



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA

**RESPUESTA SÍSMICA DE UN PASO VEHICULAR
ELEVADO CONSIDERANDO MOVIMIENTOS
INCOHERENTES DEL TERRENO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRA EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

P R E S E N T A :

ING. JENNY ZULAY RAMÍREZ CALDERÓN

TUTOR:

DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA



MÉXICO, D. F., DICIEMBRE DE 2010



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:	Dr. EULALIO JUÁREZ BADILLO
Secretario:	Dr. MIGUEL PEDRO ROMO ORGANISTA
Vocal:	Dr. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA
1 ^{er} . Suplente:	M. I. GABRIEL MORENO PECERO
2 ^{do} . Suplente:	Dr. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA



DEDICATORIA

A Dios, por darme la sabiduría y fortaleza cada día. A mis padres Raúl Ramírez y Yeny Calderón, en especial a mi madre, porque su compañía a la distancia y sus constantes oraciones me apoyaron sin cesar. A mi hermana Jessie Ramírez por sus palabras de ánimo. Y a mi mejor amiga, Silvia Carolina Herrera Hernández por cada día compartido y su apoyo incondicional durante esta etapa de mi vida.



AGRADECIMIENTOS

Al Instituto de Ingeniería, UNAM, que me brindó todas la facilidades para la realización de este trabajo de tesis, incorporándome como becario en el proyecto que llevó por título “Revisión de criterios de diseño geotécnico para la construcción del Viaducto Bicentenario, Estado de México.

Agradezco de manera especial, el apoyo, orientación y consejos brindados para la realización de este Trabajo de Grado y durante mi labor aquí en el Instituto de Ingeniería al Dr. Juan Manuel Mayoral Villa.

Por los aportes y comentarios a este trabajo y por sus enseñanzas para mi formación profesional, agradezco al Dr. Miguel Romo Organista, Dr. Rigoberto Rivera, al Dr. Eulalio Juárez Badillo, y al M.I. Gabriel Moreno Pecero.

A los ingenieros Raymundo Bravo, Raúl Verduzco y Arturo Padilla, por su colaboración y disponibilidad durante el proyecto Viaducto Bicentenario.

A mi hermana, Jessie Ramírez Calderón, porque desde lejos siempre tuvo una voz de aliento y una oración que elevar a Dios para mí.

A mis amigas y compañeras de casa en particular a Carito, Paulett, Conchis, Lili y Brenda por su apoyo y cariño durante mi estancia.

A mis compañeros del Instituto de Ingeniería, Francisco Flores y Luis Osorio, por la ayuda brindada para la realización de mi tesis y proyectos dentro de esta entidad.

A mis compañeros de Maestría, Marco Pérez, Gilberto Flores y Alfredo Coliente, con quienes compartí momentos muy agradables dentro y fuera del aula de clase.



ÍNDICE

RESUMEN	i
INTRODUCCIÓN	iii
OBJETIVO	iv
ALCANCES	v
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1. Principales factores que influyen en la variabilidad espacial de los movimientos del terreno	2
1.1.1. El paso y la dispersión de las ondas sísmicas	2
1.1.2. Características de los movimientos de entrada	3
1.1.3. Efectos de sitio	4
1.1.4. Interacción suelo-cimentación-estructura	7
1.1.5. Modificación del ambiente sísmico a causa de construcciones vecinas	8
2. CASO ESTUDIO: VIADUCTO BICENTENARIO	10
2.1. Descripción del proyecto	10
2.1.1. Ubicación del proyecto	10
2.1.2. Tipo de estructura	13
2.2. Condiciones del subsuelo	18
2.2.1. Campaña de exploración geotécnica	19
2.2.2. Campaña de exploración geodinámica	23
2.2.3. Campaña de exploración geofísica	31
2.2.4. Caracterización geotécnica y dinámica del subsuelo a lo largo del paso vehicular elevado	31
2.2.5. Condiciones del subsuelo de la sección crítica analizada	34
2.2.5.1 Estimación del perfil de velocidad de onda de cortante	35



2.3. Ambiente sísmico	41
3. MODELO NUMÉRICO	45
3.1. Descripción general del problema de interacción sísmica suelo-cimentación-estructura	45
3.2. Método de elemento finito, <i>QUAD4M</i>	50
3.2.1. Condiciones de frontera	52
3.2.2. Mecanismo de amortiguamiento	52
3.3. Método de diferencias finitas, <i>FLAC</i>	55
3.3.1. Condiciones de frontera	60
3.3.2. Mecanismo de amortiguamiento	65
3.4. Selección de parámetros para el área de estudio	67
3.4.1. Propiedades mecánicas	67
3.4.2. Velocidad de onda de cortante	67
3.4.3. Curvas de degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante y relación de amortiguamiento	68
3.5. Calibración en campo libre usando <i>QUAD4M</i> y <i>FLAC</i>	69
3.6. Modelo acoplado empleando diferencias finitas (<i>FLAC</i>)	71
3.6.1. Modelo del suelo	71
3.6.2. Modelo de la subestructura	71
3.6.3. Modelo de la superestructura	72
4. ANÁLISIS DE RESULTADOS	74
4.1. Ambiente sísmico ($M_w=8.2$)	74
4.1.1. Campo libre	74
4.1.2. Sistema suelo-cimentación-estructura	79
4.2. Ambiente sísmico ($M_w=8.7$)	83
4.2.1. Campo libre	83



4.2.2. Sistema suelo-cimentación-estructura	88
4.3. Casos de puentes instrumentados	92
4.4. Implicaciones en el diseño	104
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	106
REFERENCIAS	110



RESUMEN

La evaluación de los efectos de la variabilidad de los movimientos del terreno (*i.e.* movimientos incoherentes del terreno) en estructuras lineales, tales como puentes o pasos vehiculares elevados, es un paso clave durante la etapa de análisis y diseño (*e.g.* Chouw y Hao, 2005; Jeremic *et al.*, 2009). Las consecuencias de omitir estas evaluaciones pueden ser muy costosas, según las fallas que se han reportado durante eventos sísmicos recientes (*e.g.* Loma Prieta en 1989; Northridge en 1994; Kobe en 1995; Chi-Chi en 1999; y Maule-Chile en 2010). En particular, el estudio del comportamiento sísmico de pasos vehiculares elevados debe incluir la determinación de los movimientos del terreno a lo largo de la estructura, con objeto de revisar que las componentes transversal y longitudinal de los desplazamientos relativos en los apoyos y las vigas centrales puedan ser reducidas y se eviten posibles daños o el colapso. La variabilidad espacial de los movimientos del terreno a lo largo de una estructura lineal de gran longitud depende de varios factores interrelacionados, entre los que destacan: el paso y la dispersión de las ondas sísmicas de arribo, los efectos de sitio, las características de la excitación, la geometría de la estructura y su cimentación y la interacción suelo-cimentación-estructura. En zonas urbanas densamente pobladas y con alto riesgo sísmico, la evaluación de estos efectos es de suma importancia; éste es el caso de la Ciudad de México, la cual fue severamente afectada por el sismo de Michoacán ($M_w=8.1$) el 19 de septiembre de 1985.

En la presente tesis, se presenta la evaluación de los efectos de la variabilidad de los movimientos del terreno en la respuesta sísmica de un paso vehicular elevado, debido a cambios rápidos en las condiciones del subsuelo, para lo cual se realizó un modelo de diferencias finitas bidimensional de un tramo de siete apoyos críticos (S-1 a S-7) empleando el programa *FLAC* (Itasca, 2005). Para evaluar el comportamiento de la estructura ante movimientos sísmicos con diferentes niveles de intensidad, se definieron dos escenarios sísmicos: El primero, correspondiente al sismo del 19 de septiembre de 1985, con una magnitud $M_w=8.2$, y el segundo al de un evento sísmico hipotético de $M_w=8.7$; ambos cuyo epicentro tendría lugar en la zona de subducción de México. Adicionalmente, se analizaron los efectos de interacción suelo-cimentación-estructura en el comportamiento dinámico de la estructura. La respuesta sísmica del paso vehicular elevado



fue obtenida en términos de aceleraciones espectrales en la cimentación y la superestructura. Se calcularon los desplazamientos relativos en las trabes para evaluar el comportamiento global de la estructura durante los dos eventos sísmicos previamente definidos. Finalmente, se discuten los resultados obtenidos, comparándolos con aquellos registrados en puentes instrumentados durante sismos recientes.

El modelo de *FLAC* incluye el campo libre, la cimentación de los apoyos y la superestructura. La respuesta en campo libre obtenida con *FLAC* se calibró con la calculada mediante un modelo de elemento finito desarrollado con el programa *QUAD4M* (Hudson, 1994) empleando propiedades lineales equivalentes, encontrándose gran similitud entre ambos modelos. Las curvas de degradación del módulo de rigidez normalizadas, $G/G_{\text{máx}}$, y amortiguamiento, λ , se determinaron a partir del esfuerzo de confinamiento y las propiedades índice.

Para estimar la velocidad de onda de cortante, V_s , de los suelos, se utilizaron expresiones sugeridas por diferentes autores, en función del número de golpes de las pruebas de penetración estándar, SPT, ya que las pruebas de cross hole realizadas fueron insuficientes para caracterizar los depósitos aluviales presentes en el sitio de estudio; para conocer la distribución de la velocidad de onda de cortante con la profundidad de la Formación Tarango, se realizó un análisis estadístico para desarrollar ecuaciones que permitieran la estimación adecuada de la V_s de estos geomateriales.



INTRODUCCIÓN

Durante las últimas décadas, el Distrito Federal ha vivido un crecimiento expansivo hacia las delegaciones del poniente, oriente y sur; y en mayor medida hacia los municipios del Estado de México. La necesidad de crear corredores viales que permitan un menor tiempo de movilidad a las personas, entre las arterias Norte–Sur y Poniente–Oriente ha obligado a un intenso desarrollo de la red vial y del sistema de transporte de la ciudad. El programa integral de movilidad del Valle de México en sentido Norte–Sur, mismo que incluye diversas vías de transporte público y particular, consiste en una serie de pasos elevados interconectados en los que se destacan el Viaducto Bicentenario, el Distribuidor Vial San Antonio y los segundos pisos del Periférico Norte y Sur.

Un diseño apropiado de este tipo de estructuras de gran longitud requiere la evaluación de los efectos de la variabilidad espacial de los movimientos del terreno a lo largo de las mismas (Jeremic *et al.*, 2009; Chouw y Hao, 2005; Loy y Zerva, 2005; Dumanoglu y Soluk, 2003), con el objetivo de cuantificar las componentes transversal y longitudinal de los desplazamientos relativos entre los apoyos, evitar los daños y el colapso. Estos análisis son de gran importancia especialmente en zonas urbanas con un alto riesgo sísmico. Un caso documentado reciente fue el acontecido el 27 de Febrero de 2010 en Maule-Chile ($M_w=8.8$), el cual provocó daños significativos en la dirección transversal y longitudinal en puentes (Bray y Frost, 2010; Yashinsky *et al.*, 2010).

El 19 de septiembre de 1985, se produjo un sismo de magnitud de momento, $M_w=8.1$, en la zona de subducción que se encuentra paralela a la costa mexicana del océano Pacífico. Las consecuencias de este terremoto en las construcciones sobre suelo blando en la Ciudad de México, aproximadamente a 400 km de distancia epicentral, fueron enormes y constituyen el peor desastre sísmico en la historia de México. A la luz de estos daños, se llevaron a cabo investigaciones de recopilación de sismos históricos y estudios de futuros sismos a ocurrir en la zona de subducción de México o brecha sísmica de Guerrero, para predecir las repercusiones que tendría un evento telúrico de magnitud similar o mayor al registrado en 1985. Ordaz *et al.* (1993) realizaron análisis estadísticos de la ocurrencia de sismos en la zona de subducción en las costas del Pacífico de México, concluyendo que un evento de magnitud M_w entre 8.1 a 8.3 podría ocurrir en la brecha sísmica de Guerrero. Suárez y



Albini (2009) reportan un sismo de $M_w=8.6$ sobre las costas del estado de Oaxaca ocurrido el 28 de marzo de 1787, con una superficie de ruptura de longitud igual a 450 km; asemejándose a las condiciones tectónicas que han sido encontradas en la zona de subducción de Colombia-Ecuador donde un evento sísmico de $M_w = 8.8$, con una superficie de ruptura de 500 km de longitud, sucedió en 1906 (White *et al.*, 2003).

Siendo conscientes del riesgo sísmico de la Ciudad de México, numerosos autores han intentado explicar el comportamiento de las arcillas blandas de la Zona de Lago del Valle de México dadas las enormes amplificaciones del movimiento del sismo del 19 de septiembre de 1985, sin embargo, la Zona de Lomas ha sido escasamente estudiada. Esta área se caracteriza por la presencia de formaciones rocosas y/o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o arcillas de consistencia media.

Por tanto, dada la importancia estratégica que tiene la construcción de la red vial elevada en el descongestionamiento del tráfico en la Ciudad de México y áreas conurbanas aledañas, es importante que se realicen estudios detallados del comportamiento sísmico de los pasos vehiculares elevados que actualmente se construyen considerando movimientos incoherentes del terreno.

OBJETIVO

Evaluar los efectos de la variabilidad espacial de los movimientos del terreno en la respuesta sísmica de un paso vehicular elevado debido al cambio rápido en las condiciones del subsuelo, usando un modelo bidimensional de diferencias finitas.



ALCANCES

Los alcances de esta tesis incluyen:

- Recopilación de la información geotécnica realizada para la construcción del paso vehicular elevado analizado
- Caracterización geotécnica y dinámica del perfil de suelo estudiado
- Obtención de las excitaciones sísmica de diseño
- Desarrollo de un modelo de elemento finito mediante el programa *QUAD4M* para obtener las propiedades lineales equivalentes con el fin de considerar el comportamiento no lineal del suelo y calibrar el modelo de diferencias finitas bidimensional elaborado con *FLAC*.
- Desarrollo de un modelo de diferencias finitas bidimensional para evaluar la respuesta sísmica de un paso vehicular elevado, investigando si los movimientos incoherentes pueden producir desplazamientos relativos entre apoyos consecutivos del tal magnitud que pudieran inducir daño estructural en el tramo del paso vehicular elevado, y considerando dos sismos, uno de magnitud $M_w=8.2$ y otro de 8.7, generados en la brecha de Guerrero.



1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El gran número de fallas en puentes, viaductos y pasos elevados durante eventos sísmicos reportados en la literatura técnica (Housner, 1990; Zelinski, 1994; Pestana *et al.*, 2002; Bray y Frost, 2010; Yashinsky *et al.*, 2010) demuestran que obviar la evaluación de la incoherencia de los movimientos del terreno y sus efectos en el comportamiento de estructuras lineales, puede causar daños catastróficos en este tipos de estructuras, especialmente porque dado la gran extensión de éstas es muy probable encontrar cambios rápidos en las condiciones del subsuelo (Athanasopoulos *et al.*, 1999; Safak, 2001; Dumanoglu y Soyluk, 2003). Sin embargo, los complejos patrones de comportamiento de una estructura ante la variabilidad espacial de los movimientos del terreno son difíciles de predecir porque no sólo dependen de las condiciones de sitio, sino también de el paso de la onda sísmica (*e.g.* Liao y Li, 2002; Laouami y Labbe, 2001; Kahan *et al.*, 1996; Abrahamson *et al.*, 1991), la dispersión de las ondas de arribo (Kiureghian, 1996; Toksov *et al.*, 1991; Wu *et al.*, 2000), las características de la excitación de entrada (Meng, 2007; Bolt, 2004) y la interacción suelo-cimentación-estructura (Chouw y Hao, 2005; Jeremic *et al.*, 2009). Además, en zonas urbanas densas como la Ciudad de México, los patrones de las ondas de arribo pueden ser modificados, debido a su interacción con ondas irradiándose desde los sistemas suelo-cimentación vecinos (Chávez y Cárdenas, 2002; Gueguen *et al.*, 2002).

Diversos autores han analizado la variabilidad de los movimientos del terreno en la respuesta sísmica de puentes con modelos numéricos desacoplados que incluyen únicamente la estructura; es decir, considerando la incoherencia de los movimientos del terreno en los movimientos de entrada aplicados a ésta, sin modelar el depósito de suelo (Zerva, 1991; Rasseem *et al.*, 1996; Saadeghvaziri *et al.*, 2000; Dumanoglu y Soluk, 2003; Lou y Zerva, 2005; Zhang *et al.*, 2009). Sin embargo, los análisis que incluyen tanto el campo libre, la cimentación y la superestructura han sido actualmente propuestos para evaluar la respuesta dinámica de puentes o pasos vehiculares elevados sujetos a movimientos no uniformes del terreno, mediante el uso de modelos de elemento finito (Yang, 2003; Elgamal *et al.*, 2008) y diferencias finitas (Jeremic *et al.*, 2009). Estas herramientas, han sido en ocasiones calibradas con los resultados de la instrumentación de

estructuras a escala natural (Bessason y Haflidason, 2004; Mayoral *et al.*, 2009; Mayoral *et al.*, 2010).

1.1 Principales factores que influyen en la variabilidad espacial de los movimientos del terreno

1.1.1 El paso y la dispersión de las ondas sísmicas

Muchos de los procedimientos que se llevan a cabo en la práctica para los estudios de respuesta de sitio predicen la respuesta del depósito de suelo debido únicamente a la propagación vertical de ondas de cortante. Sin embargo, los efectos del paso de las ondas sísmicas y la dispersión de éstas en la superficie del terreno requieren de un análisis más complejo.

A pesar de que hace algunas décadas atrás, se han realizado análisis de respuesta de sitio considerando las componentes horizontales y verticales de las ondas de cortante y las ondas de compresión, con diferentes ángulos de incidencia, éstos no han sido extensamente utilizados. No obstante, considerar la propagación del conjunto de ondas de cuerpo en la dirección horizontal provoca que los movimientos a lo largo de un plano paralelo a la propagación (*i.e.* superficie del terreno natural) se desfasen entre puntos que se encuentran ubicados a pocos metros de distancia, exhibiendo una variabilidad espacial a lo largo de este plano, no sólo en fase sino también en amplitud. Este retraso de la llegada de la onda en puntos es conocido como efecto del paso de la onda, el cual se evidenció durante el sismo de Michoacán de 1985, donde los movimientos a lo largo del Valle de México mostraron diferencias no sólo en la aceleración máxima del terreno sino también en su contenido de frecuencia y duración.

Por otro lado, diversos autores han estudiado y demostrado que las ondas que se propagan desde las costas del Pacífico hacia la Ciudad de México sufren considerablemente menos atenuación con respecto a las que se propagan en otras direcciones o inclusive a lo largo de la ribera del Pacífico, especialmente para frecuencias entre 0.2 Hz y 0.5 Hz (Chávez *et al.*, 1994; Singh *et al.*, 1988). Los estudios de Houston y Kanamromi (1986) indican que las altas aceleraciones en la Ciudad de México fueron el resultado de la extensa duración del sismo. Ordaz y Singh (1992) consideran que la amplificación en la zona firme del Valle de



México con respecto a un terreno firme de la Costa del Pacífico, fue producida por la presencia de las rocas sedimentarias del Cretácico que sobreyacen a rocas ígneas más competentes. Cárdenas *et al.*, (1994) y Gutiérrez y Singh (1988) contraponen esta propuesta, por una más realista que está relacionada con las grandes heterogeneidades laterales de la corteza terrestre, dispuesta oblicuamente desde la zona de subducción o brecha de Guerrero hacia la Ciudad de México. Chávez-García *et al.*, (1994) coinciden con esta hipótesis, agregando que la propia heterogeneidad de la corteza, dio origen a la generación de ondas de superficie adicionales. Este efecto es conocido como efecto de dispersión de las ondas sísmicas. Este campo complejo de ondas constituye la excitación de las capas blandas de suelo que afectan al movimiento de la superficie, este último conocido como efecto de sitio. Existen una gran variedad de procedimientos para analizar la respuesta de depósitos de suelo que consideran campos de ondas sísmicas de diversa complejidad, pero este tema está fuera del alcance de la tesis.

1.1.2 Características de los movimientos de entrada

Uno de los principales problemas en la ingeniería sísmica es la definición del ambiente sísmico o movimiento de entrada a ser utilizado en los análisis de respuesta de sitio e interacción suelo-cimentación-estructura. Montalvo y coautores (2003) indican que existe una dependencia del factor de amplificación en roca con el origen y localización del sismo. Los sismos que en particular afectan a la Ciudad de México se originan de cuatro diferentes regiones tectónicas que consisten en diversos mecanismos: (1) Los movimientos del tipo lateral entre la placa de Norteamérica y la placa del Pacífico, asociados a la fallas de San Andrés y San Jacinto, en la Península de Baja California, (2) la Zona de subducción de las placas oceánicas de Rivera (bajo el estado de Jalisco) y la placa de Cocos (bajo los estados de Colima, Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas), (3) los movimientos de la falla normal que reflejan el rompimiento de la litósfera oceánica debida a la penetración de la Placa de Cocos por debajo de la Placa de Norteamérica y (4) sismos que ocurren dentro de la placa continental. Los daños más severos han sido provocados generalmente a los asociados a la zona de subducción (*i.e.* 19 de septiembre de 1985, $M_w = 8.1$). A pesar de que el epicentro dista a más de 300 km de la Ciudad de México el sismo del 19 de

septiembre de 1985, presentó varias características que lo hacen excepcional en la historia sísmica de la Ciudad de México y ha sido motivo de diversos análisis por la eventual ocurrencia de un sismo de igual magnitud en la brecha sísmica de Guerrero (Ordaz *et al.*, 1993; Kanamori *et al.*, 1993). De ahí la importancia de definir correctamente el movimiento de entrada, porque de acuerdo a la intensidad, contenido de frecuencia y duración del sismo de diseño, se desprenderán las conclusiones de los análisis numéricos a realizarse.

1.1.3 Efectos de sitio

Uno de los aspectos más importantes a considerar en la variabilidad espacial de los movimientos del terreno, son los efectos de sitio. Las condiciones geológicas y geotécnicas locales afectan la intensidad y contenido de frecuencias de los movimientos del terreno provocando daños en la estructura. Una gran cantidad de registros de sismos de intensidad mayor a $M_w=6.0$ en diferentes partes del mundo tales como el sismo de Caracas (1987) en Venezuela, el de Loma Prieta (1989) y Northridge (1994), ambos en California, el de Kobe (1995) en Japón, y el de Maule (2010) en Chile, entre otros, demuestran claramente cómo las condiciones locales geotécnicas juegan un papel importante en la severidad de los daños que sufren las estructuras durante la acción de sismos de gran intensidad y que influyen fundamentalmente en las amplitudes de las aceleraciones máximas del terreno y las amplitudes y formas de las funciones espectrales (Figura 1.1).

En la Figura 1.2a se observa un puente después del sismo del 17 de agosto de 1999 en Kocaeli – Turquía, en la Figura 1.2b se aprecian las ménsulas de apoyo de esta estructura, en las Figuras 1.2c y 1.2d se muestran los daños en el puente Shi-Whei y Wu-Shi respectivamente, producto del sismo de Chi-Chi en Taiwán el 21 de septiembre de 1999 y en la Figura 1.2e y Figura 1.2f se aprecian los daños en el puente Nishinomiya después del sismo de Kobe en Japón.

En la Figura 1.3 se observan los desplazamientos relativos transversales y longitudinales en puentes producto del sismo en Chile, el 27 de Febrero de 2010.



Figura 1.1 Daños en la sección de una autopista durante el sismo de Kobe provocados por la incoherencia de los movimientos del terreno



Figura 1.2 Colapso en puentes durante sismos recientes a causa de desplazamientos relativos en sentido longitudinal (Estrada y Reinoso, 2005)

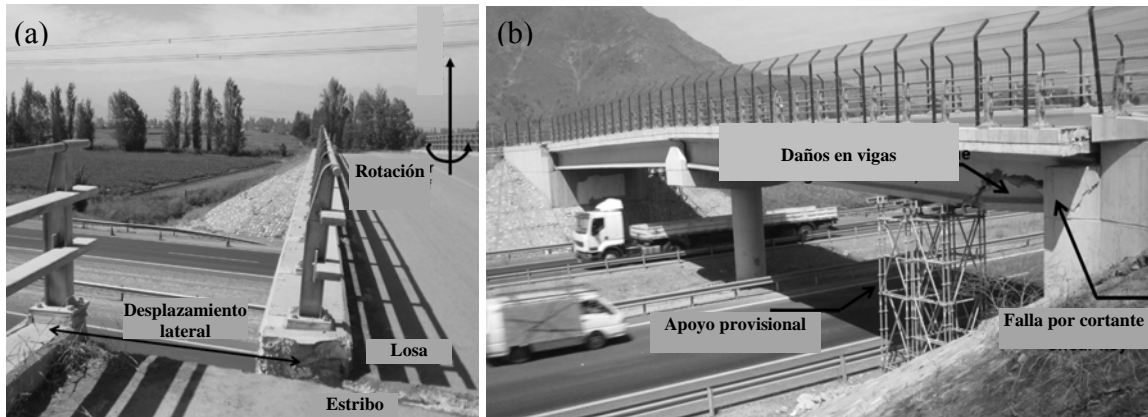


Figura 1.3 Daño en puentes durante el sismo de Maule - Chile debido a desplazamientos relativos (a) transversales y (b) longitudinales (Yashinsky *et al.* 2010)

En particular, en la Ciudad de México, fue después del sismo del 19 de septiembre de 1985, donde la influencia de las condiciones del suelo en los movimientos del terreno fue evidenciada. Diversos investigadores (Romo y Seed, 1986; Seed *et al.*, 1988; Singh *et al.* 1988a; Chávez-García y Bard, 1994, Romo, 1995) han evaluado estos efectos haciendo énfasis en las características dinámicas de los depósitos de suelos del área más devastada, la zona de Lago. Las estructuras más afectadas con este sismo fueron los edificios que tenían entre 10 y 15 pisos y estaban desplantados en depósitos de arcilla con periodos naturales entre 1.5 y 2.0 segundos. Ligeras variaciones en los espesores de los depósitos de arcilla y en la distribución de sus propiedades dinámicas con la profundidad, fueron suficientes para modificar significativamente el movimiento en la superficie inclusive a pocos metros de distancia (Romo, 1995).

De acuerdo con las mediciones presentadas por Romo (1995), los movimientos del terreno firme en la Ciudad de México pueden ser amplificados cerca de 13 veces, para periodos del orden de 2.0 segundos, en el sitio reconocido como la Secretaria de Comunicaciones y Transporte, SCT, localizado en la zona de Lago. La Figura 1.4 ejemplifica esta variabilidad para diversos espectros de respuesta obtenidos en varios sitios de la zona de Lago.

