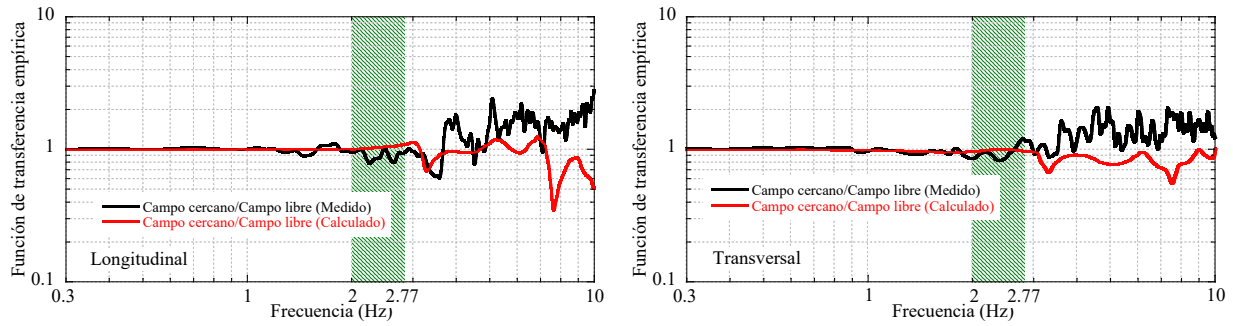
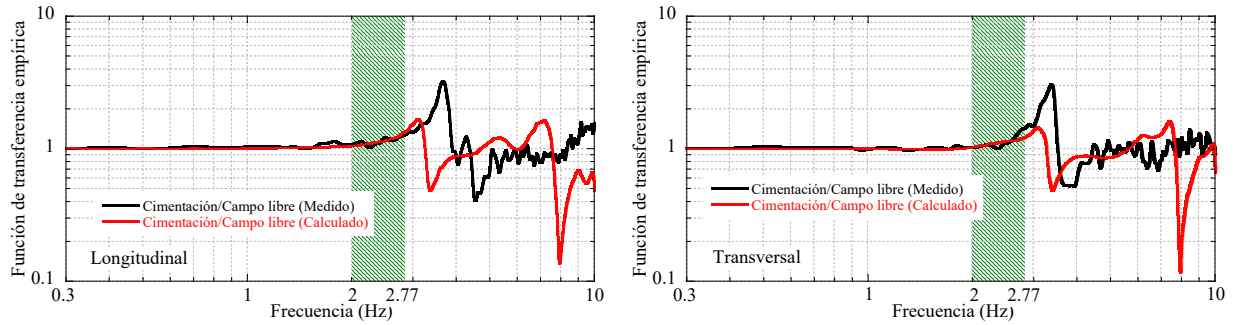


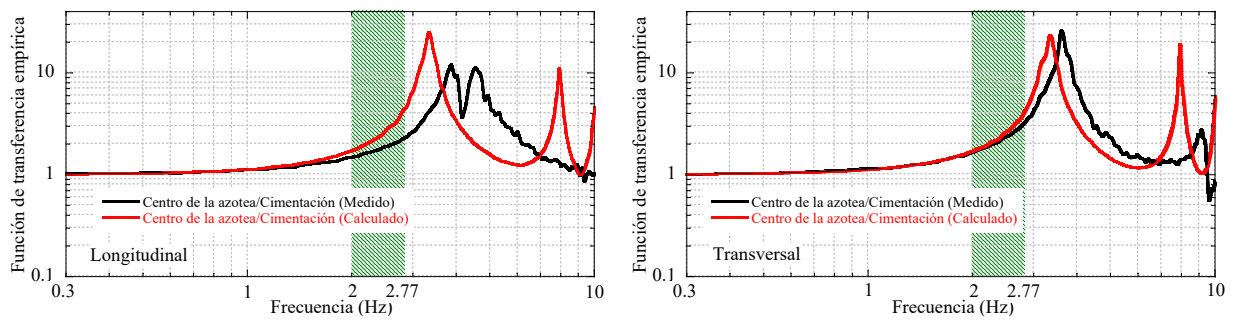
Figura 3.8. Funciones de transferencia empíricas medidas y calculadas para el sismo de Isla, Veracruz.



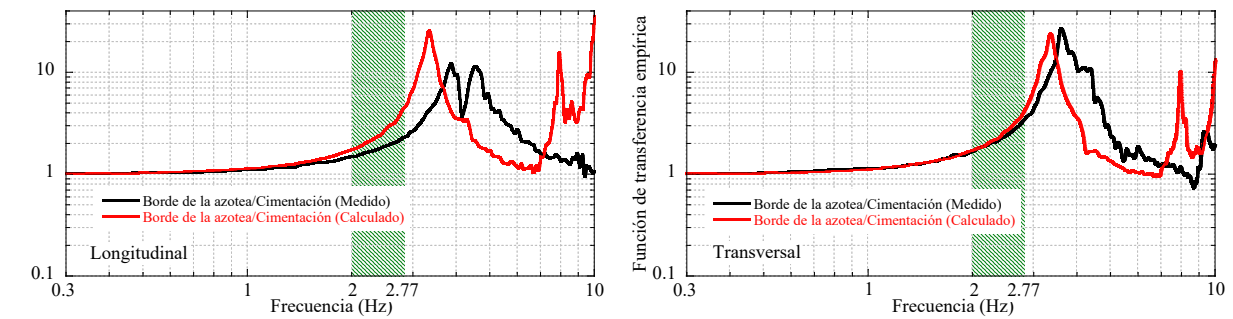
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.9. Funciones de transferencia empíricas medidas y calculadas para el sismo de Coalcomán, Michoacán.



4 Conclusiones

Este trabajo presenta los resultados obtenidos de la instrumentación sísmica de un sistema túnel-suelo-edificio en la Ciudad de México durante cinco sismos que incluyen eventos intraplaca y un evento interplaca. Se desplegó un arreglo de cinco acelerómetros en el sitio de estudio, para establecer la respuesta sísmica del campo libre, el campo cercano y el edificio. Se concluyó que, incluso en eventos de magnitud baja a media, la presencia del túnel conduce a: 1) la amplificación de la aceleración máxima del suelo, PGA, tanto en los componentes horizontales como en la vertical; 2) movimientos incoherentes del suelo; y 3) amplificaciones de las aceleraciones espectrales a altas frecuencias. La amplificación de la PGA alcanzó un valor de hasta 69% para eventos de magnitud baja a media. Aunque la amplificación de la pseudo aceleración, S_a , fue más significativa para el evento normal y para los eventos de subducción de magnitud baja a media, la modificación del contenido de frecuencias ocurre independientemente de la magnitud del sismo. Para el evento normal, la presencia del túnel modificó el contenido de frecuencias, lo que conduce a la migración del período predominante al rango de período bajo (i.e., 0.4-0.1 s). Esto puede aumentar potencialmente la demanda sísmica de estructuras rígidas de baja a mediana altura adyacentes al túnel. Para los sismos de subducción de magnitud baja a media (i.e., que van de M 4.8 a 5.1); el túnel condujo a una amplificación en las aceleraciones espectrales en el campo cercano de hasta el 60%. Interesantemente, para los sismos de subducción de alta magnitud (i.e., M 6.9 a 7.7), los cambios tanto en el contenido de frecuencia como en la amplitud de las aceleraciones espectrales fueron menores. Esto se debe a que la energía de la excitación se concentró en períodos alrededor de 2 s, el cual está lejos del período elástico fundamental del suelo (i.e., 0.36 s). Del mismo modo, la interacción sísmica túnel-suelo-edificio también fue importante para todos los eventos registrados, teniendo una clara amplificación del movimiento de campo libre en el campo cercano, la cimentación y la estructura para el rango de frecuencias de interés (es decir, de 2 Hz a 2.7 Hz).



5 Futuras investigaciones

Con el fin de evaluar la influencia del túnel en la respuesta del edificio, se realizará la instrumentación de un edificio cercano con las mismas características que el que está instrumentado actualmente, pero fuera de la zona de influencia del túnel. Asimismo, se llevará a cabo un levantamiento estructural del edificio instrumentado, con el fin de obtener todas sus características (i.e. elementos estructurales y modos de vibrar), para desarrollar un modelo numérico más exacto, y de esta manera mejorar su capacidad predictiva. Asimismo, se continuará recopilando información de la instrumentación desplegada con el fin de aumentar el catálogo de sismos para verificar y reforzar las hipótesis planteadas en este trabajo, y de estudiar la interacción túnel-suelo-edificio considerando sismos corticales.