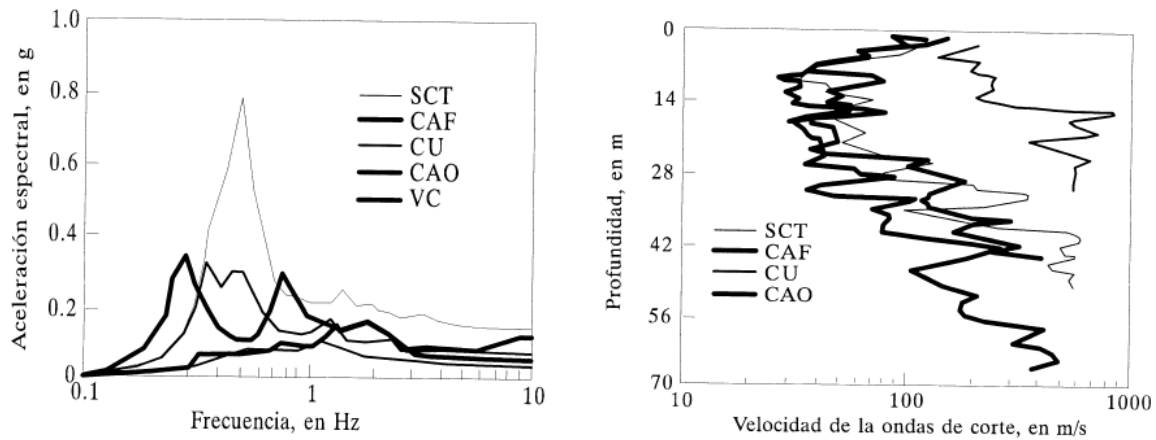


Figura 1.4 (a) Variación de los movimientos del terreno y (b) el perfil de velocidad de onda de cortante (Romo, 1995)

En la zona de Lomas, los análisis de las repercusiones que un sismo ocurrido el 19 de septiembre de 1985, son más limitados, dado que en esta área no se reportaron daños durante este evento sísmico. Sin embargo, estudios realizados para conocer el comportamiento del terreno firme de la Ciudad de México frente al sismo de 1985, indican que para frecuencias entre 0.2 y 0.5 Hz los factores de amplificación llegaron a ser de 7 según Chávez *et al.*, 1994 y hasta de 10 según Singh *et al.*, 1988b con respecto al terreno firme cercano al epicentro. Adicionalmente, los cambios en las condiciones geológicas entre el suroeste y norte de la zona de lomas, reflejan que existen diferentes factores de amplificación en ambos sitios. Montalvo y coautores (2003) indican que para la zona de lomas existe un factor de amplificación de hasta 4, entre las estaciones del norte con respecto a las del suroeste, ambas de la zona de Lomas. Por lo que, el uso de un movimiento uniforme (no incoherente) que no considere los efectos de sitio no sería apropiado a lo largo de estructuras lineales en la Ciudad de México.

1.1.4 Interacción suelo-cimentación-estructura

Los pasos vehiculares elevados responden de diferente manera al paso de las ondas sísmicas que arriban a la superficie del terreno a lo largo de toda su extensión. De esta manera, el fenómeno de interacción suelo-estructura se desarrolla cuando los movimientos

de campo libre son distintos a los de la cimentación de la estructura. Esta interacción resulta de la dispersión de ondas por la cimentación y la radiación de energía hacia el semiespacio debido a las vibraciones de la estructura. Debido a estos esfuerzos, el estado de deformaciones en el suelo de cimentación es diferente al de campo libre. Por tanto, resulta fundamental estudiar el problema de interacción suelo-estructura.

El estudio completo del fenómeno de interacción incluye necesariamente dos etapas: el análisis de terreno libre y el de interacción. El primero consiste en determinar las variaciones espaciales y temporales de los movimientos de campo libre y el segundo permite evaluar la respuesta de la estructura colocada en el medio ambiente sísmico definido para campo libre.

Los resultados de los análisis de interacción suelo-estructura (Jeremic *et al.*, 2004; Jeremic *et al.*, 2009; Mylonakis and Gazetas, 2000) indican que la consideración de estos efectos puede ser favorables o perjudiciales para el comportamiento de una estructura, ya que dependiendo de las características de ésta, de su cimentación, del suelo y del movimiento en campo libre, la intensidad de los movimientos dinámicos en su base pueden ser menor o mayor que los movimientos observados en campo libre, respectivamente.

Dadas estas condiciones, los efectos de interacción suelo-cimentación-estructura son cada vez más recomendados para un análisis completo de estructuras de gran envergadura.

1.1.5 Modificación del ambiente sísmico a causa de construcciones vecinas

En zonas urbanas es difícil encontrar una condición en que la estructura analizada esté aislada, debido a la alta densidad de las construcciones. De ahí radica, la importancia del entendimiento de la incoherencia de los movimientos del terreno debido a la modificación del ambiente sísmico a causa de construcciones aledañas. Este efecto, resulta particularmente importante para casos en que se tiene una estructura ligera sobre una cimentación somera y cerca de ella se encuentre un edificio pesado con cimentación profunda y rígida.

La presencia de una estructura modifica los movimientos sísmicos en campo libre cercano, lo cual apunta hacia la posibilidad de que el espectro a cierto nivel en la estructura en



análisis se vea modificado cuando se tengan otras estructuras cerca de ella. Las amplitudes espectrales se incrementan o atenúan dependiendo de la frecuencia natural del depósito y el periodo efectivo de la estructura, dado que las ondas superficiales que genera la estructura vecina (por su interacción con el suelo) se superponen a las ondas sísmicas primarias y revelan el efecto de la interacción suelo-estructura para este tipo de análisis.

Cárdenas *et al.* 1999 analizó los resultados de siete eventos sísmicos ($5.5 < M_w < 7.5$) registrados en dos edificaciones (*e.g.* Edificios Jalapa y Plaza Córdoba) de la Ciudad de México. Los resultados muestran que los efectos de interacción son importantes dada la diferencia entre las rigideces de ambas estructuras y la columna de suelo bajo de éstas. Para los casos analizados ambas estructuras estaban desplantadas en suelos blandos, y su período fundamental coincidió con el del suelo. Los resultados del edificio Plaza Córdoba indican que la forma de las funciones de amplificación muestra una dependencia con la distancia a Hotel Bammer, estructura cercana al edificio Plaza Córdoba. Por lo tanto, los movimientos del terreno registrados en la vecindad de las estructuras analizadas deben ser tratados con precaución antes de considerarlo como representativo de las condiciones de sitio.

2. CASO ESTUDIO : VIADUCTO BICENTENARIO

Actualmente se construye en el noroeste de la Ciudad de México, en los límites del Distrito Federal y el Estado de México, un paso vehicular elevado estratégico de 23.5 km de longitud denominado Viaducto Bicentenario, el cual se ubicará a lo largo del Periférico Norte y correrá desde el sitio donde se encontraba el Toreo de Cuatro Caminos (Naucalpan) hasta Cuautitlán Izcalli (Tepalcapa). Por fines constructivos, el Viaducto Bicentenario se dividió en cinco tramos y conforme a la zonificación geotécnica, se encuentra ubicado en gran parte sobre la Zona de Lomas. A pesar de esto, a lo largo del paso vehicular mencionado, se observa una gran variabilidad en las condiciones geotécnicas y geodinámicas del subsuelo. En particular, al extremo final del tramo 1, en una longitud no mayor a 250 m, se detectaron suelos aluviales superficiales que varían rápidamente de 5 m hasta 45 m de espesor aproximadamente, depositados sobre la Formación Tarango, la cual está conformada en su mayoría por tobas fuertemente cementadas (Romo *et al.*, 2009).

De acuerdo a las condiciones geotécnicas locales, se prevén posibles movimientos incoherentes en la superficie del terreno frente la ocurrencia de un sismo, pudiendo dar lugar a daños severos en la estructura. Dada la importancia estratégica que tiene el Viaducto Bicentenario en el sistema vial de la zona metropolitana de la Ciudad de México, se realizó un modelo bidimensional de diferencias finitas, desarrollado con el programa *FLAC*, de una sección comprendida por siete apoyos críticos del tramo 1, referidos en la presente tesis como S-1, S-2, S-3, S-4, S-5, S-6 y S-7.

2.1 Descripción del proyecto

2.1.1 Ubicación del proyecto

El Viaducto Bicentenario consiste en una vialidad elevada a lo largo del Periférico Norte, desde Naucalpan hasta Cuautitlán Izcalli y comprende 23.5 km de longitud (Figura 2.1). Este paso vehicular elevado corre principalmente sobre la Zona de Lomas, excepto un tramo pequeño que corresponde a la Zona de Transición, conforme a la zonificación geotécnica especificada en el Reglamento de Construcción del Distrito Federal, RCDF (2004). El Tramo 1 abarca del cadenamamiento 0+000 km al 4+200 km, esto es, del domo de



Cuatro Caminos a la desviación a Lomas Verdes; el tramo 2, del cadenamiento 8+200 km al 9+200 km, desde Lomas Verdes a Santa Mónica; el tramo 3, del cadenamiento 9+200 km al 12+200 km, desde Santa Mónica hasta el Puente de Valle Dorado; el tramo 4, entre el cadenamiento 12+200 km y el 19+200 km, desde el Puente de Valle Dorado hasta la Vía López Portillo; y el tramo 5, desde el cadenamiento 19+200 km al 23+500 km, esto es, desde la Vía López Portillo hasta Tepalcapa.

En la Figura 2.1 se indica la ubicación de los apoyos críticos analizados, los cinco tramos en que fue dividido el paso vehicular y su posición relativa con respecto a las diferentes áreas geotécnicas de la zona metropolitana de la Ciudad de México.



2.1.2 Tipo de estructura

La estructura del Viaducto Bicentenario está constituida por tabletas de concreto presforzado que descansan sobre traveses de soporte y centrales de concreto postensado y presforzado, respectivamente. Las traveses de soporte se encuentran estructuralmente unidas a las columnas de concreto pretensado, las cuales a su vez, son ligadas monolíticamente a una zapata de cimentación de 3.6 por 4.6 m², conectada a cuatro pilas de concreto coladas in-situ de 0.80 m de diámetro. La zapata de cimentación tiene 1.70 m de espesor; sin embargo, con el fin de garantizar un comportamiento adecuado de la misma, en ciertos apoyos a lo largo del viaducto, se mejoró la zona que la rodea y bajo de ella con un relleno de concreto, constituyendo una cimentación masiva, por lo que es posible considerar para estos apoyos una profundidad efectiva de 4.15 m; este fue el caso de los siete apoyos críticos analizados. La separación entre las pilas es de 2.30 m y 3.30 m, en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. La resistencia a la compresión a los 28 días, f'_c , de las columnas, traveses y zapata de cimentación es de 58841 kPa (*i.e.* elementos estructurales de alta resistencia). La resistencia, f'_c de las pilas y el relleno de concreto utilizado debajo de la zapata es de 24517 kPa (Tabla 2.1).

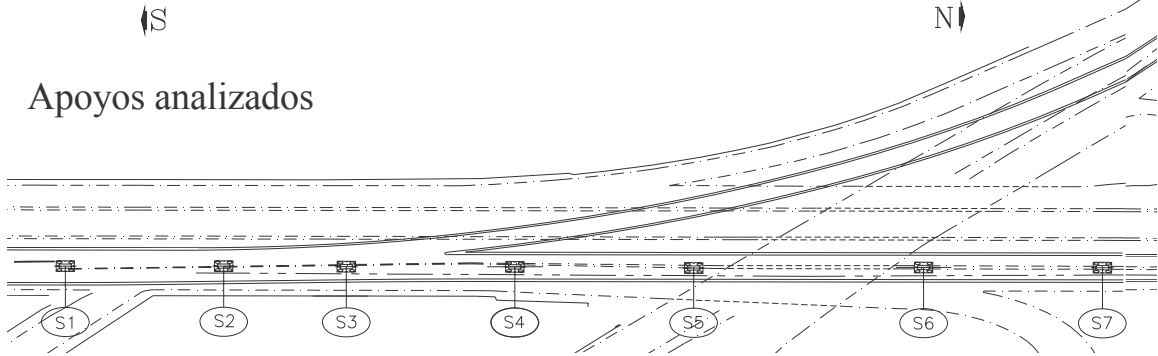
Tabla 2.1 Resistencia a la compresión del concreto de los elementos estructurales del Viaducto Bicentenario

Elementos estructurales	f'_c (kPa)
Concreto reforzado (Plantilla)	24517
Pilas	24517
Relleno de concreto (Debajo la Zapata)	24517
Columnas y zapatas prefabricadas	58841
Relleno de concreto (Alrededor de la cimentación)	686

En particular, la geometría de la zapata de cimentación es idéntica para los siete apoyos críticos; sin embargo, la longitud de las pilas del apoyo S-1 es de 16 m, mientras que para el resto es de 33 m. En la Figura 2.2 se muestra la ubicación en planta y la elevación de los siete apoyos analizados.

VIADUCTO BICENTENARIO

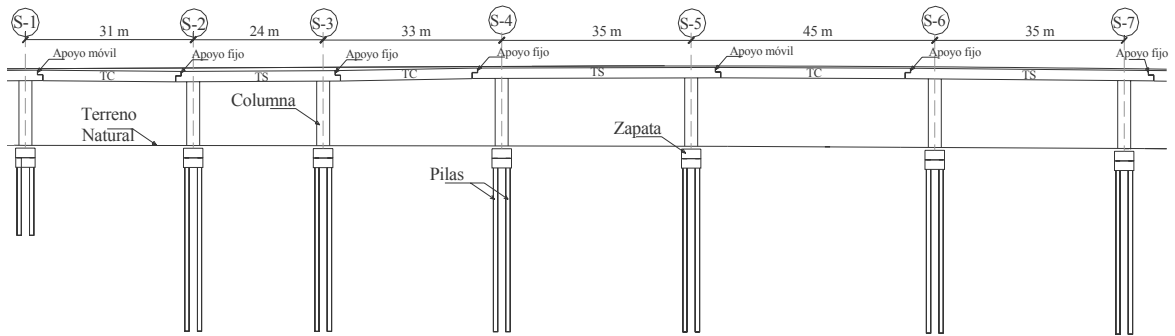
Vista en planta



Apoyos analizados

(a)

Elevación



TC : Trabe central
TS : Trabe de soporte

(b)

Figura 2.2 Apoyos analizados: Vista en (a) Planta y (b) elevación

Tabla 2.2 Apoyos del Viaducto Bicentenario analizados

Apoyo	D_p (m)	C_L (m)	Distancia entre apoyos
S-1	16	12.8	S-1 a S-2 : 31 m
S-2	33	12.7	S-2 a S-3 : 24 m
S-3	33	12.7	S-3 a S-4 : 33 m
S-4	33	13.2	S-4 a S-5 : 35 m
S-5	33	13.3	S-5 a S-6 : 45 m
S-6	33	13.5	S-6 a S-7 : 35 m
S-7	33	13.4	-

D_p : Profundidad de desplante de las pilas C_L : Altura efectiva de la columna

En la Tabla 2.2 se resumen las profundidades de desplante de las pilas, la altura de las columnas y la separación entre los apoyos críticos. El esquema de la cimentación se muestra en la Figura 2.3, y en la Figura 2.4 se observa una fotografía del elemento columna-zapata.

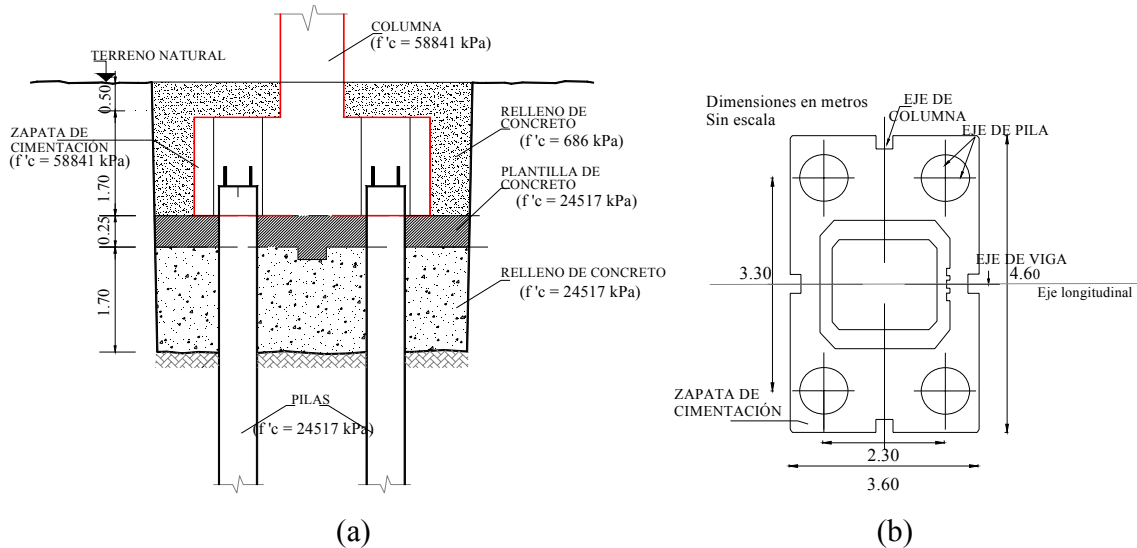


Figura 2.3 Esquema de la cimentación (a) elevación (b) planta



Figura 2.4 Columna-zapata

Las columnas son fabricadas con concreto de alta resistencia monólicamente coladas con la zapata de cimentación, de sección transversal y altura variable. En la Figura 2.5 se

muestra un esquema de las columnas utilizadas en los apoyos analizados en esta tesis. En la Figura 2.6 se muestra una fotografía durante la instalación de una columna.

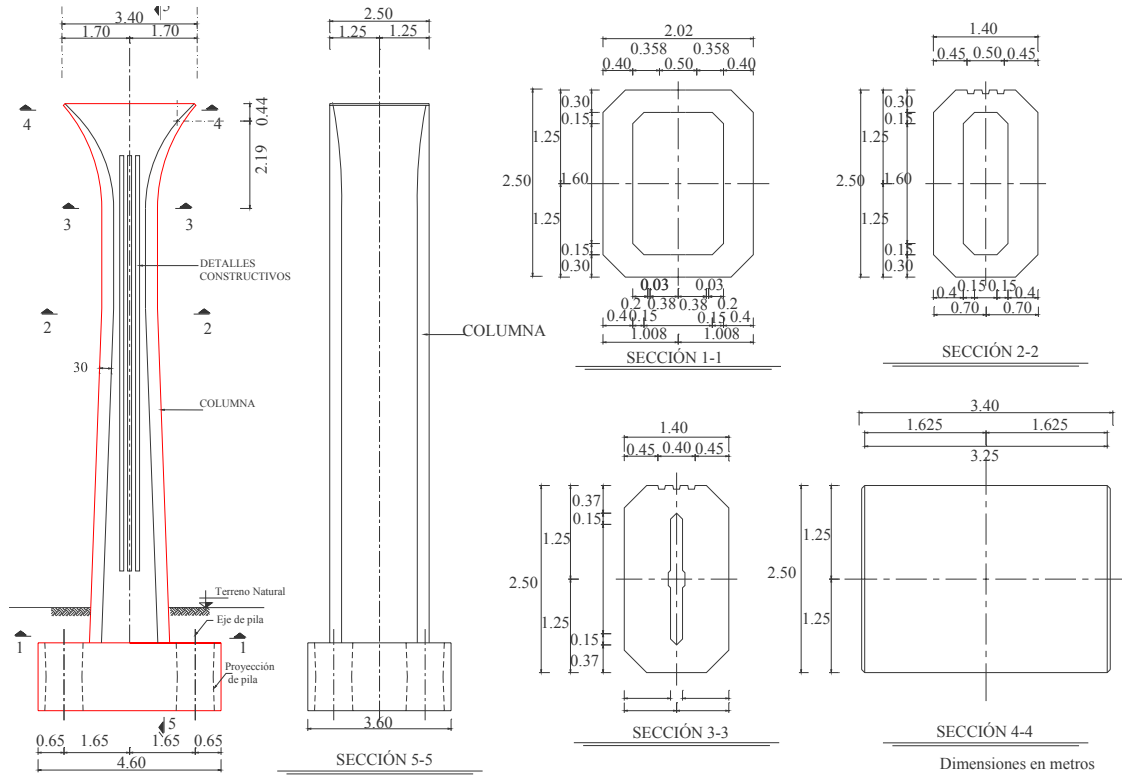


Figura 2.5 Esquema de las columnas de los apoyos analizados



Figura 2.6 Izado de columna

El sistema de apoyos utilizado está constituido por dos bloques de neopreno, que descansan sobre las ménsula de las trabe de soporte, dos topes sísmicos que impiden el movimiento transversal relativo, y cuatro pernos por ménsula que anclan las traves centrales, a las de soporte, sujetándolas con placas de agujero circular u oblongo según sea apoyo “fijo” o “móvil”, respectivamente. El apoyo móvil permite un libre movimiento entre traves de 10 cm en sentido longitudinal ó 5 cm a cada lado con respecto al centro del apoyo (Figura 2.7), mientras que el apoyo fijo conecta ambas traves, impidiendo éste.

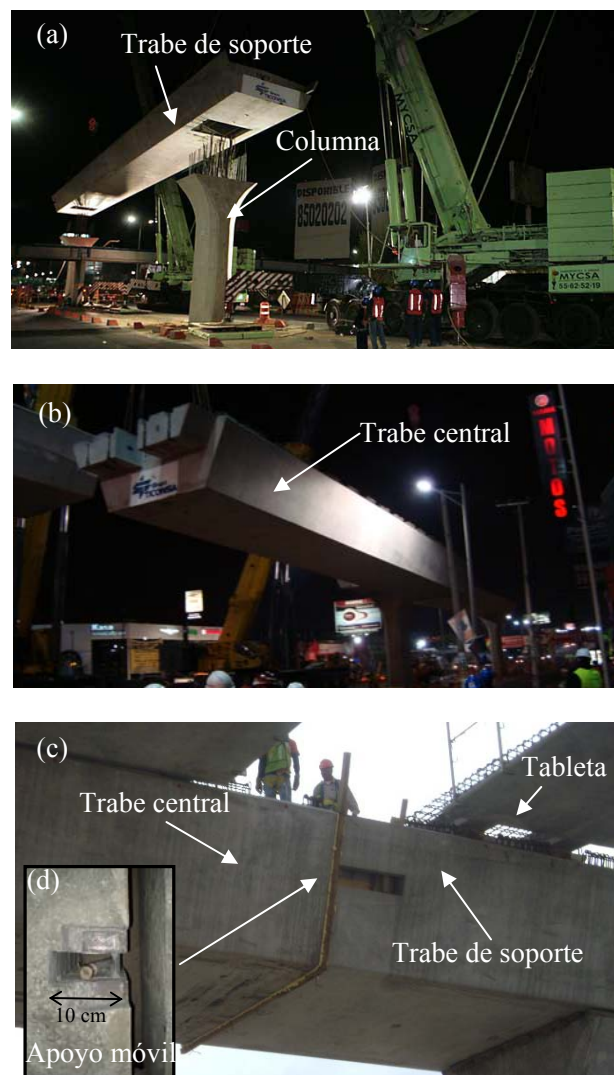


Figura 2.7 Viaducto Bicentenario (a) Columna y zapata (b) traves de soporte y columnas (c) traves de soporte, traves centrales y tabletas

La configuración de los siete apoyos analizados está conformada por dos apoyos móviles en S-1 y S-5 y cinco apoyos fijos (S-2, S-3, S-4, S-6, S-7). En la Figura 2.7c se muestra la vista longitudinal del acople entre traveses. En la Figura 2.7d se observa la holgura entre el perno de anclaje y la trabe central en el sentido longitudinal al trazo del paso elevado en uno de los apoyos móviles.

El dispositivo de apoyo se localiza en las traveses de soporte, en la zona de la ménsula; tiene un diámetro de 60 cm, tanto para el apoyo fijo, como para el apoyo móvil. El apoyo de neopreno especificado es del tipo “encapsulado”; con una capacidad de carga vertical de 700 ton, y una capacidad de giro vertical de 0.01 rad (Meli *et al.*, 2009) (Figura 2.8). La ménsula de la trabe de soporte cuenta con dos topes sísmicos localizados en la parte central. El diseño de los topes sísmicos implica que en el sentido transversal los distintos tramos entre apoyos trabajarán como una sola estructura continua ante los efectos de un sismo.



Figura 2.8 Detalle de ménsula de trabe de soporte

2.2 Condiciones del subsuelo

Para el análisis de las condiciones geotécnicas y geodinámicas del subsuelo a lo largo del trazo longitudinal del Viaducto Bicentenario, la empresa proyectista de la obra llevó a cabo una campaña de exploración en campo, tanto geotécnica, geodinámica y geofísica, así



como ensayos de laboratorio. En esta sección se detallan los trabajos realizados y los resultados obtenidos.

2.2.1 Campaña de exploración geotécnica

Con el objetivo de caracterizar las condiciones geotécnicas encontradas a lo largo del Viaducto Bicentenario, se ejecutaron 129 sondeos mixtos, SM, 2 sondeos de cono dinámico, SCD, 225 sondeos de avance controlado, SAC, y 350 ensayos de laboratorio en muestras seleccionadas (incluyendo muestras de suelo y roca). Además se instalaron 6 piezómetros, con el fin de registrar la distribución de la presión de poro con la profundidad. Del total de los 129 sondeos mixtos, 36 fueron realizados en el tramo 1, 11 en el tramo 2, 18 en el tramo 3, 45 en el tramo 4 y 19 en el tramo 5. En la Figura 2.9 se ubican los sitios de prueba, los cinco tramos en que fue dividido el paso vehicular y su posición relativa con respecto a las diferentes zonas geotécnicas de la zona metropolitana de la Ciudad de México

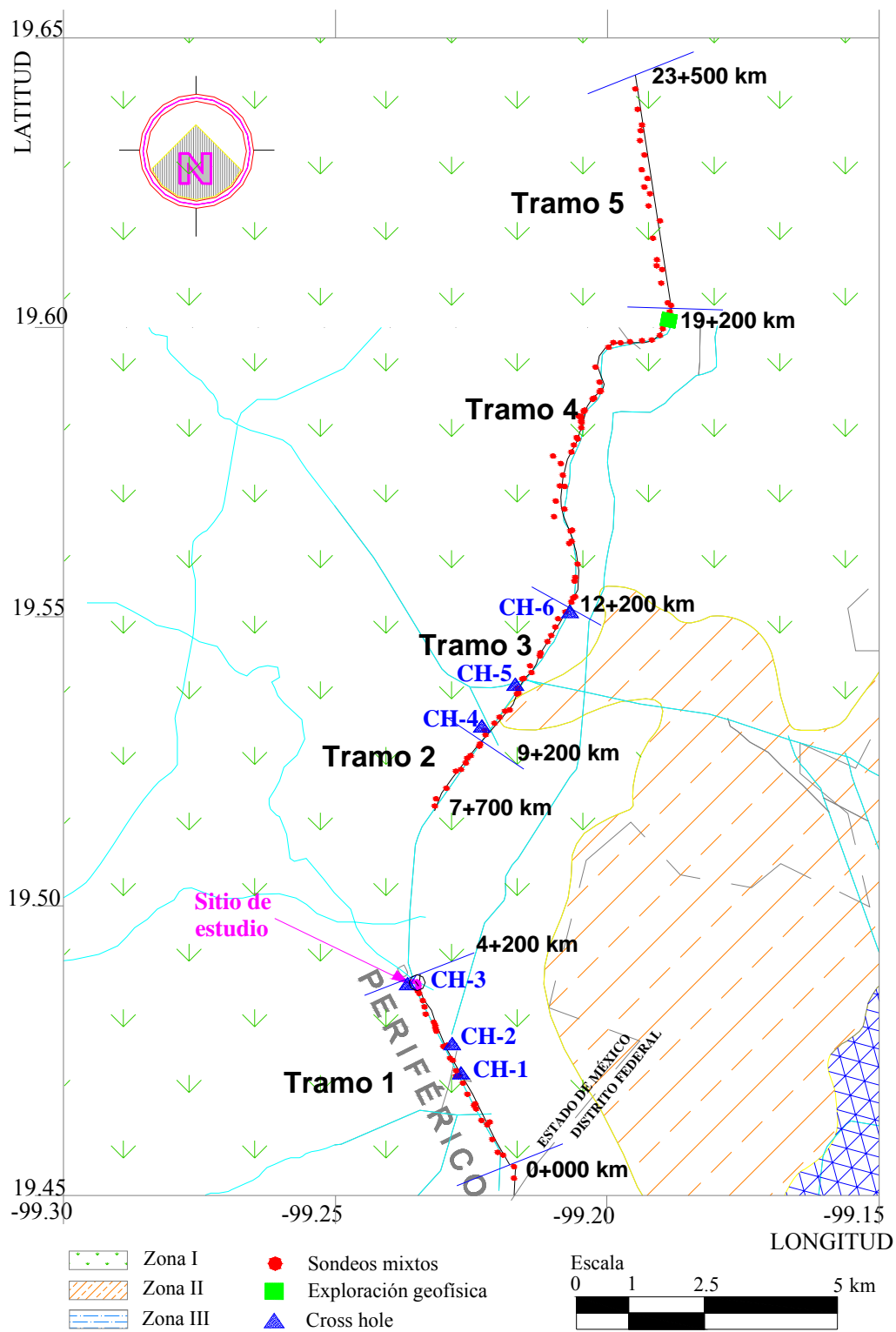


Figura 2.9 Ubicación de los sitios de prueba de las campañas de exploración *in situ*



En el tramo 3, se ejecutaron los dos sondeos de cono dinámico previamente indicados, con el fin de obtener redundancia en la información geotécnica de los depósitos aluviales de este tramo.