6 Referencias

Abuhajar B, El Naggar H, Newson T. (2024). Effects of underground structures on amplification of seismic motion for sand with varying density. In: Proceedings of the 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 64th Canadian Geotechnical Conference, October 2-6, 2011, Toronto, Ontario, Canada

Alielahi H, Kamalian M, Adampira M. Seismic ground amplification by unlined tunnels subjected to vertically propagating SV and P waves using BEM. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 71 (2015) 63–79.

Amorosi A, Boldini D. (2009). Numerical modelling of the transverse dynamic behaviour of circular tunnels in clayey soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 29 (2009) 1059–1072.

Anand V, Kumar SR. (2018). Seismic Soil-structure Interaction: A State-of-the-Art Review. *Structures* 16 (2018) 317–326.

Baziar MH, Moghadam MR, Kim DS and Choo YW (2014) Effect of underground tunnel on the ground surface acceleration. *Tunnelling and Underground Space Technology* 44 (2014) 10–22



Besharat V, Davoodi M, Jafari MK. (2012). Effect of Underground Structures on Free-Field Ground Motion during Earthquakes. 15th World Conference on Earthquake Engineering 2012, Lisbon, Portugal.

Bolisetti C, Whittaker AS. (2015). Site Response, Soil-Structure Interaction and Structure-Soil-Structure Interaction for Performance Assessment of Buildings and Nuclear Structure. Technical Report MCEER-15-0002. June 15, 2015.

Celebi M. (1993a). Seismic Responses of Two Adjacent Buildings. I: Data and Analyses. Journal of Structural Engineering., 1993, 119(8): 2461-2476.

Celebi M. (1993b). Seismic Responses of Two Adjacent Buildings. II: Interaction. Journal of Structural Engineering., 1993, 119(8): 2477-2492.

Chen X, Zhang N, Gao Y, Dai D. (2019). Effects of a V-shaped canyon with a circular underground structure on surface ground motions under SH wave propagation. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol 127, 2019. 105830.

Cilingir U, Gopal SP. (2011). A model study on the effects of input motion on the seismic behaviour of tunnels. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 31 (2011) 452–462.

Darendeli M, Stokoe I (2001) Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. Geotechnical engineering report, GD01-12001, 27 August. Austin, TX: University of Texas at Austin.

De Barros FCP, Luco JE. (1993). Diffraction of obliquely incident waves by a cylindrical cavity embedded in a layered viscoelastic half-space. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 12 (1993) 159-171.

De Barros FCP, Luco JE. (1994). Dynamic displacements and stresses in the vicinity of a cylindrical cavity embedded in a half-space. Earthquake Engineering & Structural Dynamics Volume 23, Issue 3, Pages 321 - 340 March 1994.

Dikmen U. 2009. Statistical correlations of shear wave velocity and penetration resistance for soils. Journal of Geophysics and Engineering 6: 61-72.



Gazetas G, Mylonakis G. (2001). Soil-Structure Interaction Effects on Elastic and Inelastic Structures. International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. 3.

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 Journal of Construction, ISSN-e 0717-7925, Vol. 19, Nº. 2, 2020: 255-270

Hardin, B.O. y Drnevich, V.P., 1972. Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. SM6, June, pp. 603-624.

Hashash Y, Dashti S, Musgrove M, Gillis K, Walker M, Ellison K, Basarah Y. (2018). Influence of Tall Buildings on Seismic Response of Shallow Underground Structures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2018, 144(12): 04018097.

Hatzigeorgiou G, Beskos D. (2010). Soil–structure interaction effects on seismic inelastic analysis of 3-D tunnels. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 30 (2010) 851–861.

Imai T. 1977. P and S wave velocities of the ground in Japan. Proceeding of IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 2: 127-132.

Jabary RN, Madabhushi SPG. (2017). Structure-soil-structure interaction effects on structures retrofitted with tuned mass dampers. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 100 (2017) 301–315.

Kostoglodov V, Pacheco JF. (1999). Cien años de sismicidad en México. Instituto de Geofísica, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Kobori T, Minai R, Kusakabe K. (1973). Dynamical characteristics of soil–structure cross-interaction system I. Bulletin of the Disaster Prevention 1973;22(204): 111–151.

Kobori T, Minai R. (1974). Dynamical interaction of multiple structural systems on a soil medium. In: Proceedings of the fifth world conference on earthquake engineering. Rome, Italy; 1974. p. 2061–2071.



Kobori T, Minai R, Kusakabe K. (1977). Dynamical Cross-Interaction between two foundations. In Proceedings of the sixth world conference on earthquake engineering New Delhi, India, 1977. p. 1484-1489.

Kramer S, Stewart J. (2004). Geotechnical Aspects of Seismic Hazards. EARTHQUAKE ENGINEERING: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering. CRC Press LLC 2004, Boca Raton London New York Washington, D.C.

Lee TH, Wesley DA. (1973a). Soil-structure interaction of nuclear reactor structures considering through-soil coupling between adjacent structures. Nuclear Engineering and Design 24 (1973) 374-387. North Holland Publishing Company.

Lee TH, Wesley DA. (1973b). Influence of through-soil coupling between adjacent structure on seismic response of nuclear reactors. Second International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, September 10-14, 1973, Berlin, Germany.

Luco E, Contesse L. (1973). Dynamic Structure-Soil-Structure Interaction. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 63, No. 4, pp. 1289-1303. August 1973.

MacCalden PB. (1969). Transmission of Steady-State Vibrations Between Rigid Circular Foundations [PhD dissertation]. University of California, Los Angeles; 1969.

Manolis GD, Beskos DE. (1983). Dynamic response of lined tunnels by an isoparametric boundary element method. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 36 (1983) 291-307 North-Holland Publishing Company.

Manoogian ME, Lee VW. (1996). Diffraction of SH-waves by subsurface inclusions of arbitrary shape. Journal of Engineering Mechanics. Div. ASCE 122,123-129.

Mason HB, Trombetta NW, Chen Z, Bray JD, Hutchinson TC, Kutter BL. (2013). Seismic soil–foundation–structure interaction observed in geotechnical centrifuge experiments. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 48 (2013) 162–174.

Mayoral JM, Romo M and Osorio L (2008) Seismic parameters characterization at Texcoco Lake, Mexico. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 28: 507–521.

Mayoral JM, Ramírez JZ. (2011). Site response effects on an urban overpass. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 31(2011)849–855.



Mayoral JM, Castañón E, Alcantara L and Tepalcapa S (2016) Seismic response characterization of high plasticity clays. *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 84: 174–189.

Mayoral JM, Asimaki D, Tepalcapa S, Wood C, Roman A, Hutchinson T, Franke K and Montalva G (2019). Site effects in Mexico City Basin: Past and present. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 121: 369–382.

Mayoral JM, Mosqueda G. (2020). Seismic interaction of tunnel-building systems on soft clay. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 139 (2020) 106419.

Mayoral J.M., Mosqueda G., De La Rosa D. and Alcaraz M. (2020). Tunnel Performance during the Puebla-Mexico September 19, 2017. *Earthquake. Earthquake Spectra* (2020). *Earthquake Spectra* 2020, Vol. 36(S2) 288–313

Mayoral JM, Mosqueda G. (2021). Foundation enhancement for reducing tunnel-building seismic interaction on soft clay. *Tunnelling and Underground Space Technology* 115 (2021) 104016.

Mizuno H. (1980). Effects of structure-soil-structure Interaction during various excitations. In: *Proceedings of the seventh world conference on earthquake engineering Istanbul, Turkey, 1980*. p. 149-156

Moghadam MR, Baziar MH. Seismic ground motion amplification pattern induced by a subway tunnel: Shaking table testing and numerical simulation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 83 (2016)81–97.

Nakamura Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Rep. Railway Tech. Res. Inst., Jpn* 1989;30(1):2533.

NTCS-87, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, 1987 (noviembre).

NTCS-04, Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, octubre, 2004.

NTCS-20. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*.



Pitilakis K, Raptakis D, Lontzetidis KT, Vassilikou T, Jongmans D. (1999). S Geotechnical and geophysical description of Euro-Seistests, using field and laboratory tests, and moderate strong ground motions. *Journal of Earthquake Engineering* 3: 381-409.

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* 67 (2014) 1–15

Prodromos P. (2020). Impact of Tunnels and Underground Spaces on the Seismic Response of Overlying Structures. 10.5772/intechopen.89338

Qi S, Knappett JA. (2020). Influence of foundation type on seismic response of low-rise structures in liquefiable soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 128 (2020) 105786.