En el tramo 4, se realizaron los sondeos de avance controlado donde se estimó existían cavernas. En este tramo se identificó la presencia de roca andesita a profundidades menores de 25 m, entre los cadenamientos 12+450 km a 12+550 km, 14+700 km a 17+000 km y 17+900 km a 18+100 km, por lo que se realizaron 24 ensayos en núcleos de roca.

En las Figuras 2.10 a 2.13 se muestran los resultados de los ensayos de laboratorio, que consistieron en la obtención de las propiedades índice y de resistencia de los geomateriales de la Formación Tarango y los depósitos de arcilla, limos y arenas.

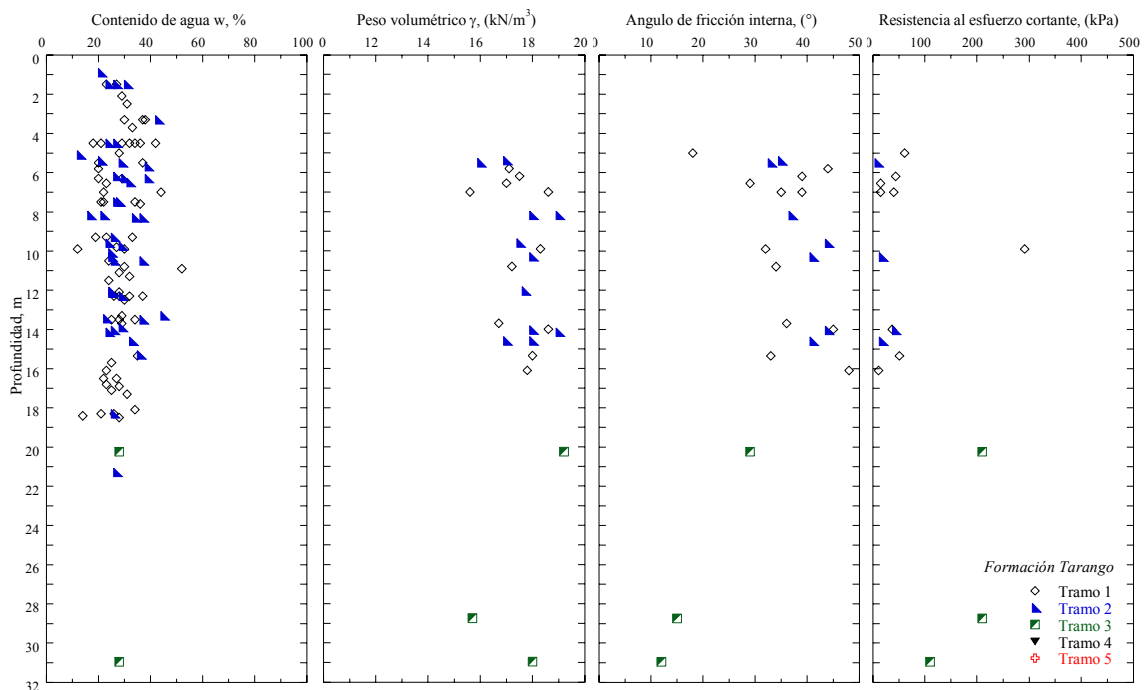


Figura 2.10 Resultado de las pruebas de laboratorio (Formación Tarango)

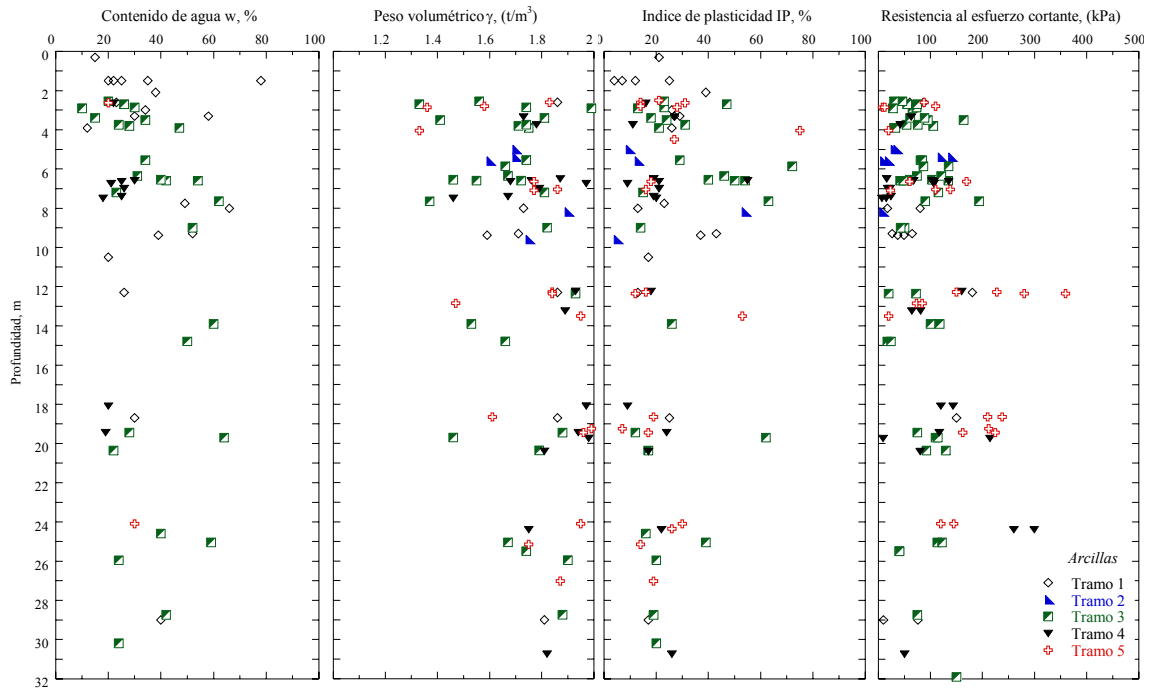


Figura 2.11 Resultado de las pruebas de laboratorio (Arcillas)

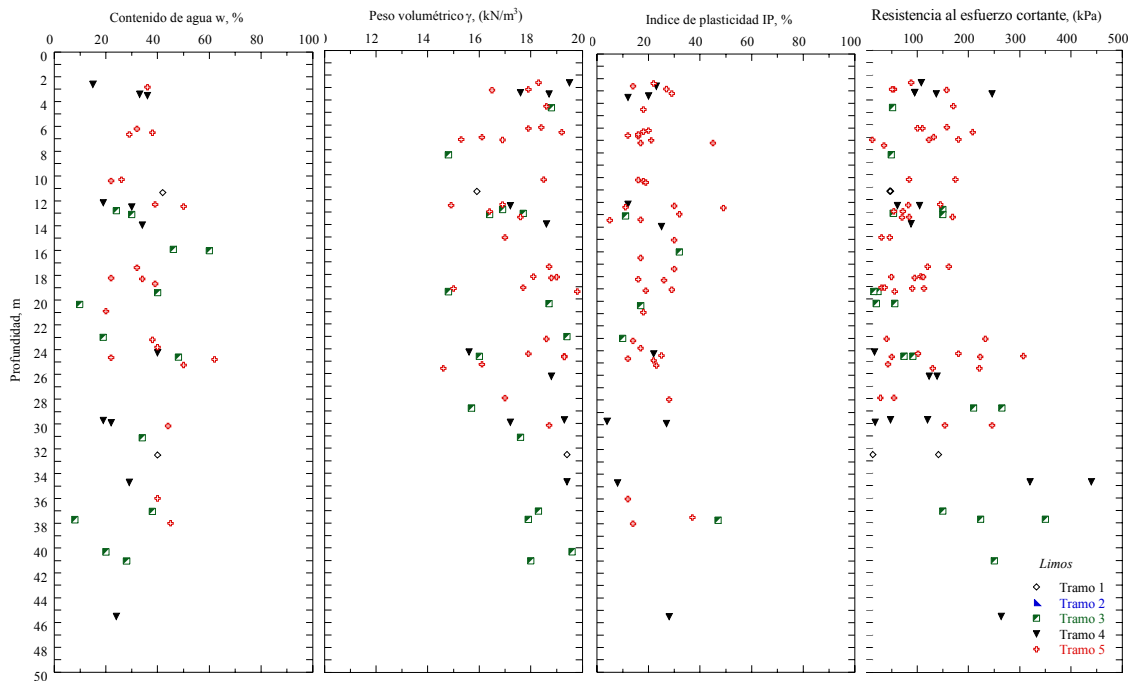


Figura 2.12 Resultado de las pruebas de laboratorio (Limos)

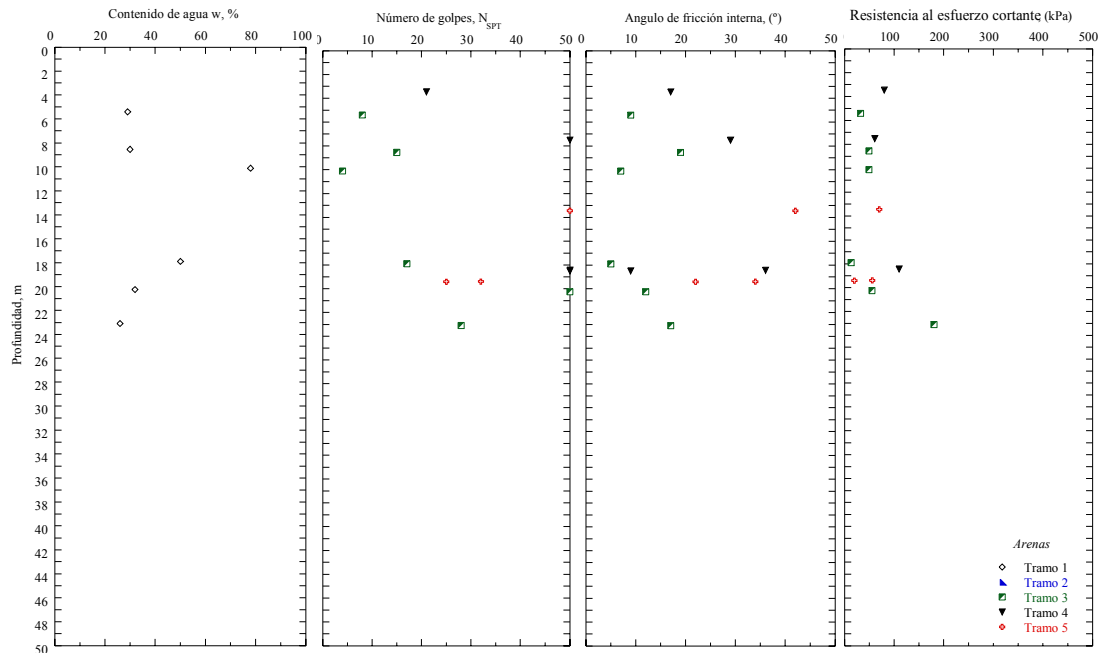


Figura 2.13 Resultado de las pruebas de laboratorio (Arenas)

2.2.2 Campaña de exploración geodinámica

Para garantizar el óptimo funcionamiento de estructuras lineales ante un evento sísmico, es preciso conocer el comportamiento dinámico del subsuelo en el cual estas estructuras se desplantan. La velocidad de onda de cortante, V_s , es uno de los parámetros más importantes para caracterizar y predecir la respuesta dinámica de un depósito de suelo.

Para evaluar la V_s de los suelos aluviales y la Formación Tarango, correspondiente a los geomateriales encontrados a lo largo del paso vehicular elevado, se realizaron seis ensayos de Cross Hole, CH, tres de los cuales se ubicaron en el tramo 1 y los restantes en el tramo 3. Adicionalmente, se llevaron a cabo 33 mediciones de vibración ambiental, para conocer el período fundamental de vibración del subsuelo, T_s .

En la Figura 2.14 se muestra la variación de T_s a lo largo del eje longitudinal del Viaducto Bicentenario, incluyendo la ubicación de los Cross Hole realizados. En las Figuras 2.15 a 2.20 se muestran los perfiles de velocidad de onda de cortante obtenidos de las mediciones en campo. En estas últimas se incluye la estratigrafía representativa del sitio de prueba del sondeo mixto más cercano, con el cual se identifica el Cross Hole.

La Figura 2.14 nos indica que los suelos del tramo 1 tienen períodos entre 0.1 y 0.3 segundos, excepto las mediciones en los cadenamientos 2+300 km y 2+700 km, donde se registraron valores de 0.72 s y 0.58 s respectivamente, razón por la cual se realizaron ensayos de Cross Hole cercano en estos sitios. Del cadenamiento 9+636 km al 10+186 km se registraron períodos entre 0.55 s y 0.75 s, donde según se muestra en la Figura 2.9 el Viaducto Bicentenario atraviesa la Zona de Transición. El resto de las mediciones realizadas hasta el final del paso vehicular elevado indican que el período del suelo varía entre 0.15 s y 0.55 s.

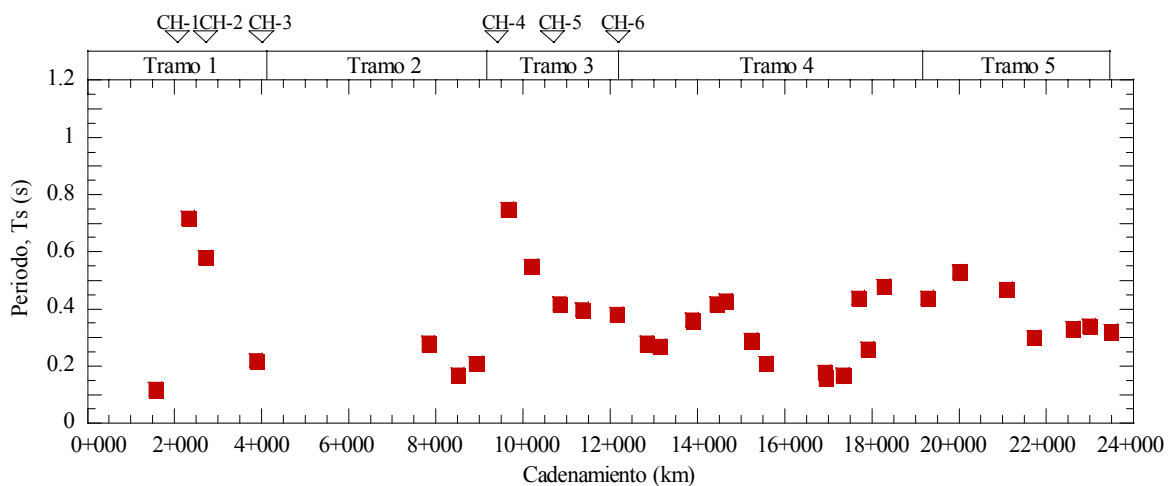


Figura 2.14 Distribución de los períodos del suelo a lo largo del Viaducto obtenidos mediante vibración ambiental

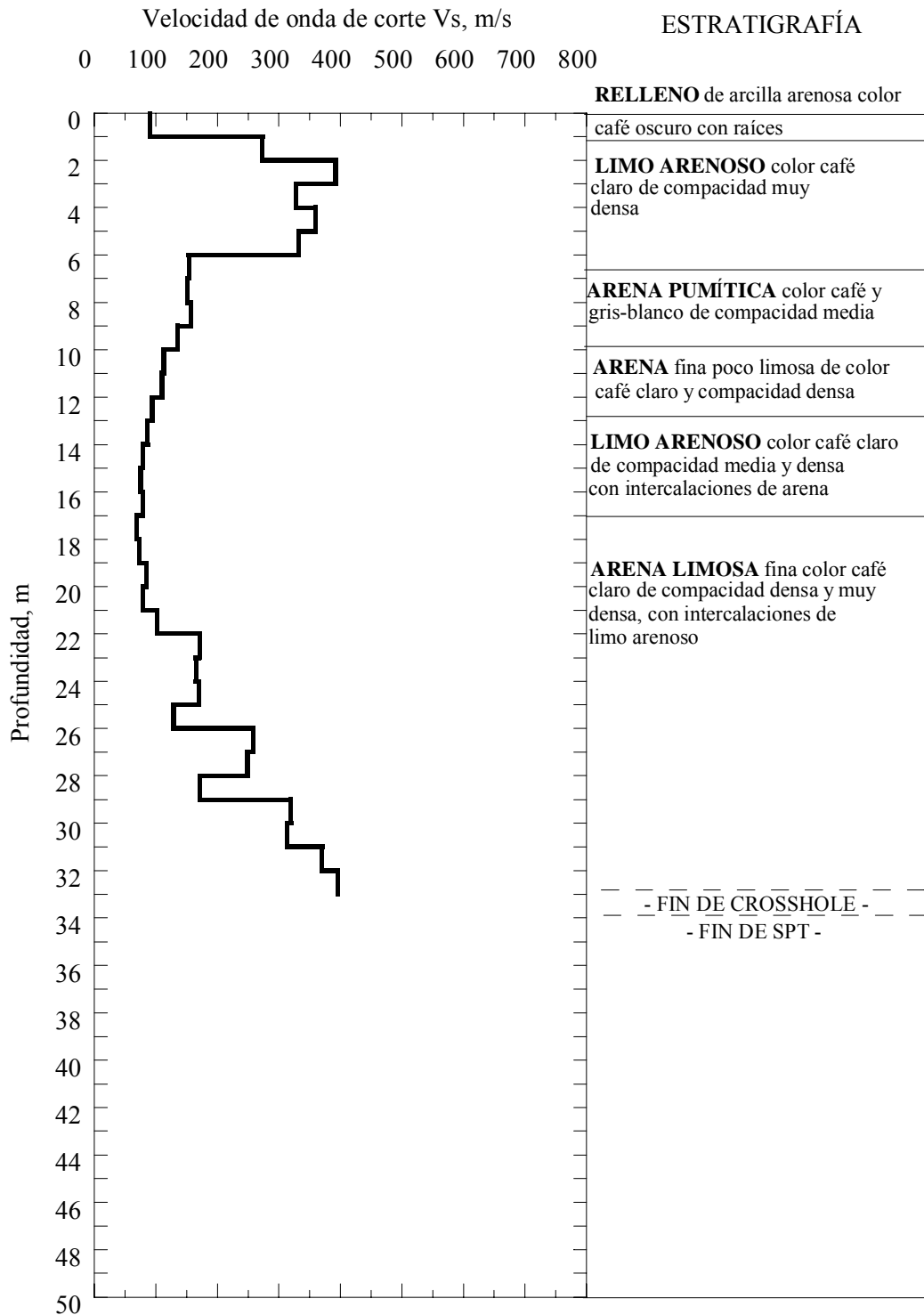


Figura 2.15 Cross Hole CH-1

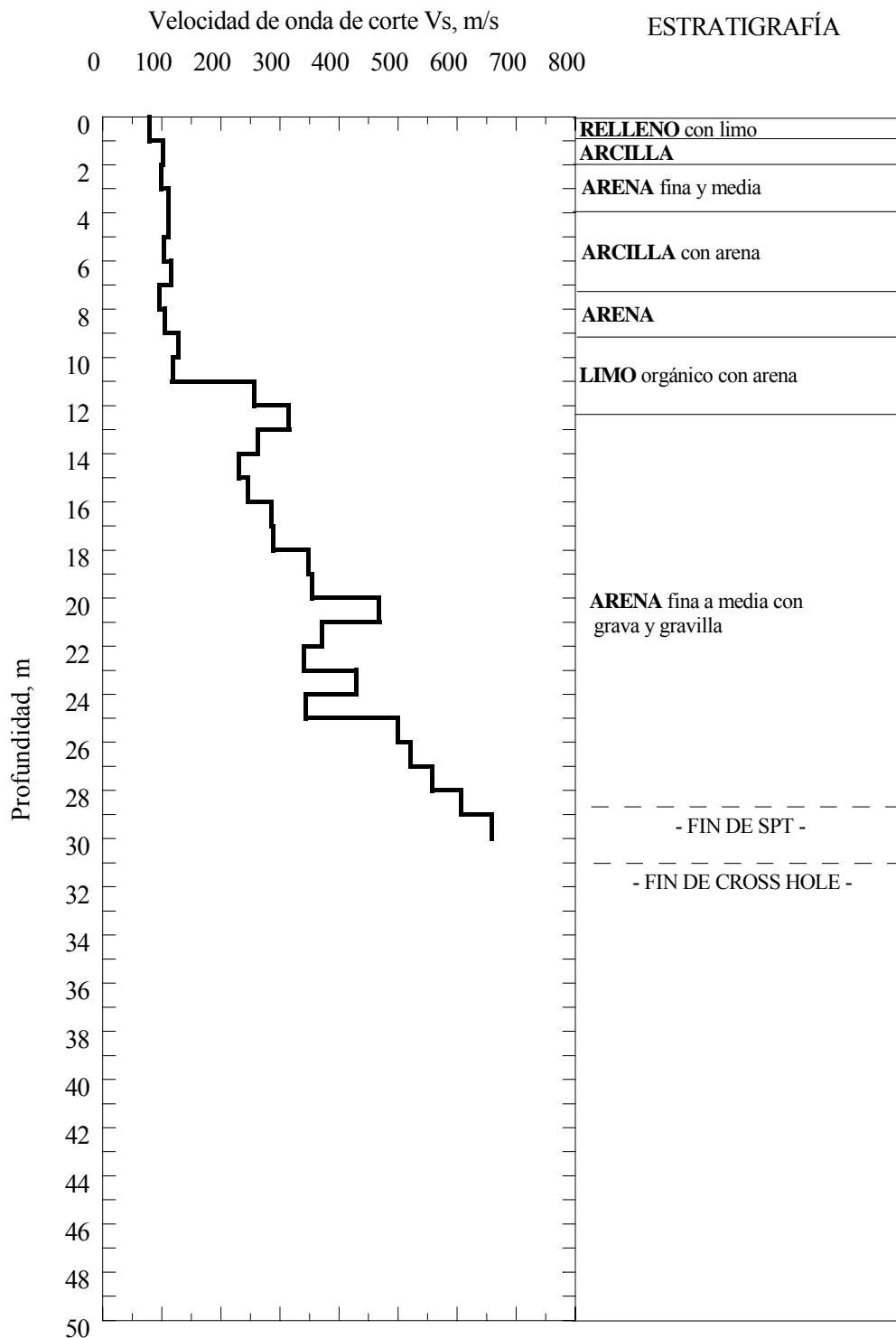


Figura 2.16 Cross Hole CH-2

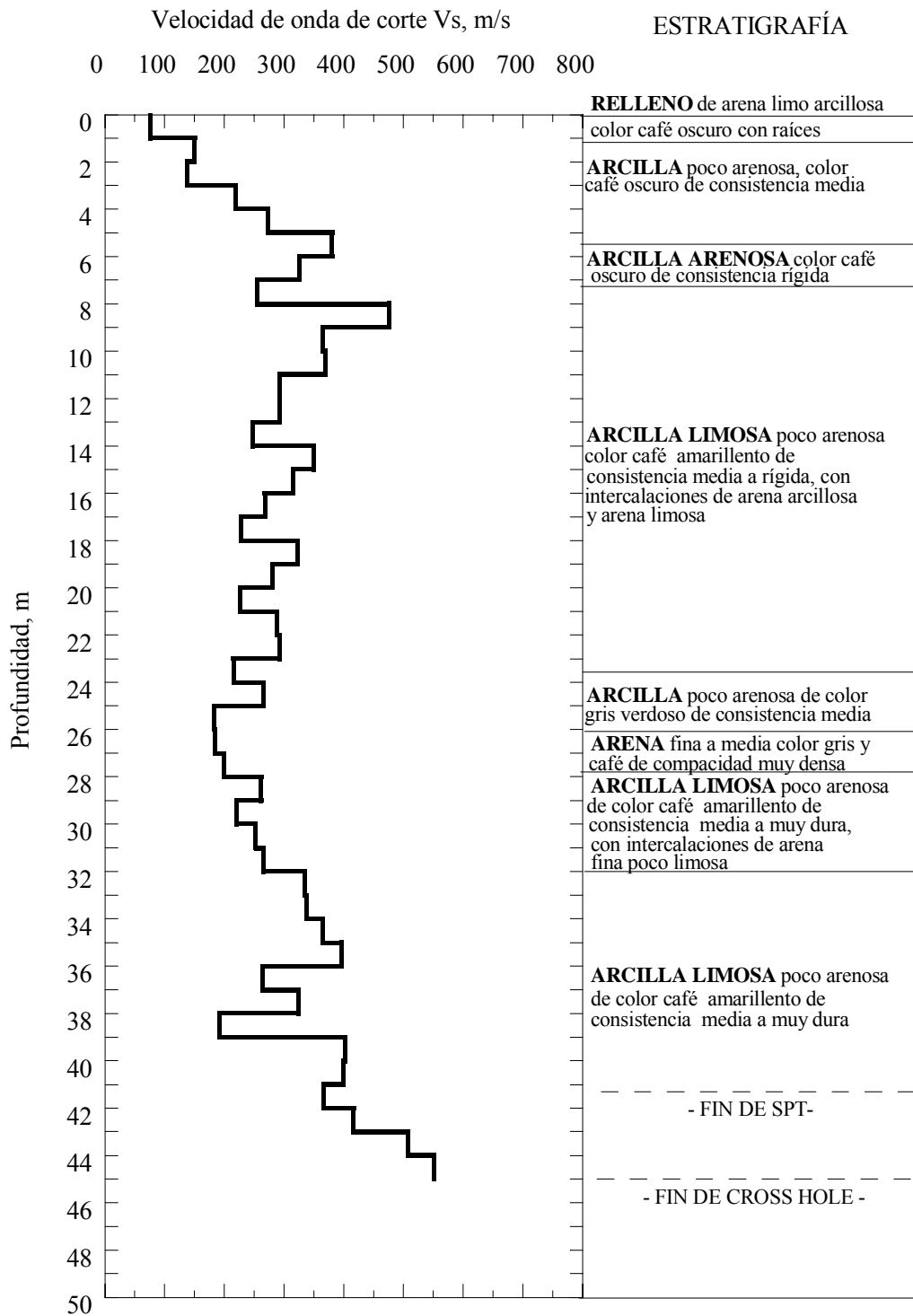


Figura 2.17 Cross Hole CH-3

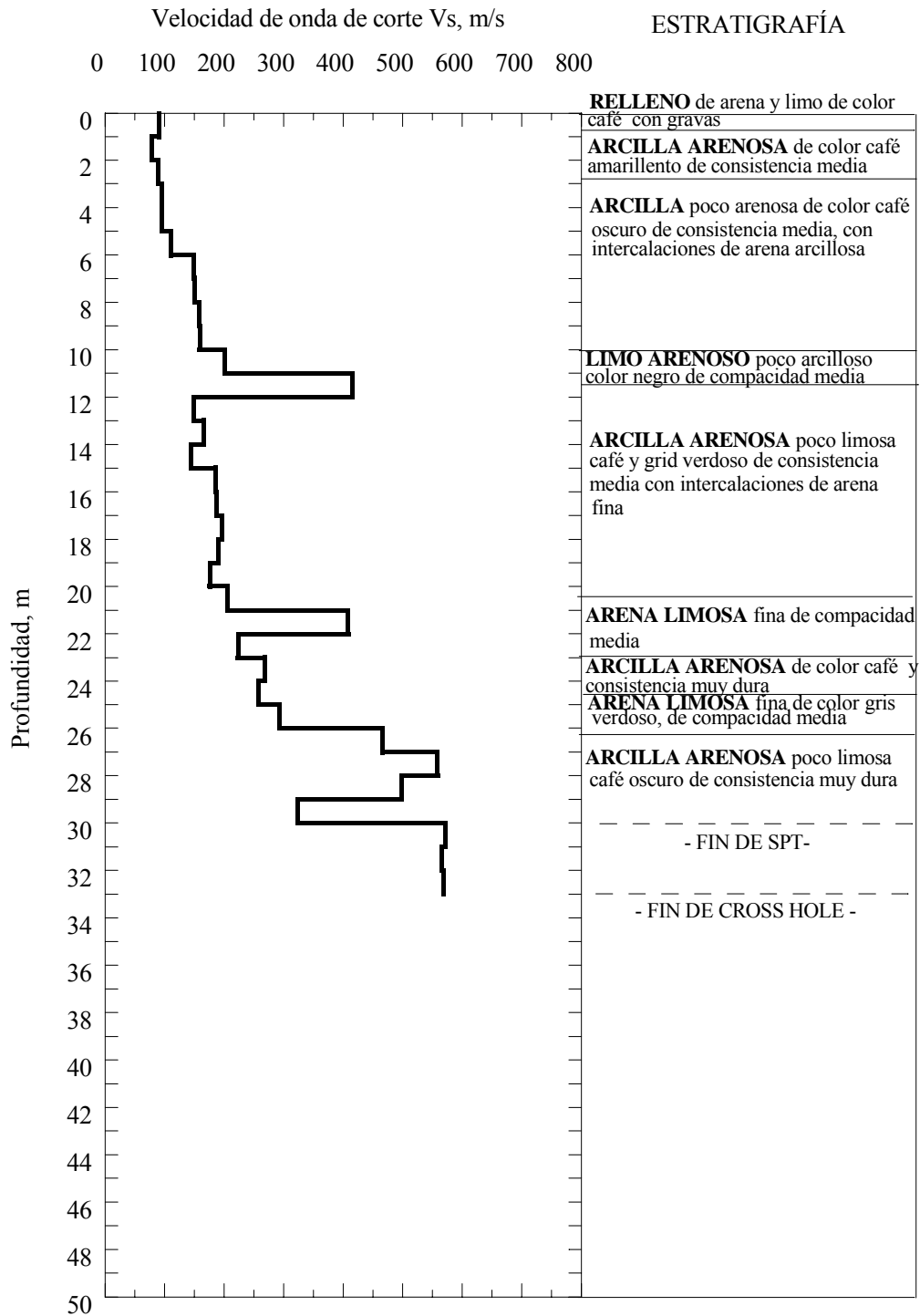


Figura 2.18 Cross Hole CH-4

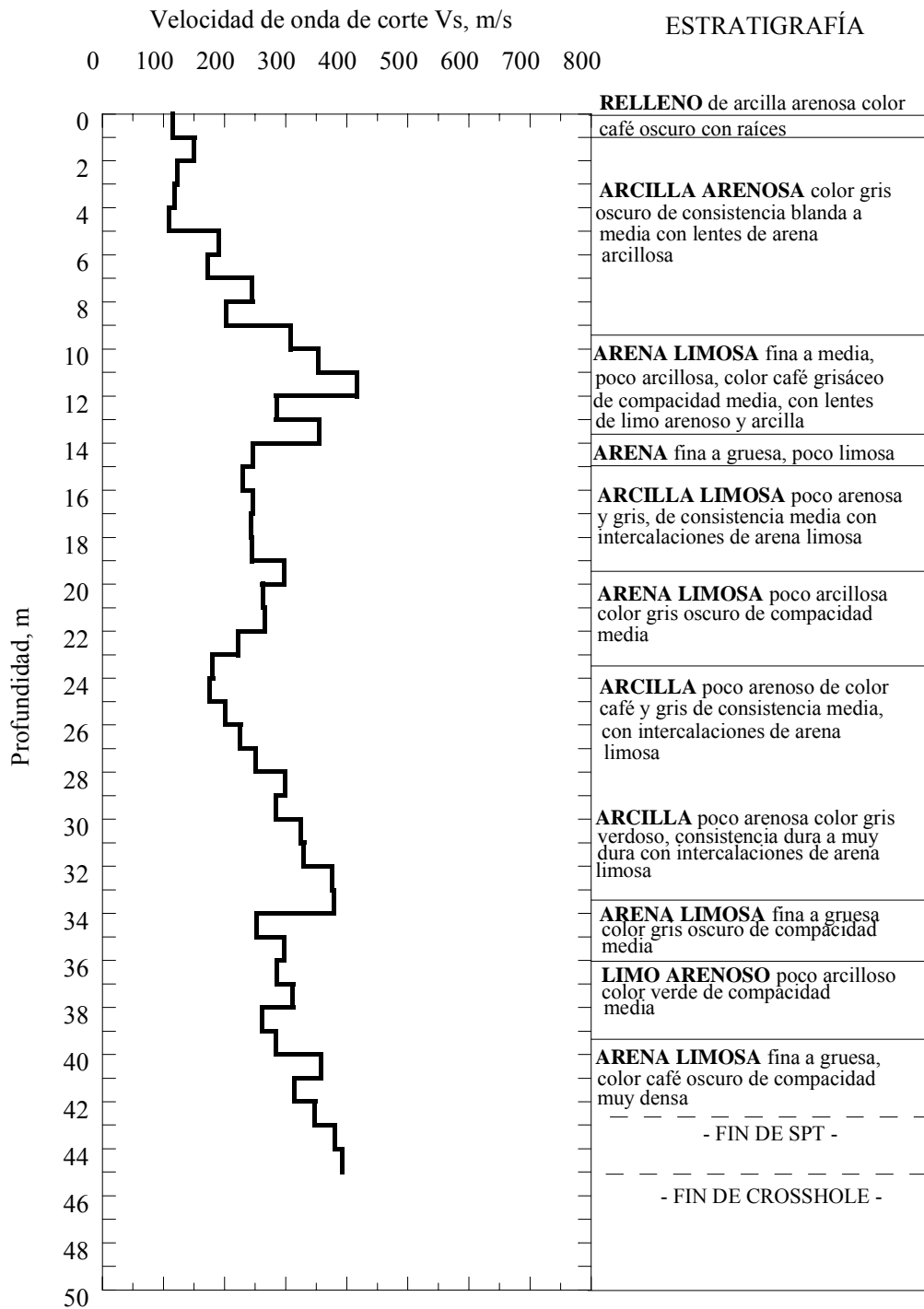


Figura 2.19 Cross Hole CH-5

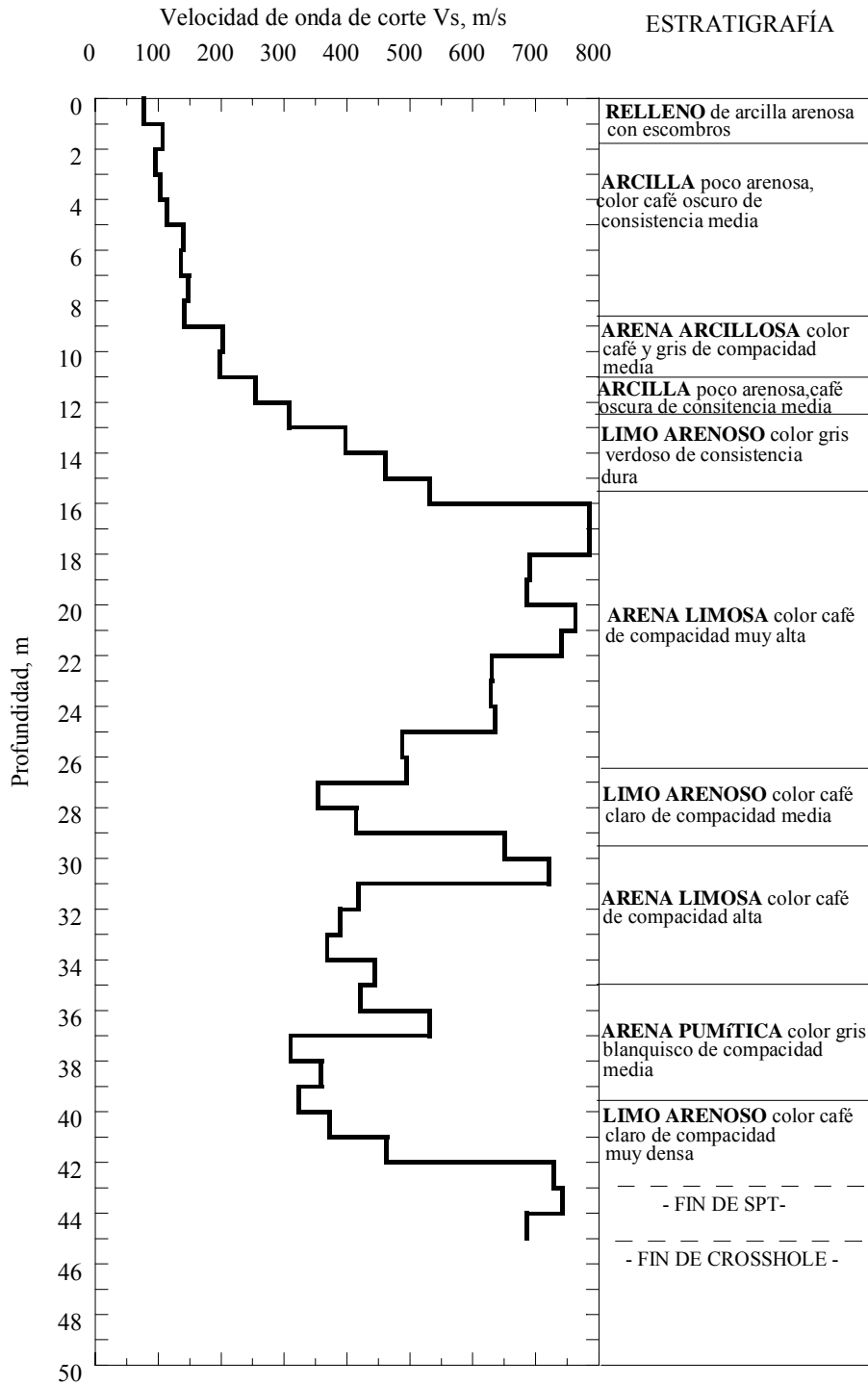


Figura 2.20 Cross Hole CH-6



2.2.3 Campaña de exploración geofísica

A lo largo del trazo del Viaducto Bicentenario se realizaron dos campañas de exploración geofísica, una los tramos 1 y 4.

En el extremo final del tramo 1, se llevaron a cabo siete sondeos eléctricos verticales, SEV, para conocer la configuración topográfica de la frontera entre la Formación Tarango y los depósitos aluviales al final de este tramo, debido a su cambio repentino en las condiciones del subsuelo a lo largo del eje longitudinal de la vía.

En el tramo 4, para conocer la ubicación y dimensiones de las cavernas detectadas y evidenciadas por asentamientos en la superficie, se realizaron cuatro tendidos geofísicos, entre los cadenamientos 18+774 km al 19+034 km, 18+738 km al 18+999 km, 18+830 km al 19+085 km y 18+800 km al 18+963 km, referidos en esta tesis como 1, 2, 3 y 4, respectivamente. En los tendidos 1, 2 y 3 se llevaron a cabo estudios de tomografía eléctrica, refracción sísmica, análisis multicanales de ondas de superficie, MASW (Multi-channel Analysis Surface Waves), y radar de penetración, mientras que en el tendido 4 únicamente se realizó una exploración con radar. Los tendidos 1 y 2 se ubicaron a aproximadamente 50 m y 15 m al poniente del eje del trazo del viaducto, respectivamente. El tendido 3 se realizó sobre el eje de vía, a 12 m al sur del apoyo A501 (Cad: 18+951 km). El tendido 4 se llevó a cabo entre el límite de la colonia la Quebrada y el muro de la autopista; es decir, a aproximadamente 14 m al este del trazo del viaducto.

2.2.4 Caracterización geotécnica y dinámica del subsuelo a lo largo del paso vehicular elevado

De acuerdo a los resultados de las campañas de exploración de campo y laboratorio realizadas para la construcción del Viaducto Bicentenario, se puede observar que el subsuelo por donde ese paso vehicular correrá, está comprendido dentro de la Formación Tarango, y conformado en su mayoría por tobas, brechas y materiales piroclásticos, intercalados por depósitos aluviales.

Por lo general, las tobas encontradas están fuertemente cementadas y tienen compacidades densas a muy densas, presentando una resistencia considerable al esfuerzo cortante y una

baja compresibilidad, con números de golpes de la prueba de penetración estándar, N_{SPT} , mayores a 50, pesos volumétricos entre 17.0 kN/m^3 y 19.0 kN/m^3 y contenidos de agua entre 20 % y 40 % (Figura 2.10). Los depósitos más antiguos de la Formación Tarango se encuentran a profundidades mayores a los 30 m, sin embargo, a lo largo del Viaducto Bicentenario se detectaron afloramientos muy superficiales a profundidades menores de 5 (*i.e.* extremo final del tramo 1).

Los depósitos aluviales intercalados en esta formación, son en su mayoría arcillas arenosas y limosas y limos arenosos, con una variación importante de las propiedades geotécnicas a lo largo del trazo longitudinal del paso vehicular elevado, como se puede observar en las Figuras 2.11 a 2.13. Las arcillas poseen un contenido de agua entre 20 % y 60 %, índice de plasticidad entre 10 % y 60 % a profundidades menores a 10 m, y menores a 25 % para profundidades mayores, y una resistencia al cortante no drenado que varía desde 20 kPa a 150 kPa para profundidades menores a 10 m y de 50 kPa a 350 kPa, entre 12 y 20 m de profundidad, por lo que se consideran de consistencia media a dura. La Figura 2.11 muestra que las plasticidades más bajas y las resistencias al cortante más altas corresponden a las arcillas del tramo 5.

Los resultados de laboratorio de las muestras de limos ensayadas a lo largo del perfil longitudinal del Viaducto, reportan que éstos tienen un contenido de agua entre 20 y 50 %, pesos volumétricos entre 15 y 20 kN/m^3 , y resistencias al esfuerzo cortante menores a 200 kPa por encima de los 20 m, y entre 50 y 250 kPa a profundidades entre 20 y 30 m, incrementando su resistencia conforme la profundidad.

Desafortunadamente, del total de las muestras ensayadas, únicamente el 10 % fueron correspondientes a suelos arenosos, por lo que se considera escasa la información para una completa caracterización geotécnica a lo largo de todos los tramos, de este tipo de suelos.

Con respecto a los resultados de los ensayos dinámicos, en la Figura 2.21 se muestran los perfiles de velocidad de ondas de cortante medidos con las pruebas de Cross Hole, mostrados en las Figuras 2.15 a 2.20, donde se puede observar que las velocidades medidas varían hasta una desviación estándar con respecto a la media, o lo que sería equivalente a un $\pm 55 \%$ con respecto al valor promedio. El Cross Hole CH-6 ubicado entre los límites del tramo 4 y 5, registró las velocidades de onda cortante máximas.

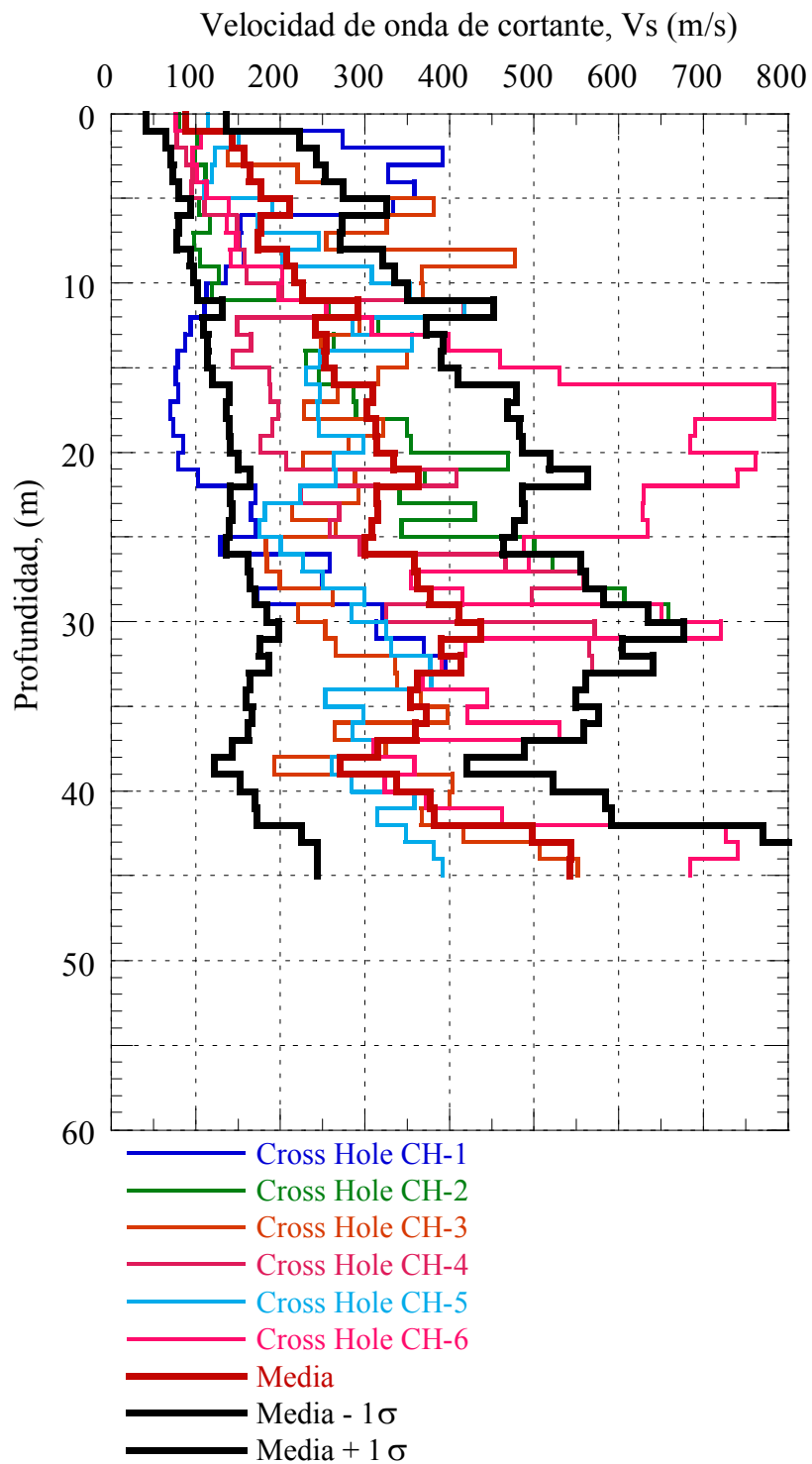


Figura 2.21 Perfiles de velocidad de ondas de cortante medidos a lo largo del Viaducto Bicentenario

2.2.5 Condiciones del subsuelo de la sección crítica analizada

Lo expuesto en la sección 2.2.4 pone en evidencia que existe una variación espacial importante tanto de las propiedades índices y propiedades mecánicas del suelo, como de las propiedades dinámicas, a lo largo de los 23.5 km del Viaducto Bicentenario, a pesar de que este paso vehicular atravesará prácticamente una sola zona geotécnica. Al extremo donde termina el tramo 1, se encuentra una zona crítica (Cad. 3+983 km a 4+213 km), donde las condiciones cambian rápidamente a escasos metros de distancia, motivo por lo que en esta tesis se analizan los efectos que puede generar este ambiente geotécnico en los movimientos del terreno, y estos a su vez, en la respuesta sísmica de una sección de siete apoyos críticos (localizados en esta área) del Viaducto Bicentenario.

Para caracterizar las condiciones geotécnicas del subsuelo donde se localizan los apoyos críticos analizados, se realizaron cinco sondeos mixtos, identificados como SM-1, SM-2, SM-3, SM-4 y SM-5 indicados en la Figura 2.22, en los cuales el nivel de aguas freáticas no fue detectado. Se realizó el ensaye de Cross Hole, CH-3, hasta una profundidad de 45 m, junto al sondeo SM-3 entre los apoyos S-5 y S-6. Adicionalmente, se llevaron a cabo siete sondeos eléctricos verticales para conocer la configuración topográfica de la frontera entre la Formación Tarango y los depósitos aluviales.

De los resultados de la exploración geotécnica, se encontró que el perfil del subsuelo del sitio de estudio mostrado en la Figura 2.22, está constituido por un relleno de 2.0 m de espesor el cual descansa sobre una capa de arcilla arenosa de consistencia blanda a media de espesor variable. Debajo de este estrato, el número de lentes de arena se incrementa. Sin embargo, en la zona de los depósitos aluviales más profundos (entre el apoyos S-5 y S-6) se puede observar que existe un estrato de arcilla de consistencia media con resistencia al esfuerzo cortante no drenado, S_u , de 78.5 kPa y 15 m de espesor; y una arcilla de consistencia dura con S_u igual a 140 kPa y 11 m de espesor. Estas arcillas presentan índices de plasticidad, IP, menores al 30 % y contenidos de agua, w (%), alrededor de 40 %. Por debajo de los depósitos aluviales se encuentra la Formación Tarango con valores del número de golpes de la prueba de penetración estándar corregida por energía y confinamiento, $(N_1)_{60}$, mayores a 65. La Tabla 2.3 resume las propiedades mecánicas del perfil estratigráfico mostrado en la Figura 2.22.

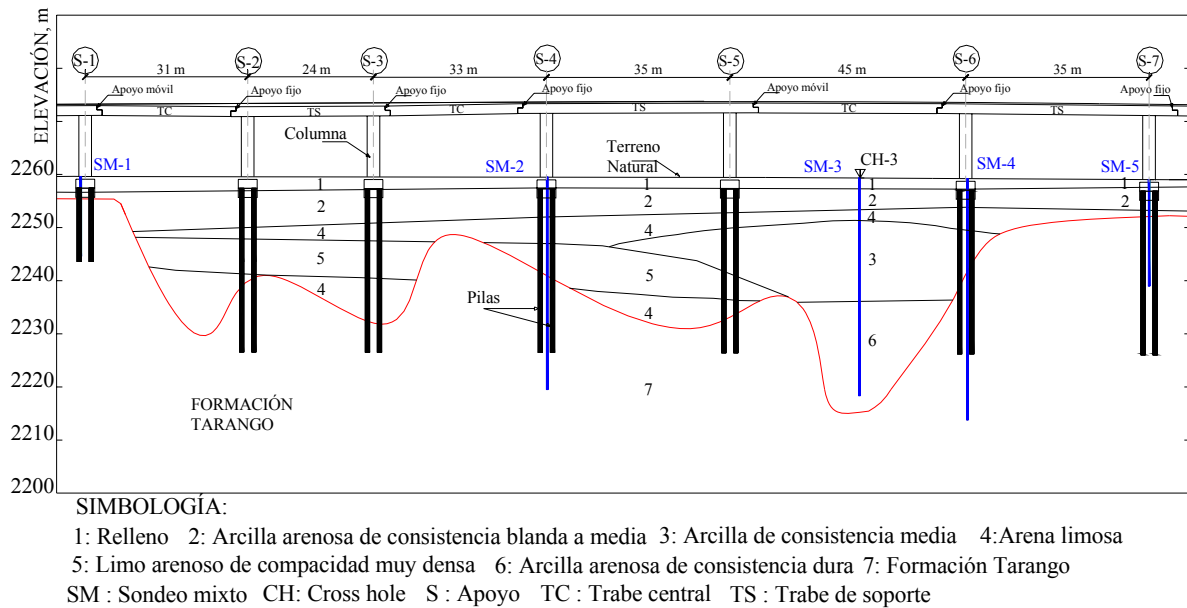


Figure 2.22 Apoyos analizados: Vista en (a) Planta y (b) elevación

Tabla 2.3 Propiedades del perfil de suelo

Material	γ (kN/m^3)	S_u (kPa)	ϕ ($^\circ$)
Relleno	16.7	29.4	18
Arcilla arenosa de consistencia blanda a media	17.0	41.2	6
Arcilla de consistencia media	18.2	78.5	10
Arena limosa	17.4	58.9	21
Limo arenoso de compactidad muy densa	17.7	29.4	33
Arcilla arenosa de consistencia dura	18.3	140.3	15
Formación Tarango (<45 m)	18.6	53.0	33
Formación Tarango (>45 m)	19.0	0.0	42

γ : Peso volumétrico, S_u : Resistencia al esfuerzo cortante, ϕ : Ángulo de fricción interna

2.2.5.1 Estimación del perfil de velocidad de onda de cortante

Arcillas

Como se indicó en la sección anterior, el Cross Hole CH-3 estuvo localizado entre los apoyos S-5 y S-6, donde se detectaron los depósitos de arcilla de consistencia media a dura en la zona de estudio. Para probar la capacidad predictiva de las ecuaciones y obtener la velocidad de onda de cortante de los depósitos arcillosos, se usaron dos ecuaciones empíricas dispuestas en la literatura técnica, propuestas por Hara *et al.*, 1974 y Ohsaki e Iwasaki, 1973. Estas expresiones estiman el módulo de rigidez al cortante máximo, $G_{\text{máx}}$,

para a partir de este parámetro, calcular la V_s (i.e. $G_{max}=(\gamma/g)V_s^2$). En las Figuras 2.23, 2.24 y 2.25 se observa una buena correlación entre la velocidad de onda de cortante estimada mediante la ecuación propuesta por Hara *et al.* 1974 con respecto a las medida por los ensayos de Cross Hole CH3, CH-4 y CH5, respectivamente, donde se detectaron suelos arcillosos. Por lo tanto, para determinar la velocidad de onda de cortante en los depósitos arcillosos a lo largo del Viaducto es posible utilizar esta expresión indicada en la ecuación 2.1 (Hara *et al.* 1974).

$$G_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 15500(N_{60})^{0.668} ; [\text{kPa}] \quad (2.1)$$

Donde:

$(N)_{60}$ es el número de golpes de la prueba SPT, corregido por energía

$G_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}}$ es el módulo de rigidez al cortante máximo

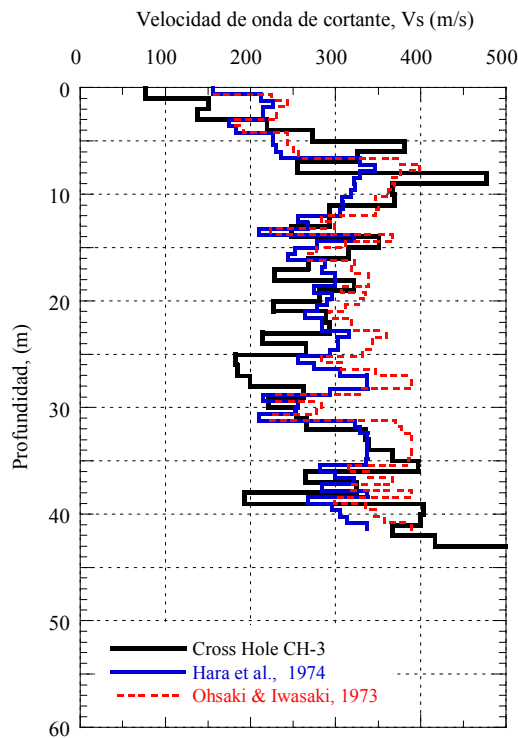


Figura 2.23 Estimación de la velocidad de onda de cortante usando el Cross Hole CH-3

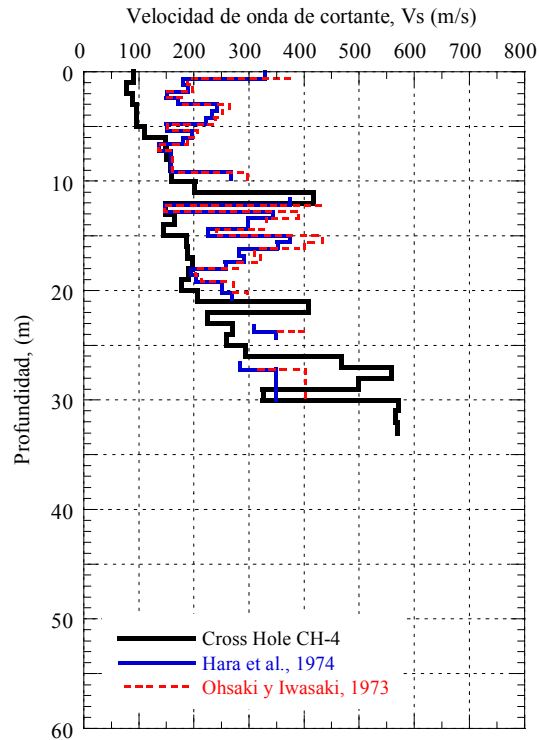


Figura 2.24 Estimación de la velocidad de onda de cortante usando el Cross Hole CH-4

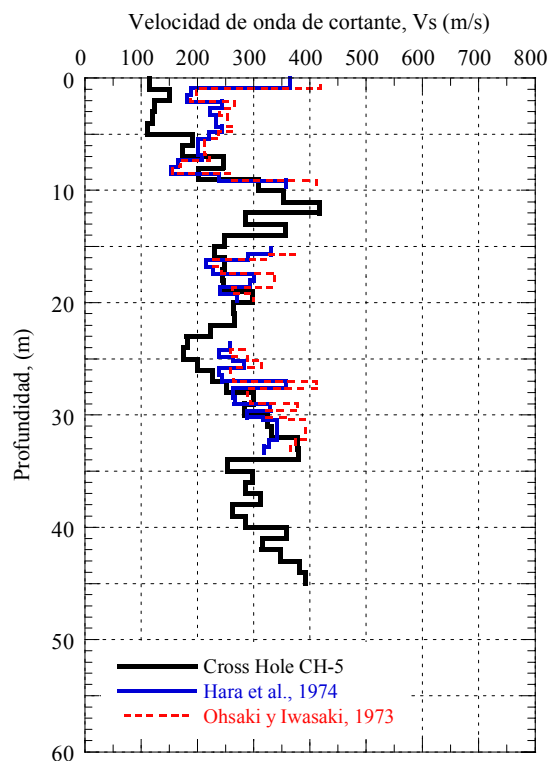


Figura 2.25 Estimación de la velocidad de onda de cortante usando el Cross Hole CH-5

Arenas y limos

De acuerdo con la campaña de exploración de campo y laboratorio realizada para el proyecto, se observa que es muy escasa la información geotécnica y dinámica que se tiene de las arenas y limos en la zona de estudio. El ensayo de Cross Hole CH-3, realizado entre los apoyos críticos analizados, únicamente detecta un lente de arena a los 26 metros de profundidad (Figura 2.17), siendo el resto del perfil, compuesto por arcillas, por lo que este ensaye es insuficiente para caracterizar dinámicamente las arenas y limos en esta área.