Romo MP, Barcena A. 1994. Dynamic soil-structure interaction of Mexico City (In Spanish). UNAM series 565

Shan Y, Cheng G, Gu X, Zhou S, Xiao F. (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 (2021) 104460.

Singh SK, Mena E, Castro R, Carmona C. (1988). Prediction of peak, horizontal ground motion parameters in Mexico City from coastal earthquakes. *Geofis. Int.* 27, 111–129.

Singh SK, Ordaz M, Pérez-Campos X, Iglesias A. (2015). Intraslab versus Interplate Earthquakes as Recorded in Mexico City: Implications for Seismic Hazard. *Earthquake Spectra*. 31 (2), 795–812.

Singh SK, Reinoso E, Arroyo D, Ordaz M, Cruz-Atienza V, Pérez-Campos X, Iglesias A, Hjörleifsdóttir V. (2018). Deadly Intraslab Mexico Earthquake of 19 September 2017 (Mw 7.1): Ground Motion and Damage Pattern in Mexico City. *Seismological Research Letters*. 89. 10.1785/0220180159.



Smerzini C, Avilés J, Paolucci R, Sánchez-Sesma FJ. (2009). Effect of underground cavities on surface earthquake ground motion under SH wave propagation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2009; 38:1441–1460.

Stamos A, Beskos D. (1996). 3-D seismic response analysis of long lined tunnels in half-space. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15 (1996), pp. 111-118

Suárez G, Jaimes MA. (2023). Estimation of Damage Scenarios in Mexico City Caused by Nearby Crustal Earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*. 113, 204–219, doi: 10.1785/0120220186

SSN. (2024). Catálogo de sismos. <http://www2.ssn.unam.mx:8080/catalogo/>. Ultimo acceso enero de 2024.

Triantafyllidis T. (1986). Dynamic stiffness of rigid rectangular foundations on the half-space. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1986;14(3):391–411.

Triantafyllidis T. (1987a). Some aspects of dynamic subsoil-coupling between circular and rectangular foundations. *Ground Motion and Engineering Seismology* 1987(44):259–275.

Triantafyllidis T, Prange B. (1987b). Dynamic subsoil-coupling between rigid, rectangular foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 1987;6(3):164–179.

Triantafyllidis T, Prange B. (1988). Rigid circular foundation: Dynamic effects of coupling to the half-space. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 1988;7(1):40–52.

Triantafyllidis T, Prange B. (1989a). Dynamic subsoil-coupling between rigid, circular foundations on the half-space. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 1989;8(1):9–22.

Triantafyllidis T, Neidhart T. (1989b). Diffraction effects between foundations due to incident Rayleigh waves. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1989;18: 815–836.

Trombetta NW, Mason HB, Chen Z, Hutchinson TC, Bray JD, Kutter BL. (2013). Nonlinear dynamic foundation and frame structure response observed in geotechnical centrifuge experiments.



Wang H, Lou M, Zhang R. (2017). Influence of presence of adjacent surface structure on seismic response of underground structure. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 100 (2017) 131–143.

Wang G, Yuan M, Yu M, Wu J, Wang Y. (2018). Experimental study on seismic response of underground tunnel-soil-surface structure interaction system. *Tunnelling and Underground Space Technology* 76 (2018) 145–159.

Warburton GB, Richardson JD, Webster JJ. (1971). Forced Vibrations of Two Masses on an Elastic Half Space. *Journal of Applied Mechanics* Mar 1971, 38(1): 148-156

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* 23 (2008) 300–307.

Yiouta-Mitra P, Kouretzis G, Bouckovalas G, Sofianos A. (2007). Effect of underground structures in earthquake resistant design of surface structures. In *Proceedings of Geo-Denver 2007, New Peaks in Geotechnics, Denver, Colorado, February 18-21, 2007.*

Yoo C, Abbas Q. (2021). Interaction between two-arch tunnel and pile supported bridge – An experimental investigation. *Tunnelling and Underground Space Technology* 112 (2021) 103869

Zeevaert L. 1973. *Foundation engineering for difficult conditions*. second ed. New York, N.Y. United States of America: Van Nostrand Reinhold Company.

Zúñiga FR, Suárez G. (2017). A first-order seismotectonic regionalization of Mexico for seismic hazard and risk estimation. *Journal of Seismology* 2017 (21), 1295–1322