Por tanto, para caracterizar los depósitos de arena y limos se buscó conocer la relación entre la velocidad de onda de cortante obtenida de los seis Cross Hole realizados a lo largo del proyecto en estos geomateriales y su número de golpes corregido por energía y confinamiento, $(N_1)_{60}$, excluyendo los valores de N_{60} mayores a 50 golpes debido a la incertidumbre del valor exacto de estos datos.

Como se muestra en la Figura 2.26 existe una tendencia entre los resultados de los sondeos CH-1 y CH-2, descritos por la ecuación 2.2, con una variación del 42 %; mientras que los del sondeo CH-4, CH-5 y CH-6 se ajustan mejor a la ecuación 2.3, con una variación del 50 %. En la Figura 2.26 se ha incluido la línea de tendencia descrita por la ecuación 2.4 propuesta por Seed *et al.* 1983, muy comúnmente usada en la literatura internacional.

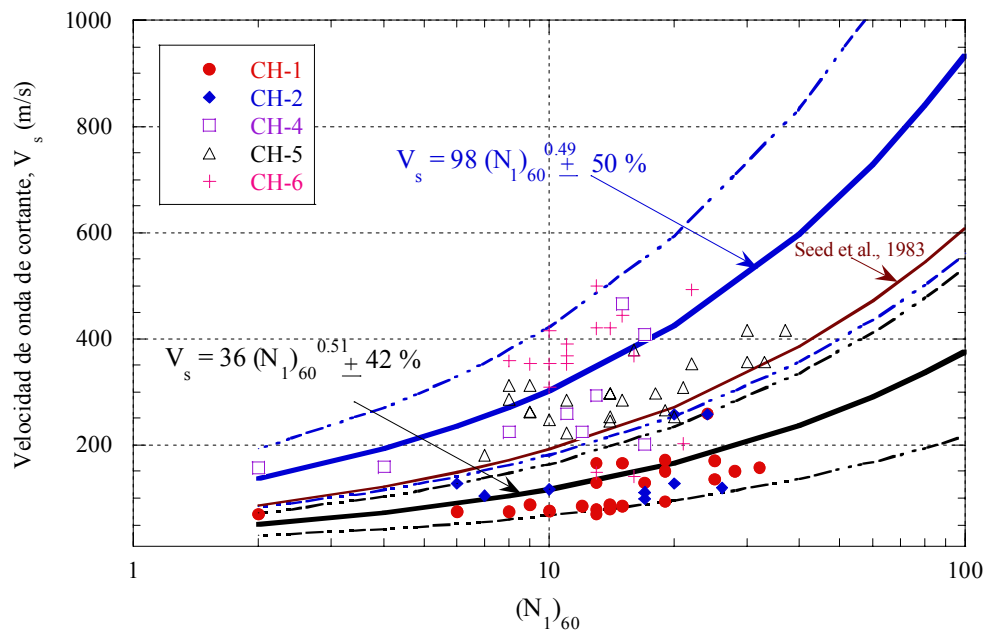


Figura 2.26 Variación de la velocidad de onda de cortante con respecto al $(N_1)_{60}$



$$V_s = 36(N_{1(60)})^{0.51} \pm 42\% \text{ '}; [\text{m/s}] \quad (2.2)$$

$$V_s = 98(N_{1(60)})^{0.49} \pm 50\% \text{ '}; [\text{m/s}] \quad (2.3)$$

$$V_s = 61(N_{1(60)})^{0.50} \text{ '}; [\text{m/s}] \quad (2.4)$$

Donde:

$N_{1(60)}$ es el número de golpes de la prueba SPT corregido por energía y confinamiento

Liao y Whitman (1986) proponen la expresión 2.5 para obtener el valor de $N_{1(60)}$.

$$N_{1(60)} = N_{60} \sqrt{\frac{100 \text{ kPa}}{\sigma'_v}} \quad (2.5)$$

Finalmente en el caso de tener estratos de suelo limo-arenoso, se decidió utilizó la ecuación 2.4 recomendada por Seed *et al.*, 1983, debido a que muestra una tendencia media entre los datos graficados en la Figura 2.26; a pesar de que lo óptimo hubiese sido realizar un sondeo en el área de estudio, capaz de detectara este tipo de suelos, y conocer con mayor certeza la distribución de la velocidad de onda de cortante con la profundidad para estos geomateriales.

Formación Tarango

Cuando el número de golpes determinado de la prueba de penetración estándar era mayor a 50 (*i.e.* Formación Tarango), se buscó un modelo que describiera mejor la variación de la velocidad de onda de cortante, graficando los datos de las velocidades de onda cortante medidas en los ensayos CH-1 y CH-2 (localizados a 2 km y 1.4 km del CH-3, respectivamente) contra el esfuerzo vertical promedio, σ'_m , para cada material (Figura 2.27), de donde se obtuvieron las ecuaciones 2.6 y 2.7.

$$V_s = 320(\sigma'_m)^{0.08} \text{ '}; [\text{m/s}] \text{ ; para } \sigma'_m < 15 \text{ t/m}^2 \quad (2.6)$$

$$V_s = 9.2(\sigma'_m)^{1.25} ; [\text{m/s}] ; \text{ para } \sigma'_m > 15 \text{ t/m}^2 \quad (2.7)$$

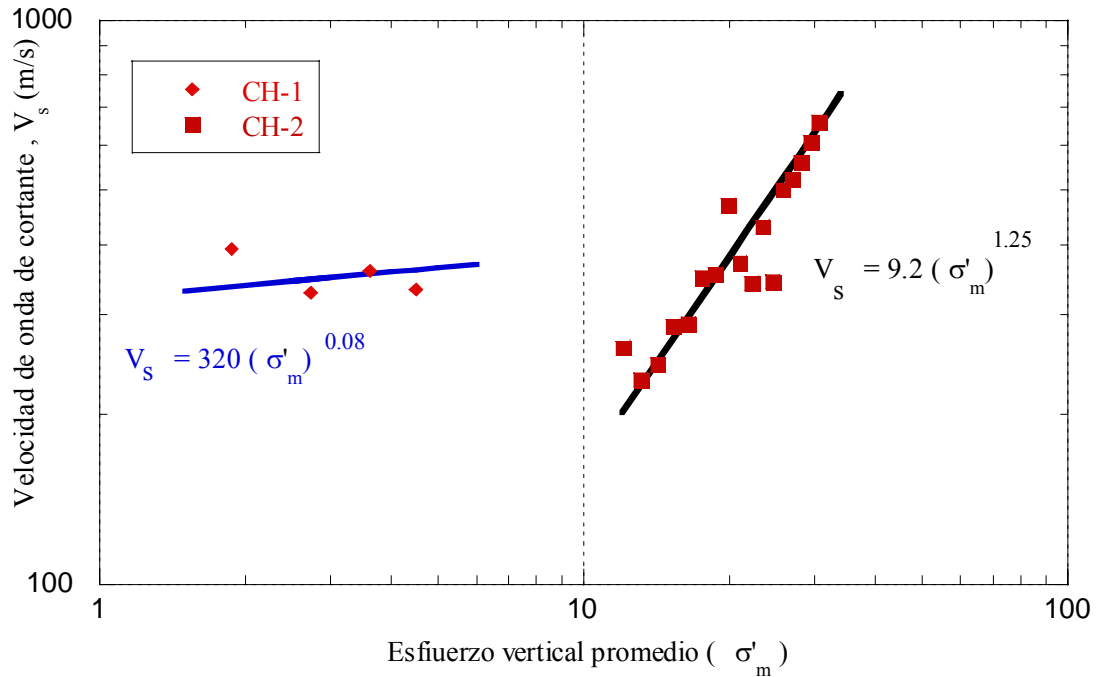


Figura 2.27 Variación de la velocidad de onda de cortante con el esfuerzo vertical promedio

La Figura 4 muestra el perfil de velocidad de onda de cortante obtenido con el Cross Hole CH-3 y los estimados para cada sondeo realizado en el área de estudio, con las ecuaciones 2.1, 2.4, 2.6 y 2.7 dependiendo el tipo de material detectado en cada uno de los sondeos mixtos.

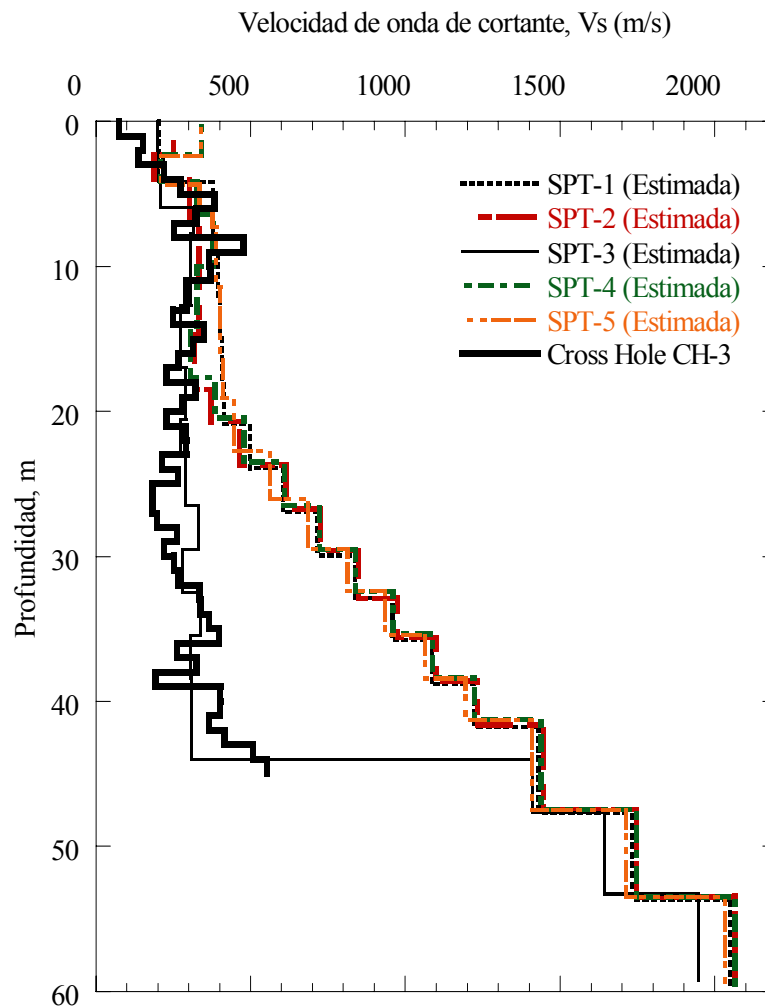


Figura 2.28 Perfiles de velocidad de onda de cortante estimados y medidos en la zona de estudio

2.3 Ambiente sísmico

Con el objeto de evaluar el comportamiento del Viaducto Bicentenario ante movimientos sísmicos con diferentes niveles de intensidad, en esa tesis se definieron dos ambientes sísmicos. El primero, con una magnitud $M_w=8.2$, y el segundo de $M_w=8.7$.

Para caracterizar el ambiente sísmico del área de estudio se siguió la siguiente metodología. Inicialmente, se revisó si se contaba con estaciones ubicadas en roca o suelo firme, próximas al zona. Estas fueron identificadas como CUMV, TACY y MADI (Figura 2.1) las cuales registraron el sismo del 19 de septiembre de 1985, cuyo epicentro fue en las

costas de Guerrero, donde se encuentra la zona de subducción de México. Una vez ubicadas las estaciones circundantes al área de estudio se obtuvieron los espectros de respuesta de ambas componentes horizontales para cada estación, como se muestra en la Figura 2.29. Cada espectro de respuesta fue normalizado de acuerdo a la máxima aceleración del terreno, PGA, registrada en cada una de las historias de tiempo analizadas (Figura 2.30).

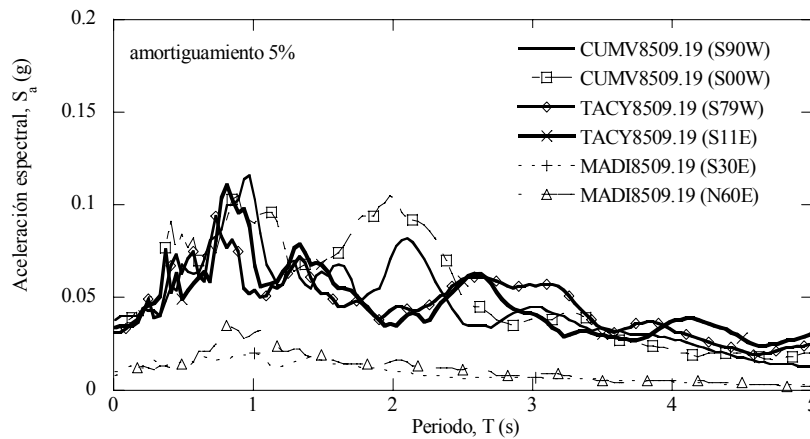


Figura 2.29 Espectros de respuesta para cada estación sísmológica

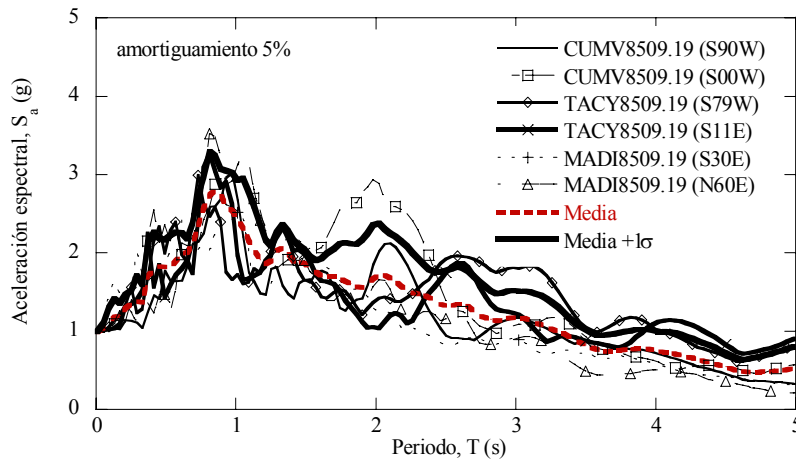


Figura 2.30 Espectros normalizados

El espectro de respuesta obtenido de la media más una desviación estándar (σ) fue escalada a un PGA igual a 0.06 g y 0.08 g, para el ambiente sísmico de $M_w = 8.2$ y $M_w = 8.7$, respectivamente. Estas aceleraciones corresponden al valor medio más una desviación estándar, σ , obtenidas mediante la ley de atenuación propuesta por Crouse (1991) para la

zona de subducción de las costas del Pacífico de México. Posteriormente, el espectro obtenido según lo ya descrito anteriormente, fue multiplicado por 1.5 para tomar en cuenta la importancia de la estructura, dado que el paso vehicular elevado analizado se trata de una estructura tipo A, según Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, RCDF. Usando los espectros obtenidos para cada ambiente sísmico como un espectro de referencia para cada caso, se obtuvieron dos acelerogramas sintéticos, respectivamente, mediante un ajuste espectral en el dominio del tiempo de un sismo semilla (registrado en la estación TACY), usando la metodología propuesta por Lilhanand y Tseng (1988) y modificada por Abrahamson (1993).

En las Figuras 2.31 y 2.32 se muestra el movimiento de entrada generado en el afloramiento rocoso para el ambiente sísmico $M_w=8.2$, y $M_w=8.7$, respectivamente.

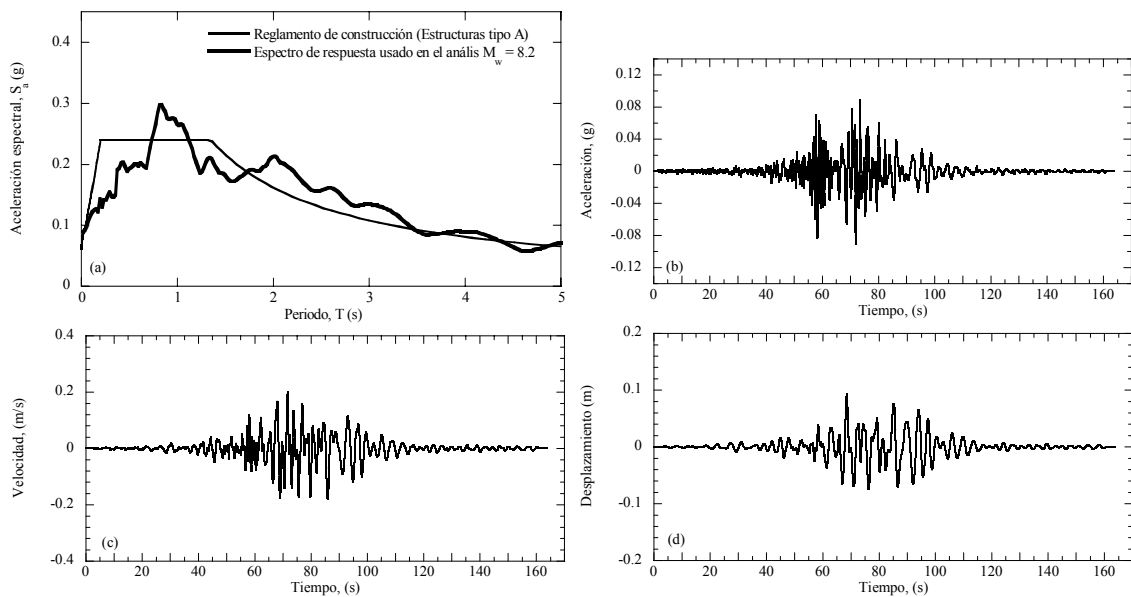


Figura 2.31 Ambiente sísmico $M_w = 8.2$: (a) Espectro de respuesta del movimiento de entrada en el afloramiento rocoso, historia de (b) aceleración (c) velocidad y (d) desplazamiento

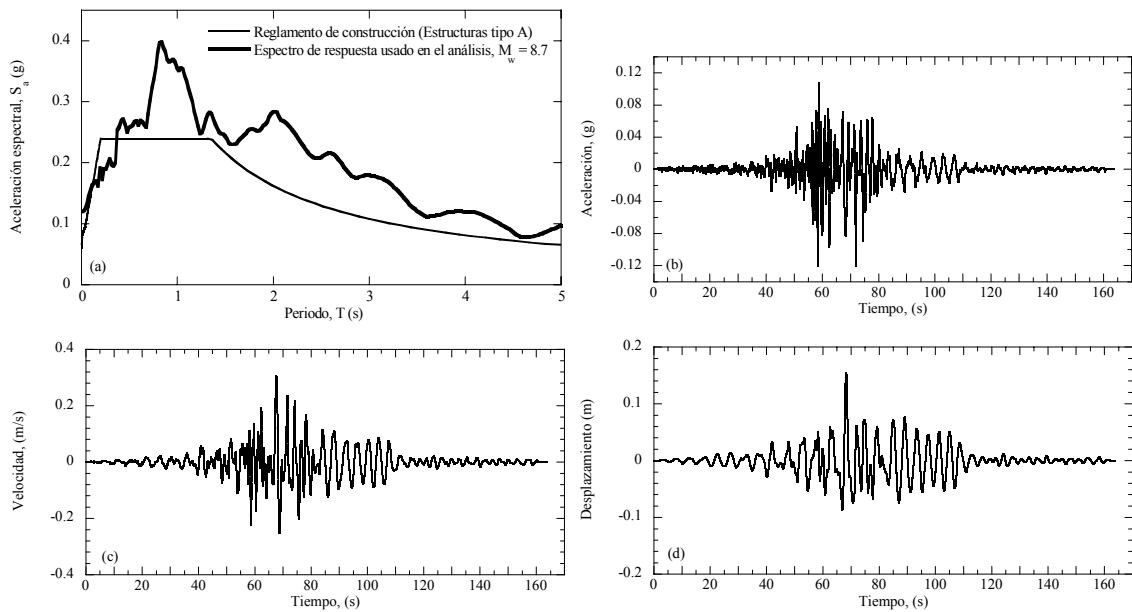


Figura 2.32 Ambiente sísmico $M_w = 8.7$: (a) Espectro de respuesta del movimiento de entrada en el afloramiento rocoso, historia de (b) aceleración (c) velocidad y (d) desplazamiento



3. MODELO NUMÉRICO

Para estudiar la respuesta sísmica del paso vehicular elevado Viaducto Bicentenario, se realizó un modelo bidimensional de diferencias finitas de un sub-tramo de siete apoyos críticos, empleando el programa *FLAC* (Itasca, 2005). Este modelo incluye el campo libre, la cimentación de los siete apoyos y la superestructura. Los resultados de la respuesta en campo libre obtenidos con *FLAC*, se calibraron con aquellos calculados con un modelo de elemento finito bidimensional mediante el programa *QUAD4M* (Hudson *et al.* 1994), usando propiedades lineales equivalentes.

3.1 Descripción general del problema de interacción sísmica suelo-cimentación-estructura

El movimiento del terreno sin la presencia de la estructura se denomina “de campo libre” y es la primera etapa de análisis en la evaluación del comportamiento sísmico de edificios y puentes. Sin embargo, dado el acoplamiento entre el suelo y la estructura, y dependiendo de las propiedades de los suelos de desplante, los movimientos de la cimentación son distintos de los del campo libre al nivel de los cimientos (Hernández, 1989). En estos casos se dice que se presenta el fenómeno de interacción sísmica suelo-cimentación-estructura o simplemente interacción sísmica suelo-estructura, ISSE (Romo, 1988). La Figura 3.1 muestra una representación esquemática de este fenómeno.

El problema esencial de la interacción dinámica suelo-estructura involucra la evaluación de la respuesta de una o más estructuras en un sitio particular para un sismo determinado, y es uno de los factores que influyen en la variabilidad espacial de los movimientos del terreno o incoherencias en los movimientos de la superficie. La amplitud de la respuesta estructural del sistema suelo-estructura es afectada por la disipación de energía, por la radiación de las ondas sísmicas y por el amortiguamiento histerético del suelo y de la estructura (Hernández, 1989). Por tanto, es de vital importancia considerar los efectos de la ISSE en el análisis y diseño de una estructura, evaluando sus características estructurales y las condiciones de la excitación del suelo contiguo a la estructura analizada.

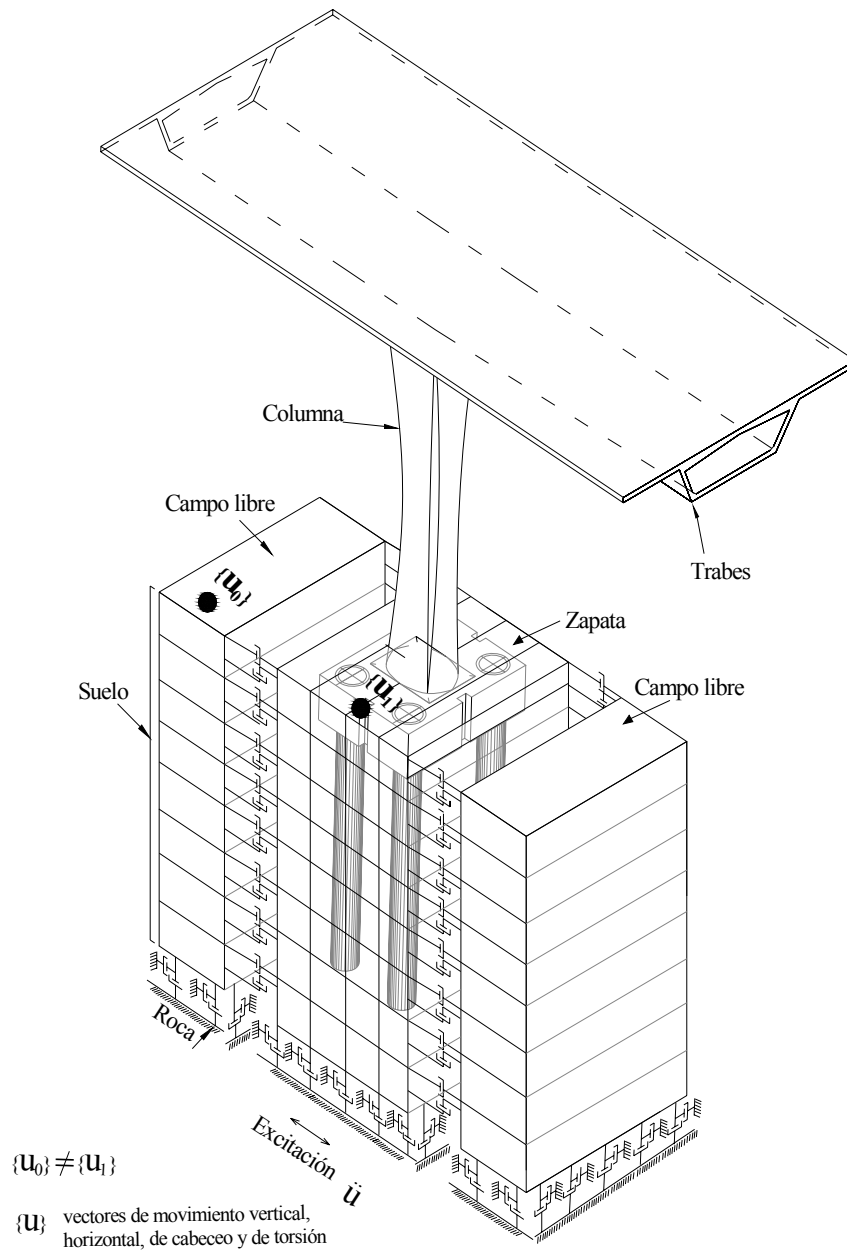


Figure 3.1 Representación esquemática del problema de interacción suelo-cimentación-estructura

El problema de la interacción dinámica suelo-estructura comprende tanto la interacción inercial como la interacción cinemática. Los efectos inerciales se evidencian cuando la base de la cimentación presenta una resistencia inercial al movimiento sísmico, mientras que la



interacción cinemática se da entre el suelo y la base y/o paredes exteriores de la cimentación.

El análisis del fenómeno de interacción suelo-estructura básicamente se compone de dos etapas: La respuesta en campo libre, y la del sistema suelo-cimentación-estructura.

Hace algunas décadas se comenzó a estudiar la respuesta de depósitos de suelo en campo libre mediante los denominados análisis de respuesta de sitio, considerando propiedades lineales equivalentes y no lineales del suelo. El método lineal equivalente está incorporado en programas de computadora que realizan análisis de respuesta de sitio en una dimensión, tales como *SHAKE91* (Idriss y Sun, 1992). Aunque este programa ha sido extensamente utilizado, en ciertos casos las condiciones topográficas de los perfiles de suelo exigen la utilización de modelos bidimensionales. El programa *QUAD4M* (Hudson *et al.*, 1994) ha sido uno de éstos. Por otro lado, los procedimientos no lineales en el dominio del tiempo han sido implementados en programas como *AMPLE* (Nadim, 1985) o *DESRA* (Lee y Finn, 1978) para análisis en una dimensión, y en programas como *TARA-3* (Finn *et al.*, 1986) para dos dimensiones.

Sin embargo, debido a la necesidad de poder predecir el comportamiento de una estructura ante un sismo, los ingenieros e investigadores, se han dedicado por varios años al desarrollo de métodos más complejos para el análisis y diseño de estructuras. Actualmente, para la evaluación del sistema suelo-cimentación-estructura existen diversos tipos de análisis, entre ellos están: los acoplados o desacoplados, los continuos o discretos, entre otros. Estos se han incluido en métodos o herramientas numéricas, entre los que se destacan los más conocidos, la técnica del elemento finito, de diferencias finitas, de volumen finito, y de elementos de frontera.

Con los modelos acoplados se persigue incluir los efectos que ocurren en el plano de contacto entre la masa de suelo y la estructura, para que dentro del análisis estructural se incluyan no sólo las características estructurales, sino también las propiedades locales del depósito de suelo subyacente, para así, poder obtener el comportamiento que más se ajuste a la respuesta real de la estructura. Los análisis desacoplados son una alternativa de un análisis simplificado del contacto suelo-cimentación, en donde las propiedades del suelo son representados por resortes con una ley de comportamiento esfuerzo-deformación no

lineal (e.g. Formulación de Winkler). En la Figura 3.2 y 3.3 se muestra una representación esquemática de un análisis acoplado y desacoplado, respectivamente.

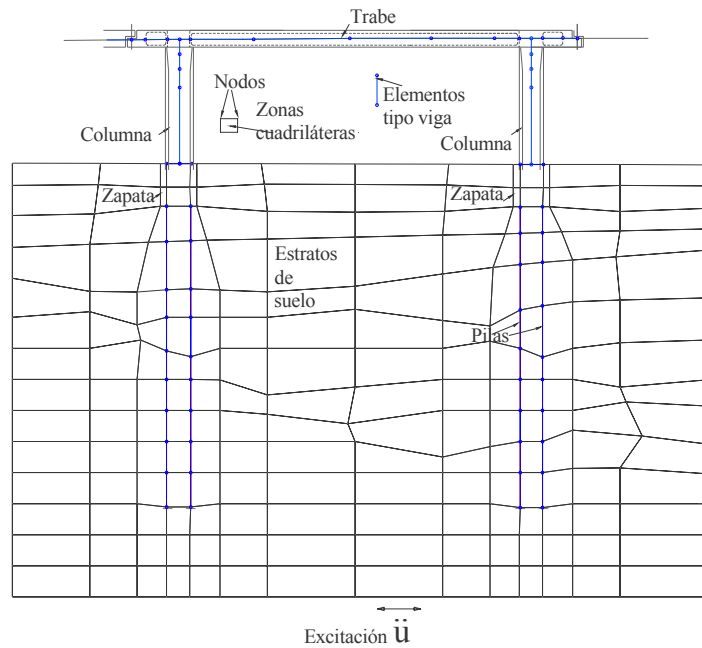


Figure 3.2 Representación esquemática de un modelo acoplado

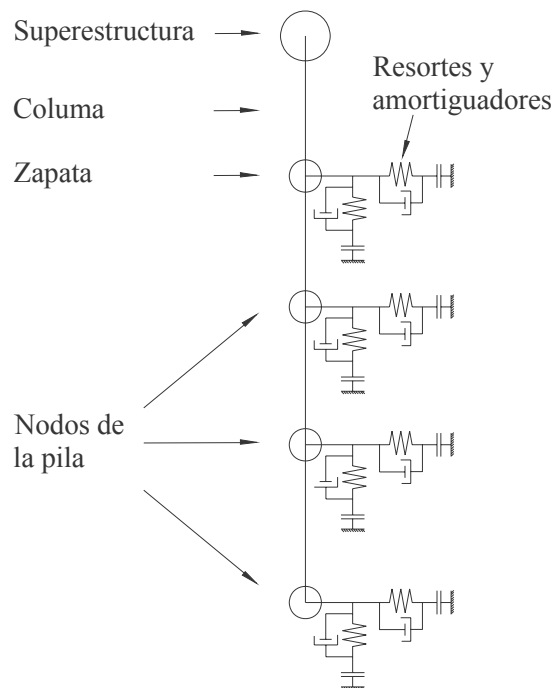


Figure 3.3 Representación esquemática de un modelo desacoplado



Los análisis de los efectos de la ISSE con modelos continuos tiene la ventaja de incorporar el suelo de manera continua en el análisis, por lo que los efectos de amortiguamiento e interacción suelo-cimentación son automáticamente incluidos, sin embargo se ha limitado el suelo a un comportamiento elástico y sólo se han obtenido soluciones a problemas geotécnicos con configuraciones simples. Una de las técnicas más importantes que considera modelos continuos es el método de elementos de frontera. Por otro lado, los modelos discretos, discretizan por zonas o elementos los geomateriales; éstos permiten considerar fácilmente el comportamiento no lineal de los suelos, con la dificultad de definir la continuidad en el depósito de suelo. Entre los modelos discretos más usados se destacan el método de elemento finito y el método de diferencias finitas.

Entre los programas de computadora desarrollados para el análisis de los efectos de la interacción suelo-cimentación-estructura, por enlistar algunos, están los que utilizan la técnica del método de elemento finito, como el *ABAQUS* (Trochanis *et al.*, 1988) y *FEAP* (Taylor, 1998); los desarrollados mediante el método de las diferencias finita, como *FLAC* (Itasca, 2005), y programas híbridos, de la combinación de la técnica del elemento finito con los de frontera, tales como *SASSI* (Lysmer *et al.*, 2000).

Es así como en la literatura técnica actual es posible encontrar análisis dinámico de puentes considerando los efectos de interacción suelo – estructura (Jeremic *et al.*, 2009; Elgamal *et al.*, 2008; Jeremic *et al.*, 2004; Zhang y Makris, 2001)

En particular, así como las amplificaciones dinámicas del subsuelo adquieren valores extraordinariamente altos cuando los periodos predominantes de la excitación y el suelo son similares y el amortiguamiento bajo; de igual forma, la ISSE puede ocasionar considerables incrementos o reducciones de la respuesta estructural, dependiendo de la relación entre los periodos fundamentales de la estructura y el sitio. Cuando el periodo efectivo del sistema suelo-estructura se acerca al dominante del suelo, tiene lugar el fenómeno de resonancia, haciendo que la respuesta estructural sea elevada.

Las características dinámicas del suelo subyacente y sus deformaciones; la rigidez, deflexiones y disposición de la cimentación; la distribución de presiones en el contacto cimentación – suelo y el tipo de sistema estructural, interactúan entre sí en una condición de interdependencia de efectos para caracterizar los efectos sísmicos sobre el sistema

estructural. El no tomar en cuenta la rigidez de la cimentación y las características dinámicas del suelo subyacente en el análisis sísmico de la estructura puede conducir a variaciones apreciables entre la respuesta sísmica estimada y la respuesta real de la misma. Por tanto, no se deben despreciar los efectos de la ISSE, ya que en general, éstos incorporan cambios en la respuesta sísmica del sistema, que deben ser tomados en cuenta para el diseño de los diferentes elementos que la conforman.

3.2 Método de elemento finito, *QUAD4M*

QUAD4M (Hudson *et al.*, 1994) es un programa de elemento finito que permite realizar análisis de respuesta de sitio bidimensional en el dominio del tiempo mediante un comportamiento lineal equivalente del suelo. *QUAD4M* tiene incorporado el concepto de base absorbente y la formulación de amortiguamiento tipo Rayleigh, para la resolución de problemas dinámicos. Los materiales se discretizan por elementos interconectados con un número finito de nodos que forman elementos, y estos a su vez, una malla, de acuerdo a la configuración del problema geotécnico a analizar. Este algoritmo es una actualización del programa *QUAD4* (Idriss *et al.*, 1973).

El procedimiento de elemento finito usado en *QUAD4M* para la resolución de la ecuación de movimiento usa un sistema de ecuaciones representadas en forma de matriz como se indica en la expresión 3.1:

$$[M]\ddot{U} + [C]\dot{U} + [K]U = R \quad (3.1)$$

Donde:

$[M]$ es la matriz de masa

$[C]$ es la matriz de amortiguamiento

$[K]$ es la matriz de rigidez

R es el vector de carga, el cual está dado por $R = [M]\ddot{U}_g$

U es el vector de desplazamiento relativo, y los puntos representan la diferenciación con respecto al tiempo



\ddot{U}_g es la aceleración del afloramiento rocoso

Para resolver la Ecuación 3.1 *QUAD4M* utiliza ecuaciones que relacionan la aceleración, velocidad y desplazamientos (\ddot{U} , \dot{U} , U), mediante uno de los métodos de Newmark (e.g. Hughes, 1987) el cual usa las siguientes ecuaciones para satisfacer tales requerimientos:

$$\dot{U}_N = \dot{U}_{N-1} + \Delta t \left[(1-\gamma)\ddot{U}_{N-1} + \gamma\ddot{U}_N \right] \quad (3.2)$$

$$U_N = U_{N-1} + \Delta t \dot{U}_{N-1} + \frac{\Delta t^2}{2} \left[(1-2\beta)\ddot{U}_{N-1} + 2\beta\ddot{U}_N \right] \quad (3.3)$$

Donde N es la iteración actual (cantidades desconocidas), $N-1$ es el paso previo (cantidades conocidas) y Δt el intervalo de tiempo. El uso de las ecuaciones 3.2 y 3.3, con $\gamma = 0.5$ y $\beta = 0.25$, es conocido como regla trapezoidal y proporciona un algoritmo incondicionalmente estable, de convergencia cuadrática (Hughes, 1987).

Usando la regla trapezoidal, se obtienen las ecuaciones 3.4 a 3.10 para resolver en cada paso, el desplazamiento, la velocidad y la aceleración.

$$U_{N+1} = \left[\bar{K} \right]^{-1} \left[\bar{R} \right]_{N+1} \quad (3.4)$$

$$\ddot{U}_{N+1} = \frac{4}{\Delta t^2} (U_{N+1} - U_N) - \frac{4}{\Delta t} \dot{U}_N - \ddot{U}_N \quad (3.5)$$

$$\dot{U}_{N+1} = \dot{U}_N + \frac{\Delta t}{2} \left(\ddot{U}_N + \ddot{U}_{N+1} \right) \quad (3.6)$$

$$\left[\bar{K} \right] = \frac{4}{\Delta t^2} [M] + \frac{2}{\Delta t} [C] + [K] \quad (3.7)$$

$$\left[\bar{R} \right]_{N+1} = [R]_{N+1} + [M]A_{N+1} + [C]B_{N+1} + [K]\alpha U_N \quad (3.8)$$



$$A_{N+1} = \frac{4}{\Delta t^2} \left(U_N + \Delta t \dot{U}_N + \frac{\Delta t^2}{4} \ddot{U}_N \right) \quad (3.9)$$

$$B_{N+1} = \frac{2}{\Delta t} U_N + \dot{U}_N \quad (3.10)$$

3.2.1 Condiciones de frontera

Para representar la respuesta de un depósito de suelo bajo una condición de campo libre infinito, se debe minimizar la reflexión artificial de las ondas sísmicas de las fronteras laterales, así como para el semiespacio.

Los efectos de las fronteras laterales pueden ser minimizados con el incremento de la malla del modelo. Mientras que, para representar el semiespacio, Lysmer y Kuhlemeyer (1969) introdujeron el uso de amortiguadores en la base para el caso de una masa de suelo sujeta a una vibración por sismo, este concepto está incluido en *QUAD4M*.

La implementación matemática de estos amortiguadores en la base del modelo, se ve reflejada en términos adicionados en la diagonal de la matriz de amortiguamiento ($\rho V_p L$ y $\rho V_s L$, para la dirección perpendicular y paralela a la frontera respectivamente). Esto produce una fuerza en la dirección x y y proporcional a la velocidad de los nodos especificados. Las velocidades de las onda P, V_p , de las ondas S, V_s , y la densidad, ρ , son propiedades correspondientes al material del semiespacio. El ancho tributario del nodo, L , corresponde a la mitad de la distancia del nodo consecutivo a ambos lados.

3.2.2 Mecanismo de amortiguamiento

En la formulación original utilizada para definir el amortiguamiento en *QUAD4*, se usaba un ensamble de matrices mediante la formulación tipo Rayleigh (1945) para cada elemento q , como se indica en la Ecuación 3.11.

$$[C]_q = \alpha_q [M]_q + \beta_q [K]_q \quad (3.11)$$



El cálculo de los coeficientes α_q y β_q , indicados en la Ecuación 3.11, era tal que proporcionaba valores del amortiguamiento con una mínima variación sobre el rango de las frecuencias de interés, y eran calculados de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$\alpha_q = \lambda_q \omega_1 \quad (3.12)$$

$$\beta_q = \lambda_q / \omega_1 \quad (3.13)$$

Donde λ_q es la relación de amortiguamiento de cada elemento q .

En este caso, como en todos los procedimientos que utilizan una formulación tipo Rayleigh, las altas frecuencias eran sobreamortiguadas. Así, en *QUAD4*, las constantes α_q y β_q eran escogidas de tal manera que el amortiguamiento sea minimizado a la frecuencia fundamental del modelo completo, ω_1 .

Sin embargo, en *QUAD4M*, se utilizan dos frecuencias, ω_1 y ω_2 . La frecuencia ω_1 es la misma utilizada en *QUAD4*, es decir la frecuencia del sistema, mientras ω_2 es establecida como:

$$\omega_2 = n \omega_1 \quad (3.14)$$

Donde n es calculado según la siguiente expresión:

$$n = \omega_i / \omega_1 \quad (3.15)$$

Donde

n es igual al número impar más cercano mayor a ω_i / ω_1

ω_i es la frecuencia predominante del sismo de entrada

De acuerdo a lo anterior, para establecer el amortiguamiento en *QUAD4M*, los valores de α_q y β_q están dados según las siguientes expresiones (Hudson, 1994):

$$\alpha_q = 2\lambda_q \frac{\omega_1 \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (3.16)$$

$$\beta_q = 2\lambda_q \frac{1}{\omega_1 + \omega_2} \quad (3.17)$$

El movimiento entre las frecuencias ω_1 y ω_2 es subamortiguado, mientras que fuera de este rango es sobreamortiguado. Este esquema permite al modelo responder a la frecuencia predominante del sismo de entrada sin sobreamortiguamientos significativos. En la Figura 3.4 se ilustra la variación del amortiguamiento con la frecuencia según la formulación tipo Rayleigh, usada para *QUAD* y *QUAD4M*.

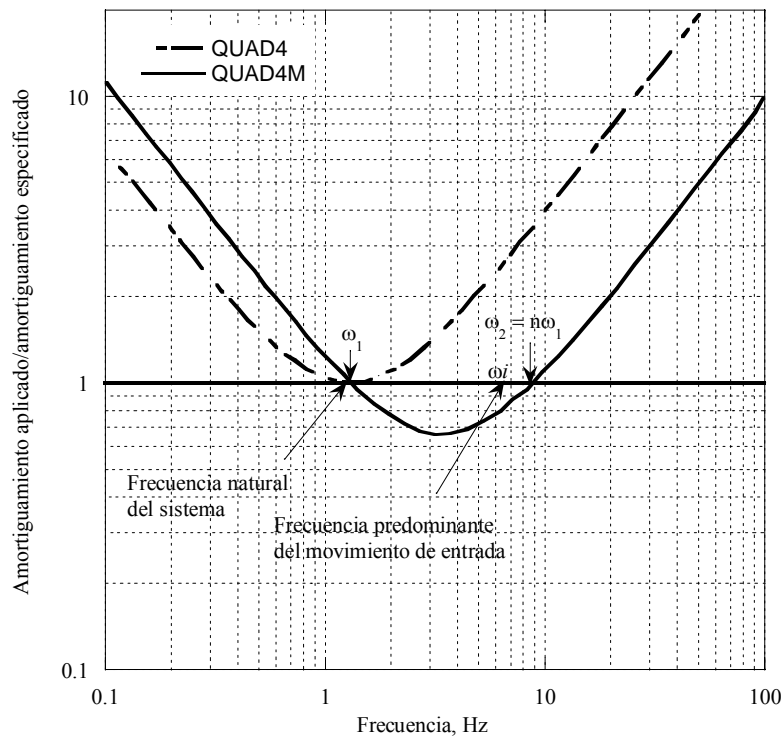


Figure 3.4 Variación del amortiguamiento con la frecuencia según la formulación tipo Rayleigh (Tomado de Hudson *et al.*, 1994)



3.3 Método de diferencias finitas, *FLAC*

El método de diferencias finitas es quizá la técnica numérica más usada para la solución de sistemas de ecuaciones diferenciales, dado ciertos valores iniciales y de frontera. En este método, cada derivada del conjunto de ecuaciones se reemplaza directamente con una expresión algebraica escrita en términos de las variables de campo (como esfuerzos o desplazamientos) en puntos discretos del espacio.

El programa de computadora *FLAC* (Itasca, 2005) emplea el método de diferencias finitas explícito para análisis estáticos y dinámicos de problemas geotécnicos en el dominio del tiempo. Las formulaciones bidimensionales de diferencias finitas que usa este programa permiten la modelación numérica de problemas físicos a través de relaciones constitutivas que simulan el comportamiento de materiales de estructuras complejas. El modelado con diferencias finitas de una región de material sujeta a carga dinámica externa o interna, involucra: la aplicación de una condición de frontera inicial en los puntos internos del modelo o en los límites, y un mecanismo de amortiguamiento.

Los materiales que pueden considerarse son de diversa índole, tanto naturales (*e.g.* suelos y rocas), como artificiales (*e.g.* acero y concreto). Durante la modelación, los materiales son representados por zonas, las cuales forman una malla que representa las condiciones geométricas del problema. Cada zona se comporta de acuerdo con las leyes constitutivas lineales o no-lineales preestablecidas, en respuesta a las fuerzas aplicadas y las condiciones de frontera impuestas. Si el material alcanza el esfuerzo de fluencia la malla puede deformarse. En el modo de grandes deformaciones, utilizado en *FLAC*, se sigue un proceso de remalleo al irse generando grandes desplazamientos que se traducen en grandes deformaciones y así representar mejor el flujo plástico. En la Figura 3.5 se muestra el ciclo de cálculo empleado en *FLAC*.

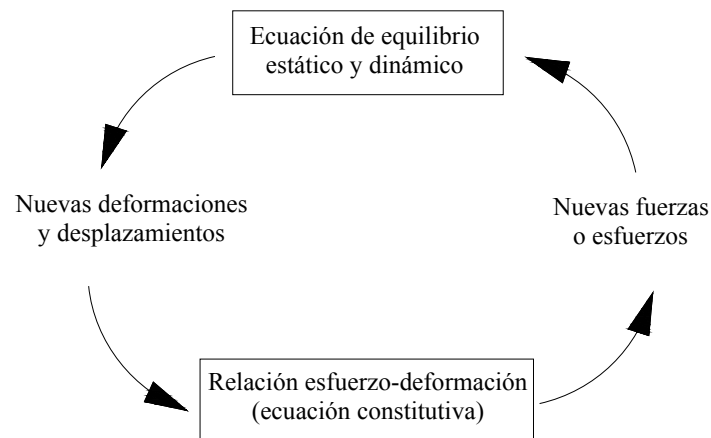


Figura 3.5 Ciclo del procedimiento básico de cálculo empleado en *FLAC* (Itasca, 2005)

Un aspecto importante sobre cada cuadro en la Figura 3.5, es que todas las variables de la malla se actualizan a partir de los valores conocidos, los cuales permanecen fijos mientras están en dicho cuadro. Para el análisis, los materiales se discretizan por zonas que son elementos cuadriláteros que conforman la malla. Internamente se subdivide cada zona en dos conjuntos de elementos triangulares sobrepuestos de deformación constante (Figura 3.6). Las cuatro sub-zonas son denominados a, b, c y d. Cada cuadrilátero requiere 16 componentes de esfuerzo, el vector fuerza ejercido en cada nodo es tomado como el promedio de los dos vectores fuerza ejercidos por los dos cuadriláteros sobrepuestos.

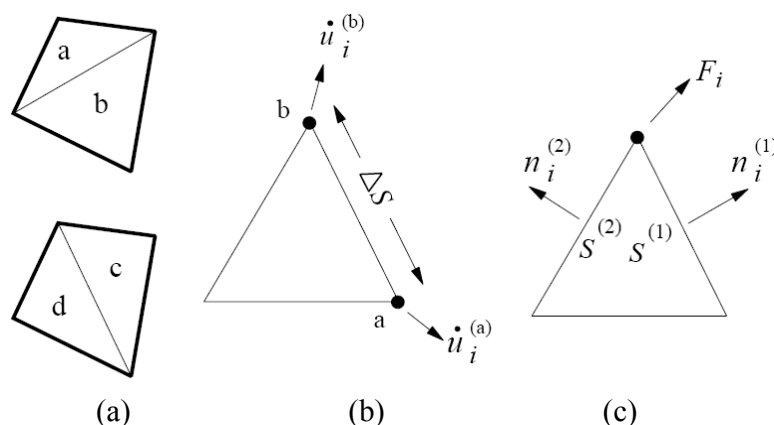


Figura 3.6 (a) Cuadriláteros sobrepuestos usados en *FLAC*, (b) elemento triangular típico con vectores de velocidad y (c) vector nodal de fuerza (Itasca, 2005)



La ecuación diferencial para resolver un triángulo es derivada del teorema de divergencia de Gauss (*e.g.* Malvern, 1969), expresado en la Ecuación 3.18

$$\int_s n_i f ds = \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} dA \quad (3.18)$$

Donde

\int_s es la integral alrededor de la frontera de una superficie cerrada

n_i es la unidad normal a la superficie s

f es un escalar vector o tensor

x_i es el vector de posición

ds es un incremento de la longitud de arco

\int_A es la integral sobre la superficie A

Definiendo el promedio del gradiente de f sobre el área A como:

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} dA \quad (3.19)$$

Sustituyendo (3.19) en (3.18)

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \int_s n_i f ds \quad (3.20)$$

Para una sub-zona triangular, la diferencia finita expresada en la Ecuación 3.20 es:

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \sum_s \langle f \rangle n_i \Delta s \quad (3.21)$$

Donde Δs es la longitud del lado del triángulo. La suma ocurre sobre los tres lados de éste. El valor de $\langle f \rangle$ es tomado como el promedio sobre un lado.



La ecuación 3.21 permite definir la velocidad de deformación, \dot{e}_{ij} , escritas en términos de las velocidades nodales de una zona, por sustitución de la velocidad promedio.

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} \cong \frac{1}{2A} \sum_s \left(\dot{u}_i^{(a)} + \dot{u}_i^{(b)} \right) n_j \Delta s \quad (3.22)$$

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (3.23)$$

Donde (a) y (b) son dos nodos consecutivos de una frontera del triángulo y \dot{u}_{ij} , es el vector velocidad. La ecuación 3.22 es idéntica a la derivada por una integración exacta si hay una variación lineal en la velocidad entre dos nodos.

En el método explícito utilizado en *FLAC*, la ley constitutiva es únicamente consultada una vez por zona y por incremento de tiempo, Δt . No se necesita hacer iteraciones porque el incremento de tiempo es lo suficientemente pequeño para que la información no pueda físicamente propagarse de una zona a otra. El incremento de tiempo crítico, Δt_c , es determinado según la expresión 3.24.

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{C} \quad (3.24)$$

Donde C es la máxima velocidad a la cual la información de cada zona puede propagarse (típicamente la velocidad de onda P).

Los esfuerzos son calculados según la expresión 3.25

$$\sigma_o^{(a)} = \sigma_o^{(b)} = \left[\frac{\sigma_o^{(a)} A^{(a)} + \sigma_o^{(b)} A^{(b)}}{A^{(a)} + A^{(b)}} \right] \quad (3.25)$$

Donde

$\sigma_o^{(a)}$ es el esfuerzo isotrópico en cada triángulo (a)



$A^{(a)}$ es el área del triángulo (a)

Una vez que los esfuerzos son calculados, las fuerzas equivalentes se aplican a cada nodo. Los esfuerzos en cada sub-zona actúan como tracción en los lados del triángulo. Cada tracción es equivalente a dos fuerzas iguales actuando al final de cada lado. Cada esquina de los triángulos recibe la contribución de dos fuerzas como se indica en la Figura 3.6. De ahí que,

$$F_i = \frac{1}{2} \sigma_{ij} \left(n_j^{(1)} s^{(1)} + n_j^{(2)} s^{(2)} \right) \quad (3.26)$$

Las fuerzas de todos los cuadriláteros adyacentes son sumadas y asignadas a cada nodo como un vector de fuerzas nodales, ΣF_i . El vector incluye la contribución de todas las fuerzas aplicadas según la ecuación 3.27 y las fuerzas gravitacionales según la expresión 3.28.

$$F_i = \sigma_{ij}^b n_j \Delta s \quad (3.27)$$

$$F_i^{(g)} = g_i m_g \quad (3.28)$$

Donde m_g es la masa gravitacional en el nodo, definida como la suma de un tercio de las masas de los triángulos conectados a ese nodo. Si la zona cuadrilátera no existe, se omite la contribución de sus esfuerzos a ΣF_i . Si el cuerpo está en equilibrio, $\Sigma F_i = 0$; de lo contrario, el nodo se acelerará de acuerdo a la segunda ley de movimiento de Newton:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \quad (3.29)$$

Donde los superíndices denotan el tiempo en el que la variable es evaluada. Para problemas de deformaciones grandes, la ecuación 3.29 se integra nuevamente para determinar las nuevas coordenadas de la malla:

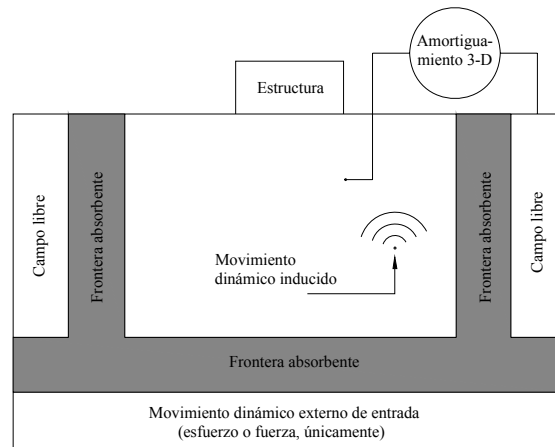
$$x_i^{(t+\Delta t)} = x_i^{(t)} + \dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)}\Delta t \quad (3.30)$$

El esquema de cálculo explícito Lagrangiano y la técnica de discretización mixta a base de zonas usados en *FLAC*, garantiza que tanto el colapso y el flujo plástico sean modelados de forma correcta. Una de las desventajas de la formulación explícito es que la resolución del problema involucra incrementos de tiempo pequeños, lo cual incluye un número grande de pasos, sin embargo, es uno de los mejores métodos para analizar el comportamiento de sistemas no lineales, de grandes deformaciones e inestabilidad física.

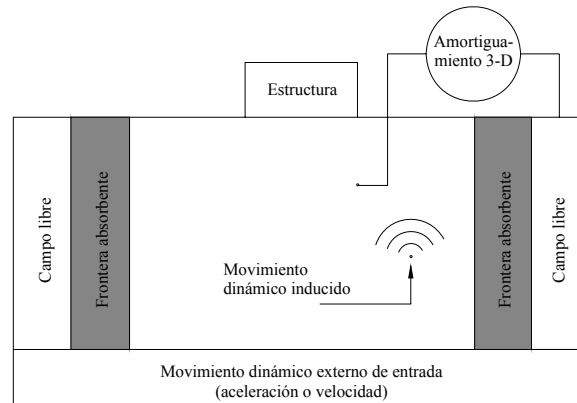
Este programa dispone de varios modelos constitutivos que permiten la simulación del comportamiento no-lineal común de los geomateriales, además, tiene otras características especiales, entre las que se encuentran: elementos de interfaz para simular planos de deslizamiento definido y/o separación; modelos de geometría axisimétrica para considerar estados de esfuerzo plano y estado de deformación plano; modelos acoplados de agua subterránea y consolidación; modelos de elementos estructurales tales como cables, pilotes y vigas; la capacidad de cálculos dinámicos; y modelos visco-elásticos y visco-plásticos.

3.3.1 Condiciones de frontera

Los tipos de carga dinámica y las condiciones de frontera empleadas en *FLAC* se muestran esquemáticamente en la Figura 3.7. El movimiento de entrada dinámico puede ser aplicado como una historia de aceleraciones, velocidades, esfuerzos o fuerzas. Generalmente el movimiento dinámico es aplicado a las fronteras del modelo, sin embargo, las aceleraciones y fuerzas pueden también ser aplicadas en los nodos de la malla.



(a)



(b)

Figura 3.7 Tipos de carga dinámica y condiciones de frontera (a) base flexible, (b) base rígida (Itasca, 2005)

Los métodos numéricos dependen de la discretización de una región infinita en el espacio, requiriendo condiciones apropiadas para hacer cumplir las fronteras artificiales numéricas. En los análisis estáticos fijos, las fronteras elásticas pueden estar representadas a cualquier distancia a partir de la región de interés. Sin embargo, en problemas dinámicos, tales condiciones de frontera causan la reflexión de ondas de propagación externa dentro del modelo y no permiten la radiación de la energía necesaria. Utilizar un modelo con grandes dimensiones puede solucionar el problema, puesto que el material amortiguador absorberá más la energía en las ondas reflejadas desde fronteras lejanas, pero esta solución

representaría un gran número de cálculos y un consumo mayor de tiempo en el análisis. *FLAC* presenta la alternativa de utilizar fronteras absorbentes (viscosas), condiciones o fronteras de campo o amortiguamiento en tres dimensiones. Las fronteras absorbentes se basan en los estudios realizados por Lysmer y Kuhlemeyer (1969), mientras que las fronteras de campo libre funcionan según el código *NESSI* (Cundall *et al.*, 1980), éstas últimas no son requeridas si la fuente dinámica del movimiento está dentro del modelo.

Para implementar un movimiento sísmico a las fronteras absorbentes, se lo debe hacer a partir de un registro o historia de esfuerzos. Una onda de velocidad puede convertirse en una onda de esfuerzo utilizando cualquiera de las siguientes expresiones:

$$\sigma_n = 2(\rho C_p)v_n \quad (3.31)$$

$$\sigma_s = 2(\rho C_s)v_s \quad (3.32)$$

Donde:

σ_n es el esfuerzo normal aplicado

σ_s es el esfuerzo cortante aplicado

ρ es la densidad

C_p es la velocidad de propagación de las ondas P a través del medio, y se obtiene mediante la expresión $C_p = \sqrt{(K + 4G/3)/\rho}$

C_s es la velocidad de propagación de las ondas S a través del medio, y se determina con la expresión $C_s = \sqrt{G/\rho}$

v_n es la velocidad normal inicial de la partícula

v_s es la velocidad cortante inicial de la partícula

El factor de 2 en las ecuaciones 3.31 y 3.32, toman en cuenta que el esfuerzo aplicado debe ser el doble del observado en el medio infinito, dado que la mitad de éste, es absorbido por la frontera.

Una de las restricciones cuando se aplican historias de velocidades o aceleraciones, es que las condiciones de frontera no pueden ser aplicadas a lo largo de una misma frontera como una condición de frontera absorbente, porque el efecto de ésta puede ser anulado.

Si se aplica una onda de corte en la frontera horizontal AC de la Figura 3.8, se pueden fijar la frontera a lo largo de AB y CD en la dirección vertical. Por tanto, estas fronteras deberían ser colocadas a una distancia suficiente que minimice la refracción de ondas y alcanzar las condiciones de frontera de campo libre. Para suelos con un alto amortiguamiento, esta condición puede ser obtenida con una distancia relativamente pequeña según Seed *et al.*, 1975, sin embargo, cuando el material tiene bajo amortiguamiento, la distancia requerida puede conducir a un modelo no muy práctico. Un procedimiento alternativo es imponer el movimiento del campo libre de tal forma que las fronteras retengan sus propiedades de no-reflexión.

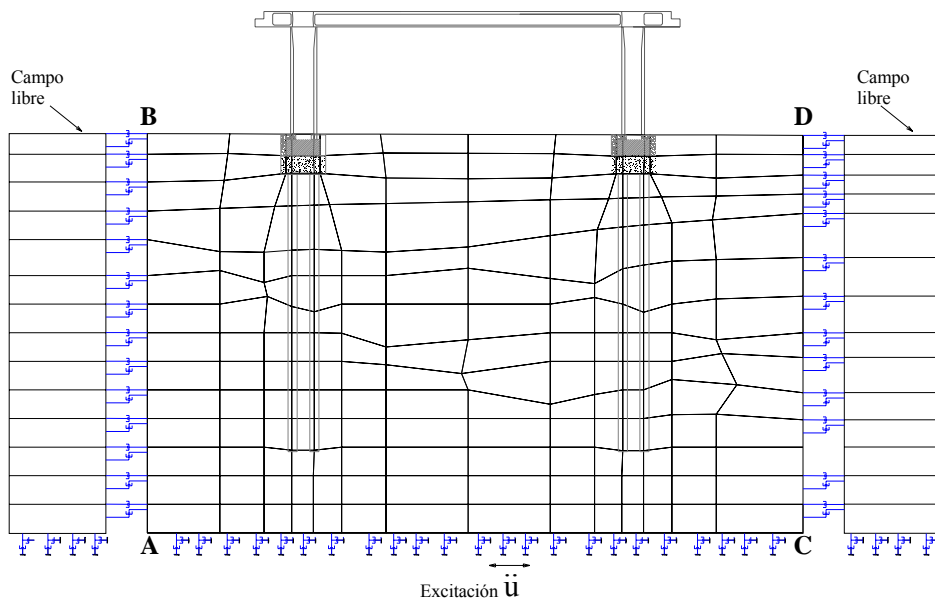


Figura 3.8 Modelo para análisis bidimensional de estructuras empotradas y mallas de campo libre



Las fronteras laterales de la malla en general son ligadas al campo libre a través de amortiguadores viscosos simultáneamente, y las fuerzas de desequilibrio del campo libre son aplicadas a las fronteras de la malla. Ambas condiciones son expresadas en las ecuaciones 3.33 y 3.34 las cuales se aplican a las fronteras del lado izquierdo. Expresiones similares puede ser escrita para el lado derecho de la frontera.

$$F_x = -[\rho C_p (v_x^m - v_x^{ff}) - \sigma_{xx}^{ff}] \Delta S_y \quad (3.33)$$

$$F_y = -[\rho C_s (v_y^m - v_y^{ff}) - \sigma_{xy}^{ff}] \Delta S_y \quad (3.34)$$

Donde:

- ρ es la densidad del material a lo largo de la frontera vertical del modelo
- C_p es la velocidad de ondas P de la frontera del lado izquierdo
- C_s es la velocidad de ondas S de la frontera del lado izquierdo
- ΔS_y es el tamaño de la zona vertical media de un punto de la malla en la frontera
- v_x^m es la velocidad en x de un punto de la malla principal en la frontera izquierda
- v_y^m es la velocidad en y de un punto de la malla principal en la frontera izquierda
- v_x^{ff} es la velocidad en x de un punto de la malla en el campo libre izquierdo
- v_y^{ff} es la velocidad en y de un punto de la malla en el campo libre izquierdo
- σ_{xx}^{ff} es el esfuerzo horizontal medio del campo libre de un punto de la malla
- σ_{xy}^{ff} es el esfuerzo cortante medio del campo libre de un punto de la malla

De esta manera, las ondas externas no sufren una distorsión en la frontera porque las fronteras laterales proporcionan condiciones que son semejantes a aquellas de un modelo infinito. Si la malla es uniforme, y no hay una estructura superficial, el amortiguador lateral no se ejerce porque la malla de campo libre realiza el mismo movimiento como el medido en la malla. Si el movimiento difiere del de campo libre, es decir existen estructuras superficiales que irradian ondas secundarias, entonces el amortiguador actúa absorbiendo energía mediante las fronteras.



3.3.2 Mecanismo de amortiguamiento

Los sistemas naturales dinámicos contienen algún grado de amortiguamiento de la energía de vibración dentro del sistema; de lo contrario, el sistema podría oscilar infinitamente cuando se sujete a una fuerza externa. El amortiguamiento es debido, en parte, a la pérdida de energía como resultado de la fricción interna del material intacto y a la disminución de ésta a lo largo de la interfaz, si ésta se incluye en el modelo.

En programas en el dominio del tiempo, tales como *FLAC* se usa comúnmente el amortiguamiento tipo “Rayleigh”, que es casi independiente de la frecuencia en un rango restringido. Alternativamente, el amortiguamiento local que se usa en el esquema de solución estática de *FLAC*, puede usarse dinámicamente pero con un coeficiente de amortiguamiento apropiado para la propagación de ondas. El amortiguamiento local en problemas dinámicos es útil como una forma aproximada de incluir el amortiguamiento hysterético, pero no es realista cuando la complejidad de la forma de las ondas se incrementa.

El amortiguamiento tipo Rayleigh se usaba originalmente en los análisis de estructuras y medios elásticos, para amortiguar los modos naturales de oscilación del sistema. Las ecuaciones, se expresan en forma matricial, mediante una matriz de amortiguamiento, C , con componentes proporcionales a la masa, M , y la rigidez, K , de acuerdo a la Ecuación 3.35.

$$C = \alpha M + \beta K \quad (3.35)$$

Donde α es la constante de proporcionalidad entre la masa y el amortiguamiento y β es la constante de proporcionalidad entre el amortiguamiento y la rigidez.

Para un sistema de varios grados de libertad, la relación de amortiguamiento crítica para el modo i , ξ_i , a cualquier frecuencia angular del sistema, ω_i , puede ser calculada como:

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (3.36)$$

La Figura 3.9 muestra la variación de la relación de amortiguamiento crítica normalizada con la frecuencia angular. En esta figura se indican tres curvas: una componente de la masa, otra de la rigidez, y la tercera es la suma de ambas. Como se puede observar, la proporcionalidad del amortiguamiento con la masa es dominante para rangos bajos de la frecuencia angular, mientras que la proporcionalidad del amortiguamiento con la rigidez domina para frecuencias angulares altas. La curva que representa la suma de ambas componentes alcanza su mínimo a:

$$\xi_{\min} = (\alpha\beta)^{1/2} \quad ; \quad \omega_{\min} = (\alpha / \beta)^{1/2} \quad (3.37)$$

ó

$$\alpha = \xi_{\min} \omega_{\min} \quad ; \quad \beta = \xi_{\min} / \omega_{\min} \quad (3.38)$$

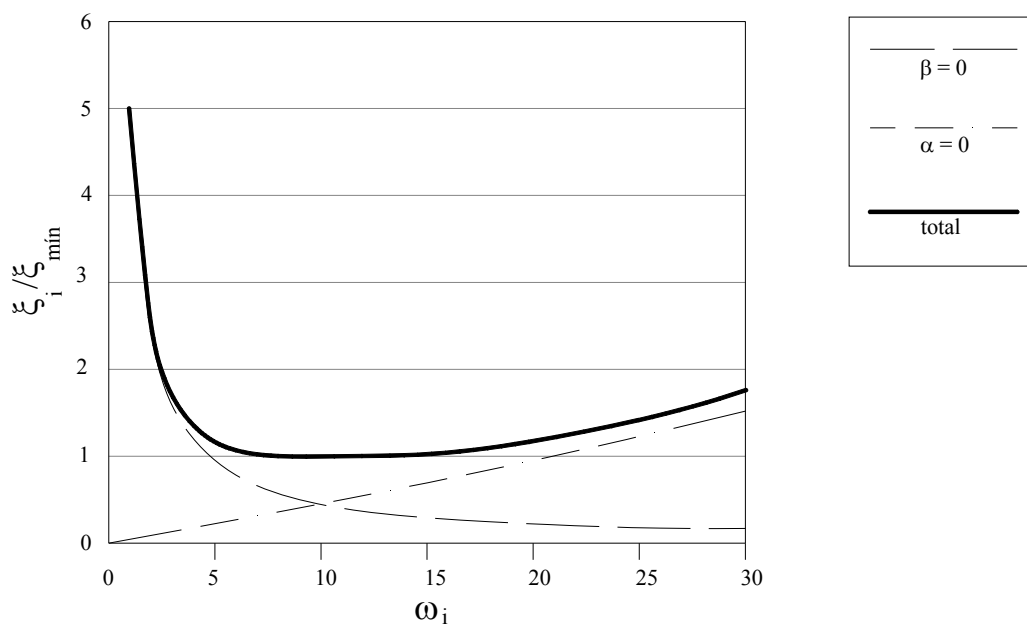


Figura 3.9 Variación de la relación de amortiguamiento normalizada, con la frecuencia angular

La frecuencia central está definida como:

$$f_{\min} = \omega_{\min} / 2\pi \quad (3.39)$$



A la frecuencia f_{min} o ω_{min} el amortiguamiento de la masa y de la rigidez contribuye cada uno con la mitad del amortiguamiento total.

En análisis donde se utiliza el modelo constitutivo plástico Mohr – Coulomb, puede ocurrir una considerable cantidad de disipación de energía durante el flujo plástico. Así, para los análisis dinámicos que involucren grandes deformaciones, sólo un porcentaje mínimo de amortiguamiento (0.5 %) puede ser requerido. De aquí que la disipación se incrementará con la amplitud para ciclos de esfuerzo-deformación que involucren flujo plástico.

En los análisis dinámicos es necesario ajustar el valor del amortiguamiento tipo Rayleigh dentro de un rango de frecuencias predominantes del sistema, para que el valor de ξ_i refleje las condiciones del problema físico.

3.4 Selección de parámetros para el área de estudio

3.4.1 Propiedades mecánicas

De acuerdo a los resultados de los ensayos de laboratorio obtenidos en el área de estudio, los parámetros de resistencia utilizados para cada uno de los estratos detectados en esta zona se muestran en la Tabla 2.3

3.4.2 Velocidad de onda de cortante

Para estimar la velocidad de onda de cortante de los geomateriales encontrados en el área de estudio, se utilizaron expresiones sugeridas por diferentes autores y en algunos casos se realizaron análisis estadísticos para obtener ecuaciones que permitieran la estimación adecuada de estas velocidades en los materiales encontrados (Capítulo 2.2.5.1). Es así, que en esta tesis se utilizó la expresión sugerida por Hara *et al.*, (1974) para los depósitos de arcilla, la recomendada por Seed *et al.*, 1983, para el caso de las arenas y limos, y las expresiones desarrolladas para la Formación Tarango (Ver las Ecuaciones 2.6 y 2.7).

Con el uso de las ecuaciones mencionadas se determinó la distribución de la velocidad de onda de cortante para cada sondeo realizado en la zona de estudio (Ver Figuras 2.22 y

2.28), excepto para los depósitos aluviales del sondeo SM-3, donde la V_s fue definida mediante las mediciones de Cross Hole.

Habiéndose definido el perfil de V_s en los cinco sondeos de la zona, a cada estrato de suelo se le asignó la velocidad de onda de cortante promedio de todas las estimaciones, incluido la medición del Cross Hole CH-3, de ser el caso, realizadas a una profundidad específica según cada geomaterial. Es decir de esta manera se consideró que la variación de la V_s no variaba en sentido horizontal a menos que exista un cambio de material, dado que así se observó de acuerdo a las estimaciones realizadas y presentadas en la Figura 2.28.

3.4.3 Curvas de degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante y relación de amortiguamiento

Las curvas de degradación del módulo de rigidez, G , normalizado con respecto a su valor máximo, $G/G_{m\acute{a}x}$, y de la relación del amortiguamiento crítico, λ , para suelos arcillosos son fuertemente dependientes del índice de plasticidad, IP (Romo, 1995). Existen varias curvas empíricas propuestas en la literatura que se basan en estudios de laboratorio. En particular, para esta tesis se utilizaron las curvas obtenidas por Vucetic y Dobry (1991), para dos valores de índices de plasticidad considerados (*i.e.* 15 % y 30%), de acuerdo a las propiedades determinadas en laboratorio.

Para las arenas y limos, debido a la dificultad práctica asociada con su muestreo inalterado, son pocos los datos geotécnicos y geodinámicos que se tiene de estos geomateriales en el área de estudio. Por tanto, en esta tesis se emplearon las curvas del módulo de degradación propuestas por Sun *et al.*, (1988) dependiendo del grado de confinamiento de las arenas limosas y la curva promedio de amortiguamiento propuestas por Seed e Idriss (1970). En la Figura 3.10 se presentan las curvas de degradación del módulo de rigidez normalizado, $G/G_{m\acute{a}x}$ y de amortiguamiento, λ para arcillas, arenas y limos.

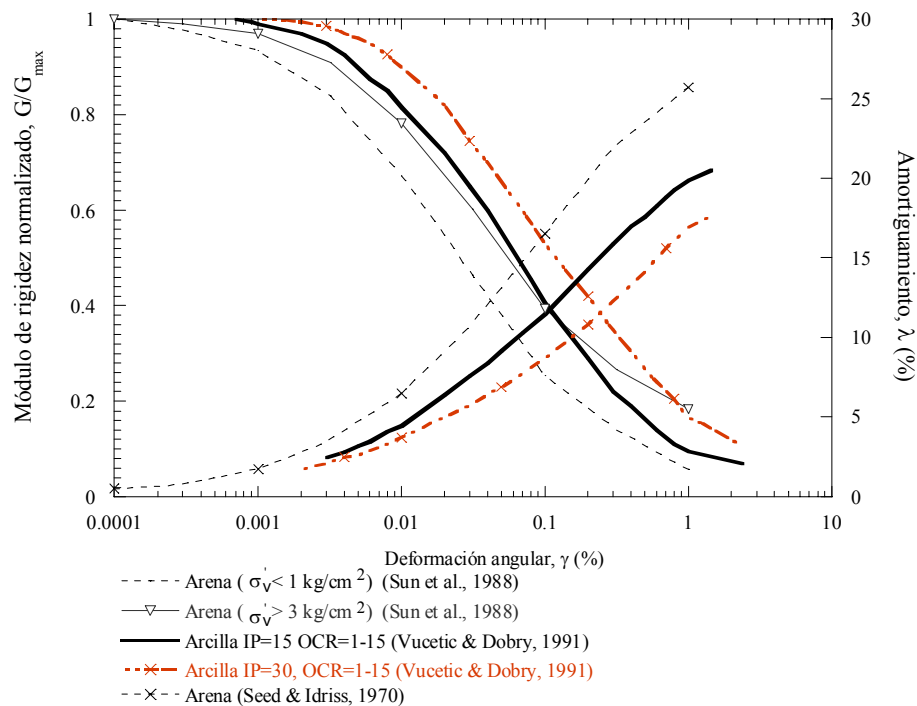


Figura 3.10 Curvas de degradación del módulo de rigidez normalizado, G/G_{\max} y de amortiguamiento, λ para arenas y arcillas con IP de 15 % y 30%

3.5 Calibración en campo libre usando *QUAD4M* y *FLAC*

Previo al análisis sísmico del sistema suelo-cimentación-estructura, los resultados de la respuesta en campo libre obtenidos con el modelo de diferencias finitas bidimensional desarrollado con *FLAC*, se calibraron con aquellos calculados mediante un modelo bidimensional de elemento finito desarrollado con el programa *QUAD4M* empleando propiedades lineales equivalentes. Las curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y las curvas de relación de amortiguamiento utilizadas en *QUAD4M* son las indicadas en la sección 3.4.3. Estudios realizados por varios investigadores (e.g. Romo y Seed, 1986; Seed *et al.*, 1988; Romo, 1995; Romo *et al.*, 2007 y Mayoral *et al.*, 2008) muestran que el uso de las propiedades lineales equivalentes para representar aproximadamente el comportamiento no-lineal de materiales limo arenosos y arcillas de alta plasticidad es aceptable. *QUAD4M* ha sido extensamente calibrado teórica y

experimentalmente usando este procedimiento (Hudson *et al.*, 1994; Stewart *et al.*, 2004; Ozkan, 2006).

En el modelo de diferencias finitas de *FLAC* se utilizó una malla de 230 m de ancho y altura variable con 850 zonas cuadriláteras (Figura 3.11). Esta configuración representa el perfil del subsuelo mostrado en la Figura 2.22. En *QUAD4M* se utilizó la misma malla con igual número de elementos.

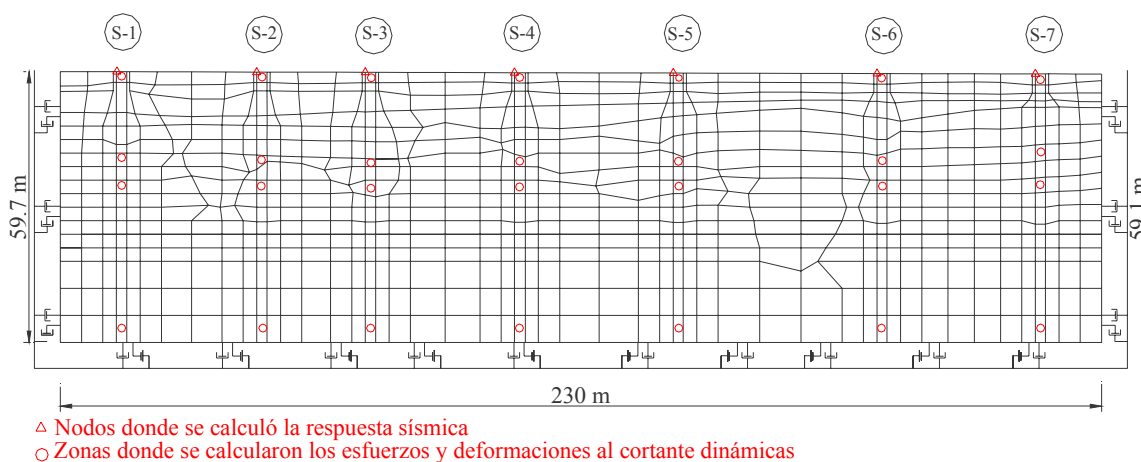


Figure 3.11 Modelo de diferencias finitas de campo libre

El modelo utilizado para representar la relación esfuerzo-deformación del suelo fue el elastoplástico de Mohr-Coulomb. Estudios realizados acerca del mecanismo de respuesta ante carga axial y lateral de pilas instrumentadas en la Zona de Lomas indican la ley constitutiva Mohr-Coulomb puede capturar las deformaciones generada por el proceso cíclico de carga-descarga para estos geomateriales (Mayoral *et al.*, 2010). Las propiedades mecánicas del suelo consideradas para definir este modelo en *FLAC* son las que se presentaron en la Tabla 2.3.

Se utilizaron fronteras absorbentes en los costados de la malla para minimizar la reflexión de ondas sísmicas. Asimismo, se utilizó una frontera flexible en la base del modelo. En la Figura 3.11 se muestra una representación esquemática de estas fronteras.

Como ya se ha mencionado anteriormente, en esta tesis se generaron dos ambientes sísmicos para el análisis dinámico del Viaducto Bicentenario, los mismos que fueron definidos en el capítulo 2. Los sismos para cada ambiente sísmico, fueron aplicados para

cada caso, en el afloramiento de la Formación Tarango y deconuelto hacia la base del modelo de acuerdo al procedimiento indicado por Mejia y Dawson (2006).

Asimismo, en *FLAC*, se usó una frecuencia central de 2.8 Hz para establecer el amortiguamiento equivalente tipo Rayleigh a bajas deformaciones del suelo. Este valor corresponde a la frecuencia fundamental del modelo de campo libre de elemento finito, análisis que toma en cuenta la no linealidad del suelo a través de la obtención de las propiedades lineales equivalentes.

3.6 Modelado acoplado empleando diferencias finitas (*FLAC*)

Como se mencionó anteriormente, para estudiar la respuesta sísmica del paso vehicular elevado, se analizaron siete apoyos críticos de esta estructura, por lo que se desarrolló un modelo bidimensional de diferencias finitas del sistema suelo-cimentación-estructura del caso en estudio, mediante el programa *FLAC*.

3.6.1 Modelo del suelo

Como ya se mencionó, el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo fue representado por la ley constitutiva de Mohr-Coulomb. Las propiedades mecánicas utilizadas en este modelo son las que se indican en la Tabla 2.3.

Las propiedades lineales equivalentes obtenidas del análisis de respuesta de sitio con *QUAD4M* fueron asignadas al modelo desarrollado con el programa *FLAC*.

Las condiciones de frontera de campo libre son las mismas descritas en la sección previa. La frecuencia central utilizada fue de 2.8 Hz para fijar el amortiguamiento equivalente tipo Rayleigh para bajas deformaciones, como se indicó en la sección 3.5.

3.6.2 Modelo de la subestructura

La zapata de cimentación y el concreto fluido fueron modelados con 42 zonas cuadriláteras. Con respecto a las pilas, se usaron 114 elementos tipo vigas con un radio equivalente para colapsar dos pilas en una. Los elementos viga utilizados fueron directamente conectados a los nodos de las zonas que conforman la malla del perfil de suelo.

Dada las condiciones del suelo (*i.e.* arenas de compacidad media y arcillas de consistencia media a dura) y la presencia de la cimentación masiva, se consideró que las pilas siempre estarían en contacto con éste (*i.e.* no se presentaría separación entre el suelo y la pila). El peso volumétrico del concreto considerado para las pilas y el relleno debajo de la zapata fue de 23.5 kN/m^3 ; para las zapatas prefabricadas se utilizó un valor de 24.5 kN/m^3 . La resistencia a la compresión del concreto de los elementos de la subestructura y el módulo de Young utilizados se indican en la Tabla 3.1.

Table 3.1 Resistencia a la compresión del concreto y módulo de Young de los elementos de la subestructura del Viaducto Bicentenario

Elementos estructurales	$f'c$ (kPa)	E (MPa)
Pilas	24517	21708
Relleno de concreto (Debajo la Zapata)	24517	21708
Zapatas prefabricadas	58841	31820

3.6.3 Modelo de la superestructura

Para simular las traveses y columnas del paso vehicular elevado se utilizaron 82 elementos tipo viga con tres grados de libertad en cada nodo. La Figura 3.12a muestra una representación esquemática de los siete apoyos analizados, donde se indican los pórticos y tipos de apoyos. La Figura 3.12b presenta el modelo de diferencias finitas bidimensional usado para representar el sistema suelo-cimentación-estructura en el análisis de interacción. Dado que las columnas y traveses son miembros estructurales de alta resistencia con concreto presforzado, se consideró un módulo de Young igual a 31820 MPa , una relación de Poisson de 0.3 , un peso volumétrico de 24.5 kN/m^3 y un amortiguamiento del 3% . La estructura fue modelada con un amortiguamiento tipo Rayleigh usando una frecuencia central de 1.5 Hz . Este valor fue seleccionado basado en el periodo fundamental de la estructura considerando base rígida.

En la Figura 3.13 se muestra una representación esquemática de una sección del modelo de diferencias finitas (*e.g.* apoyos S-4, S-5 y S-6), incluyendo los elementos estructurales modelados.

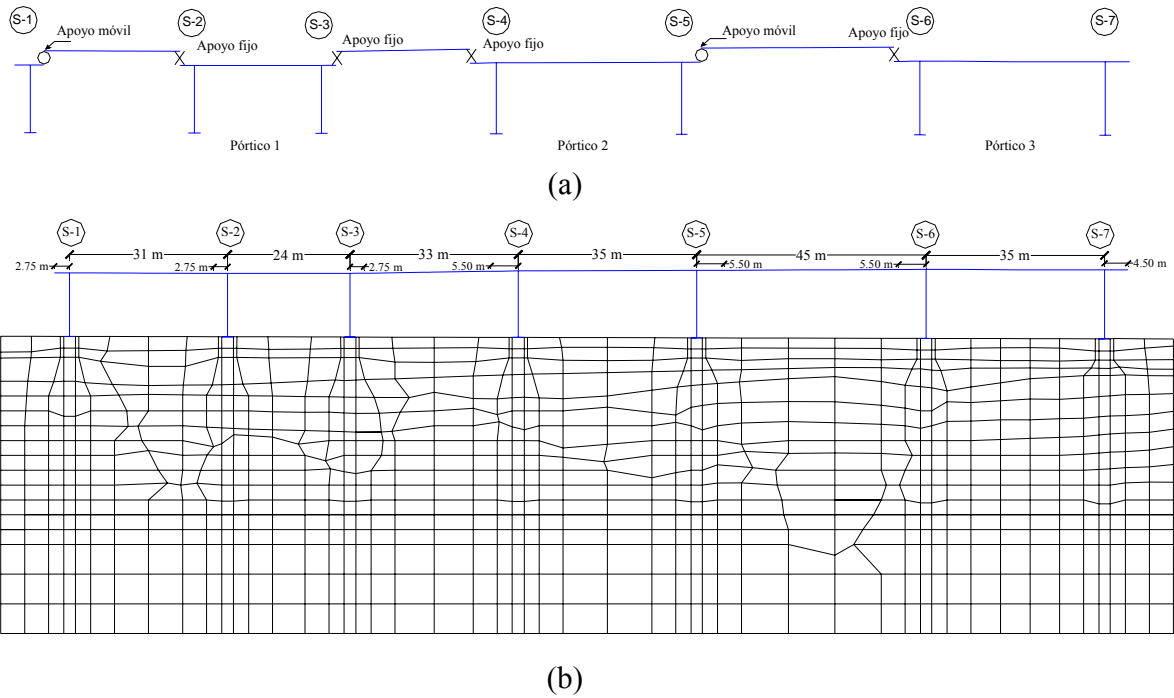


Figure 3.12 (a) Modelo esquemático de la superestructura (b) Modelo de diferencias finitas del sistema suelo-cimentación-estructura

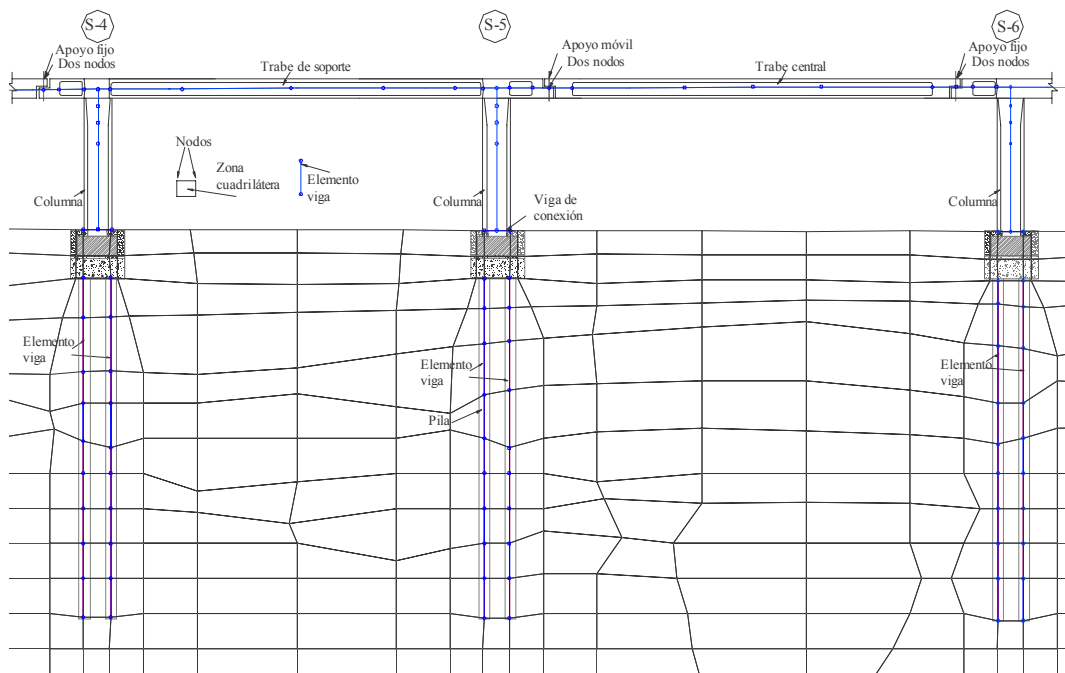


Figure 3.13 Representación esquemática de una sección modelo de diferencias finitas y sus elementos estructurales



4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se presentan y discuten los resultados obtenidos del modelo numérico de diferencias finitas descrito en el capítulo anterior. Se incluyen tanto los resultados de la calibración en campo libre obtenidos con *QUAD4M* y *FLAC*, como los del sistema suelo-cimentación-estructura para los dos ambientes sísmicos planteados en esta tesis. Adicionalmente, se expone con una breve descripción, el comportamiento dinámico de puentes instrumentados como complemento a este trabajo. Finalmente se analizan las implicaciones que tienen los resultados desprendidos de esta tesis, en el diseño de este tipo de estructuras.

4.1 Ambiente sísmico ($M_w=8.2$)

4.1.1 Campo libre

El análisis se llevó a cabo considerando como excitación el acelerograma obtenido en la sección 2.3 de la presente tesis, mostrado en la Figura 2.31. La Figura 4.1 muestra los acelerogramas y espectros de respuesta en la superficie para campo libre, al 5% de amortiguamiento, calculados con *FLAC* y *QUAD4M* para los siete apoyos críticos analizados. Como se puede observar en esta figura, existe una gran similitud entre los resultados obtenidos con ambos modelos, excepto para los apoyos S-1 y S-7, donde el movimiento calculado con *QUAD4M* se amplifica debido a la reflexión de las ondas sísmicas por su interacción con las fronteras laterales.

La aceleración máxima del terreno, igual a 0.18 g, ocurrió en el apoyo S-5, para el resto de los apoyos ésta fue menor, lo cual es consistente con su ubicación (*i.e.* cercano a los depósitos aluviales más profundos). La máxima aceleración espectral para el apoyo S-5 fue 0.85 g a un periodo de 0.39 s; para el resto de los apoyos varían de 0.61 g a 0.74 g para este mismo periodo.

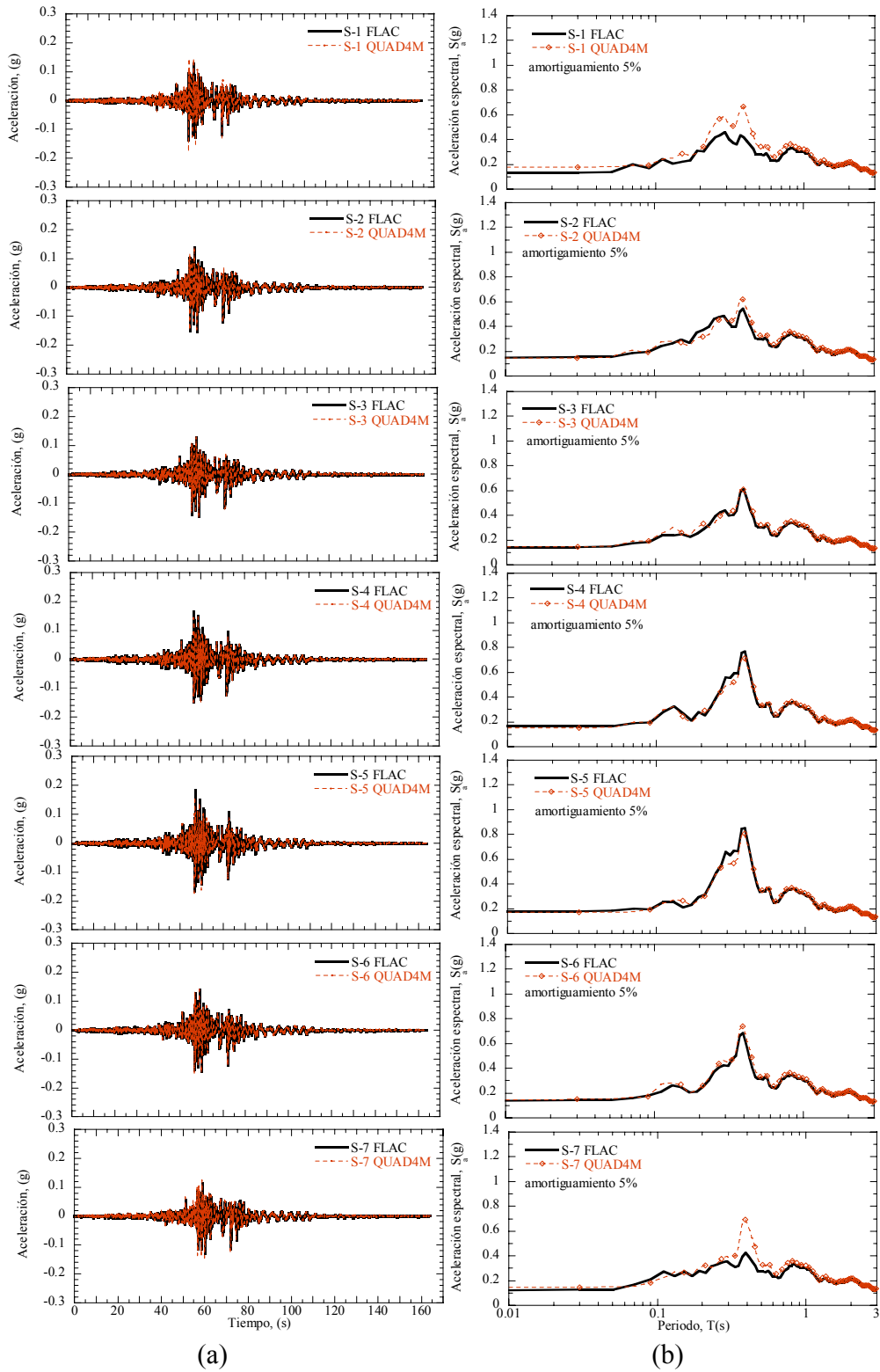


Figura 4.1 (a) Acelerogramas y (b) espectros de respuesta en la superficie correspondiente a los siete apoyos analizados, usando *FLAC* y *QUAD4M* ($M_w=8.2$)

En la Figura 4.2 se indica la distribución de la aceleración máxima del terreno, PGA, a lo largo del eje longitudinal del paso vehicular elevado calculado con *QUAD4M* y *FLAC*. Se puede observar la concordancia de los resultados de ambos modelos, excepto para los apoyos cercanos a las fronteras (e.g. S-1 y S-7), como ya se mencionó anteriormente.

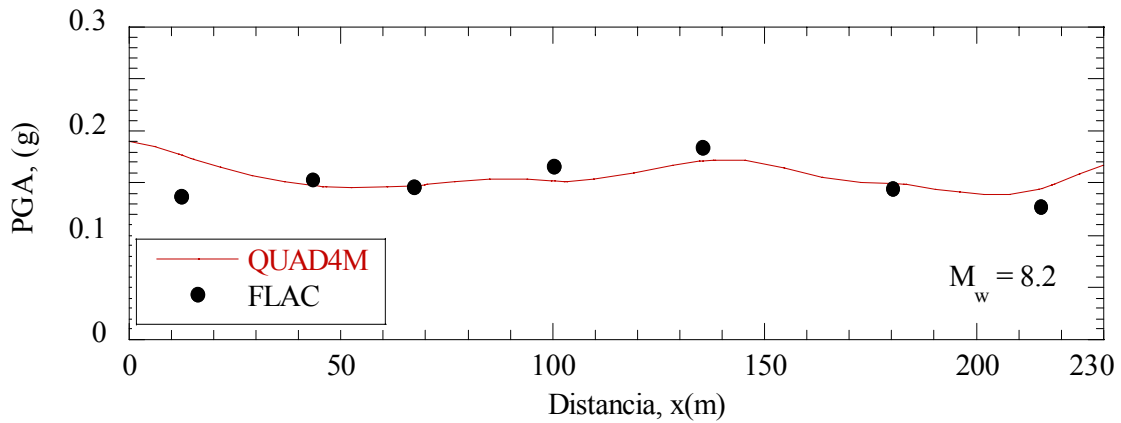


Figure 4.2 Distribución de la máxima aceleración del terreno, PGA a lo largo del eje longitudinal ($M_w = 8.2$)

En la Figura 4.3 se muestran los espectros de respuesta de los siete apoyos calculados con *FLAC* en la superficie, y en la base del modelo, al 5% del amortiguamiento. Se observan la similitud de los espectros de la superficie para períodos menores a 0.18 s y mayores a 0.5 s.

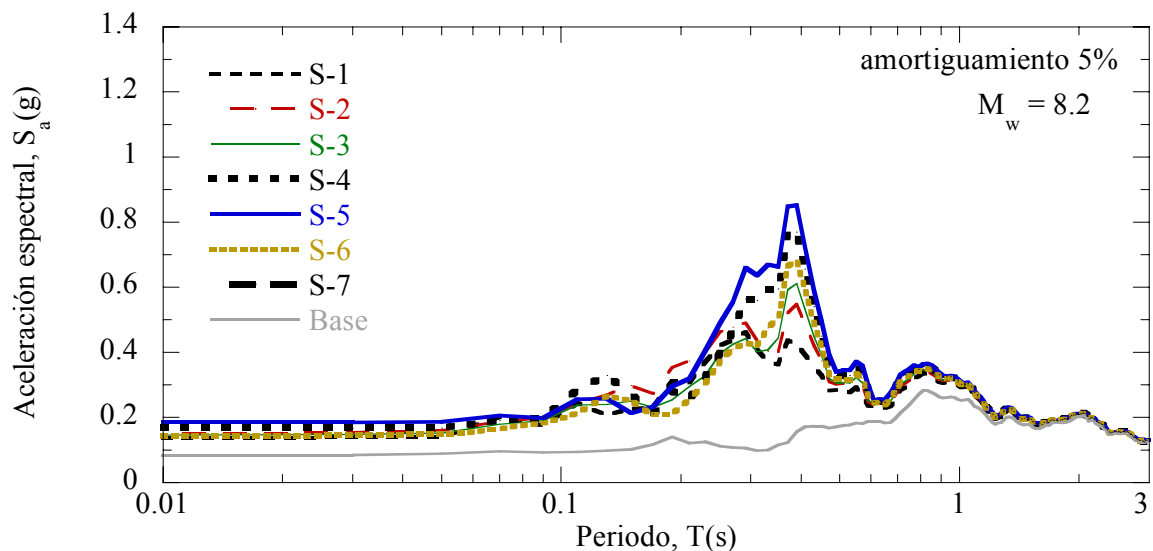


Figura 4.3 Espectros de respuesta obtenidos con *FLAC* ($M_w = 8.2$)

La Figura 4.4 indica la historia de desplazamientos en la superficie para los siete apoyos calculados con *QUAD4M* y *FLAC*. En ambos modelos, se observa que en términos de desplazamientos no existe diferencia con respecto a cada uno de los apoyos analizados. El desplazamiento longitudinal máximo en ambos modelos ocurre a los 68 segundos y es de 12 cm.

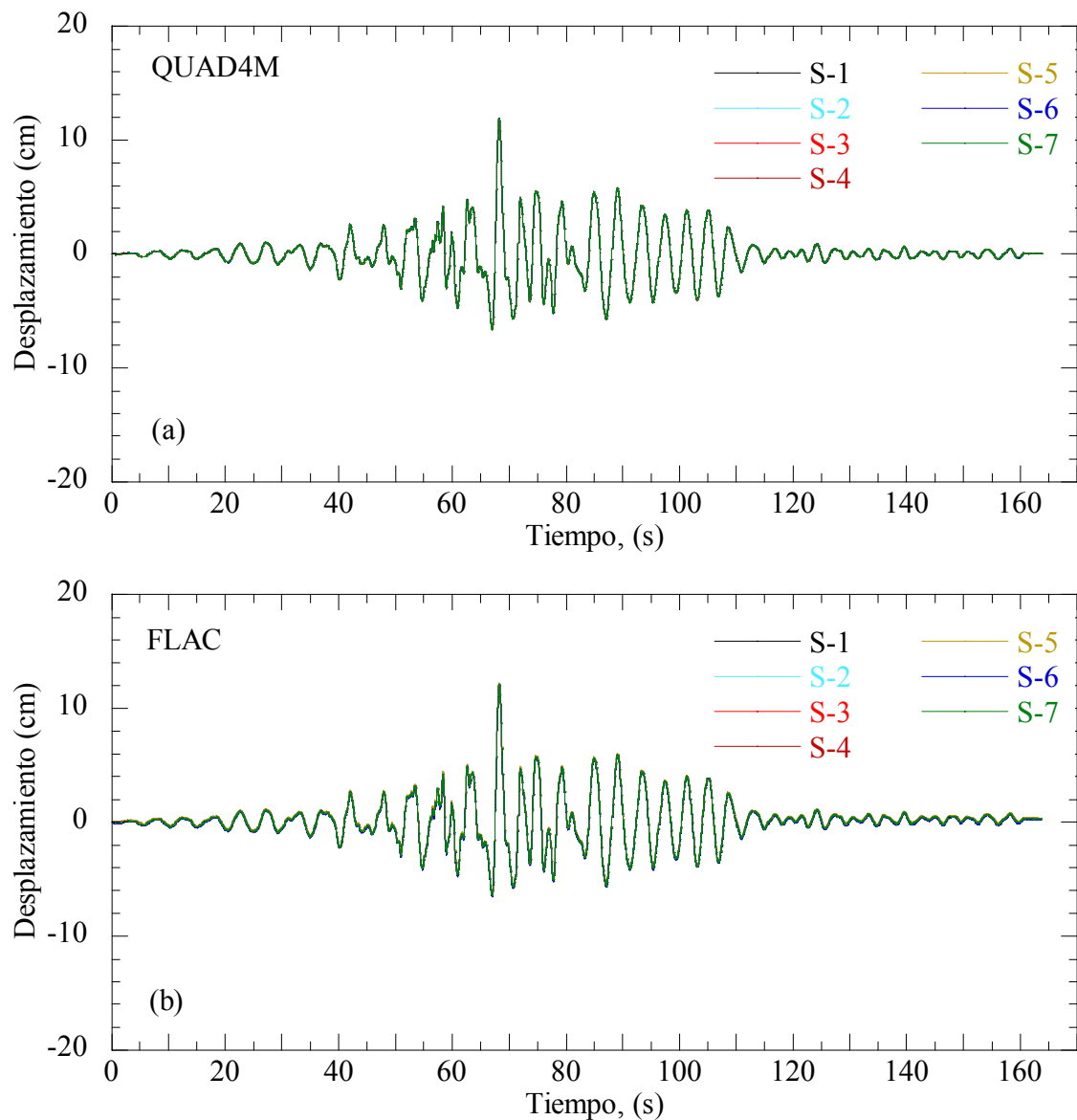


Figure 4.4 Historias de desplazamientos calculadas con (a) *QUAD4M* y (b) *FLAC* en campo libre ($M_w = 8.2$)

La Figura 4.5 muestra la distribución del esfuerzo cortante dinámico y la deformación al cortante con la profundidad en los siete apoyos críticos analizados calculado con *QUAD4M*. Los marcadores indican los resultados obtenidos con *FLAC* en cuatro profundidades indicadas en la Figura 3.11. Se observa una buena congruencia entre ambos modelos. La máxima deformación al cortante se obtuvo bajo el apoyo S-5 a los 22 m de profundidad y fue de 0.046 %, lo cual corresponde a una relación de módulo de rigidez G/G_{max} igual a 0.54, para un limo arenoso de consistencia dura, según la curva de G/G_{max} definida para estos materiales. Para el resto de apoyos las deformaciones angulares máximas son del orden de 0.01 % a 0.02 % entre 10 y 30 m de profundidad, y menores a 0.005 % para todos los apoyos, por debajo de esta profundidad, debido al aumento de la rigidez de estos materiales, como es de esperarse. La rigidez de los materiales bajo los apoyos S-1 y S-7 (*i.e.* Formación Tarango muy superficial bajo los depósitos aluviales) reducen las deformaciones en estos apoyos, siendo los de menos deformación angular de los siete apoyos analizados (Figura 4.5b).

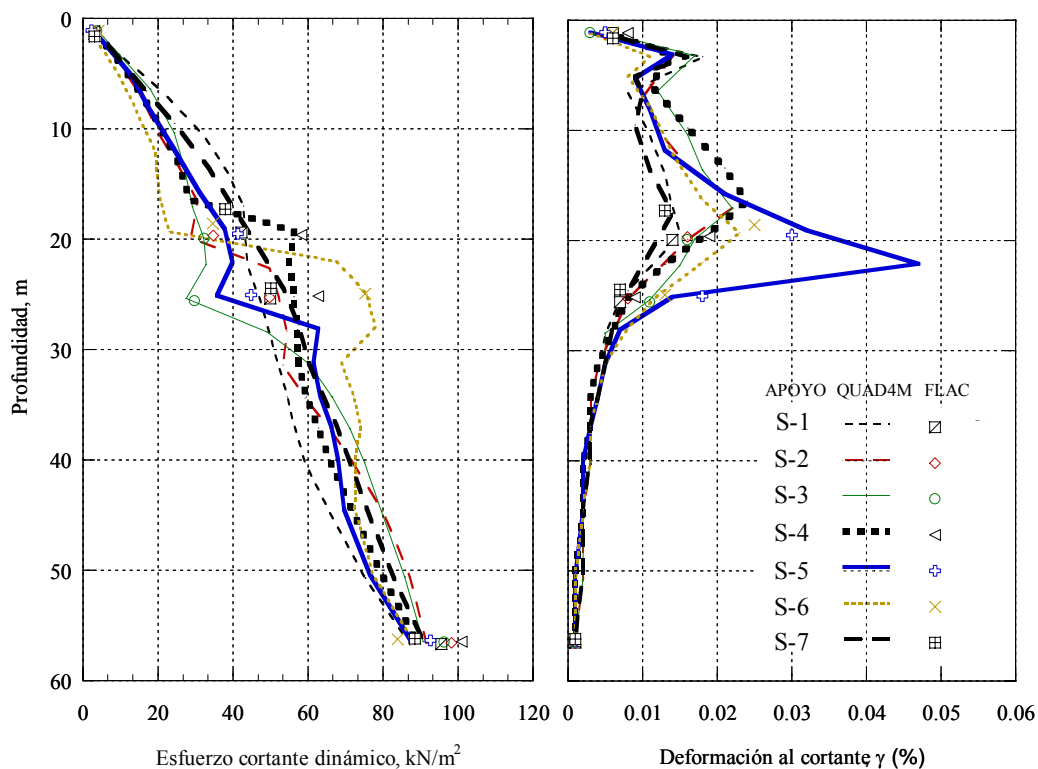


Figure 4.5 Variación del (a) esfuerzo cortante dinámico y (b) deformación al cortante con la profundidad ($M_w = 8.2$)

4.1.2 Sistema suelo-cimentación-estructura

La Figura 4.6 muestra los espectros de respuesta calculados en la superficie del terreno, en la cimentación y en la trabe de cada apoyo, observándose diferencias de estos dos últimos con respecto al movimiento de campo libre. En estas figuras se observa que los espectros calculados en la cimentación presentan modificaciones con respecto a su correspondiente espectro del campo libre, tanto en términos de amplitudes como en contenidos de frecuencia, debido a la presencia de la cimentación. Sin embargo, es importante destacar que la diferencia en ordenadas espectrales de los espectros de la cimentación con respecto al campo libre es en todos los apoyos excepto para el S-1 y S-7; esto puede explicarse porque en dichos apoyos el suelo resistente donde las pilas están desplantadas, es relativamente superficial (Figura 2.22), lo cual induce a amplificaciones menores. En estos casos los efectos de interacción suelo-cimentación-estructura pueden ser obviados; sin embargo, para el resto de los apoyos se puede observar que estos efectos son tanto favorables como perjudiciales para el desempeño global la estructura.

La aceleración máxima en la cimentación fue del 6 al 18 % mayor con respecto a la de campo libre para los apoyos S-2, S-3 y S-6, mientras que para los apoyos S-4 y S-5 fue del 10 al 18% menor. La Tabla 4.1 resume las aceleraciones máximas en cada apoyo y los porcentajes de aumento o decremento de éstas, calculados en la cimentación y trabes con respecto al campo libre (*e.g.* CIM/CL y TRA/CL). La máxima aceleración espectral en las trabes, ocurre en un periodo de 0.79 s ($f=1.3$ Hz) para todos los soportes excepto para el S-1, dado que es un apoyo cercano a la frontera lateral del modelo. El período de la estructura se considera razonable considerando la flexibilidad prevista por los apoyos móviles y fijos de la misma. Es de notar que los efectos de la interacción suelo-estructura provocaron un aumento en el período de vibrar del sistema con respecto al que tendría la estructura con base rígida.

Se calculó la amplitud espectral del movimiento en la cimentación con respecto a la de campo libre. Entre todos los apoyos el factor de amplificación está entre 1.2 y 1.9. Para los apoyos S-2 y S-3 la máxima aceleración espectral es de 0.64 g, y para el apoyo S-4, S-5 y S-6 varía de 0.54 g a 0.58 g. La Tabla 4.2 muestra las aceleraciones espectrales máximas para cada los apoyos S-2 a S-7 para el período donde ocurren las máximas aceleraciones



espectrales y los factores de amplificación entre la cimentación y traveses con respecto al campo libre y de la trabe con respecto a la cimentación. Los efectos de interacción suelo-cimentación-estructura incrementan la máxima aceleración espectral de la trabe de 1.8 a 2.5 veces con respecto a la calculada a nivel de la cimentación para un período de 0.79 s, y de 3 a 4 veces con respecto al campo libre. En particular, la máxima aceleración espectral es de 1.4 g y ocurre en el pórtico 3, apoyo S-6 (Figura 3.12). Esto coincide con las condiciones más críticas del subsuelo localizada entre los apoyos S-5 y S-6.

Tabla 4.1 Aceleraciones máximas ($M_w=8.2$)

Apoyo	Aceleración máxima (g)			Porcentajes de incremento (+) o decremento(-) (%)		
	CL	CIM	TRA	CIM/CL	TRA/CL	TRA/CIM
S1	0.14	0.12	0.18	-12	31	50
S2	0.15	0.18	0.22	18	44	22
S3	0.15	0.16	0.22	10	51	38
S4	0.17	0.15	0.22	-10	33	47
S5	0.18	0.15	0.22	-18	20	47
S6	0.14	0.15	0.24	6	70	60
S7	0.13	0.12	0.24	-6	89	100

CL: Campo libre, CIM: Cimentación, TRA: Trabe

Tabla 4.2 Aceleraciones espectrales máximas y factor de amplificación ($M_w=8.2$)

Apoyo	Periodo T_1 , (s)	Aceleración espectrales máxima a período T_1 (g)			Factor de amplificación		
		CL	CIM	TRA	CIM/CL	TRA/CL	TRA/CIM
S2	0.79	0.34	0.64	1.12	1.9	3.3	1.8
S3	0.79	0.34	0.64	1.11	1.9	3.3	1.7
S4	0.79	0.35	0.58	1.11	1.7	3.2	1.9
S5	0.79	0.35	0.56	1.11	1.6	3.2	2.0
S6	0.79	0.34	0.54	1.36	1.6	4.0	2.5
S7	0.79	0.33	0.46	1.11	1.4	3.4	2.4

CL: Campo libre, CIM: Cimentación, TRA: Trabe

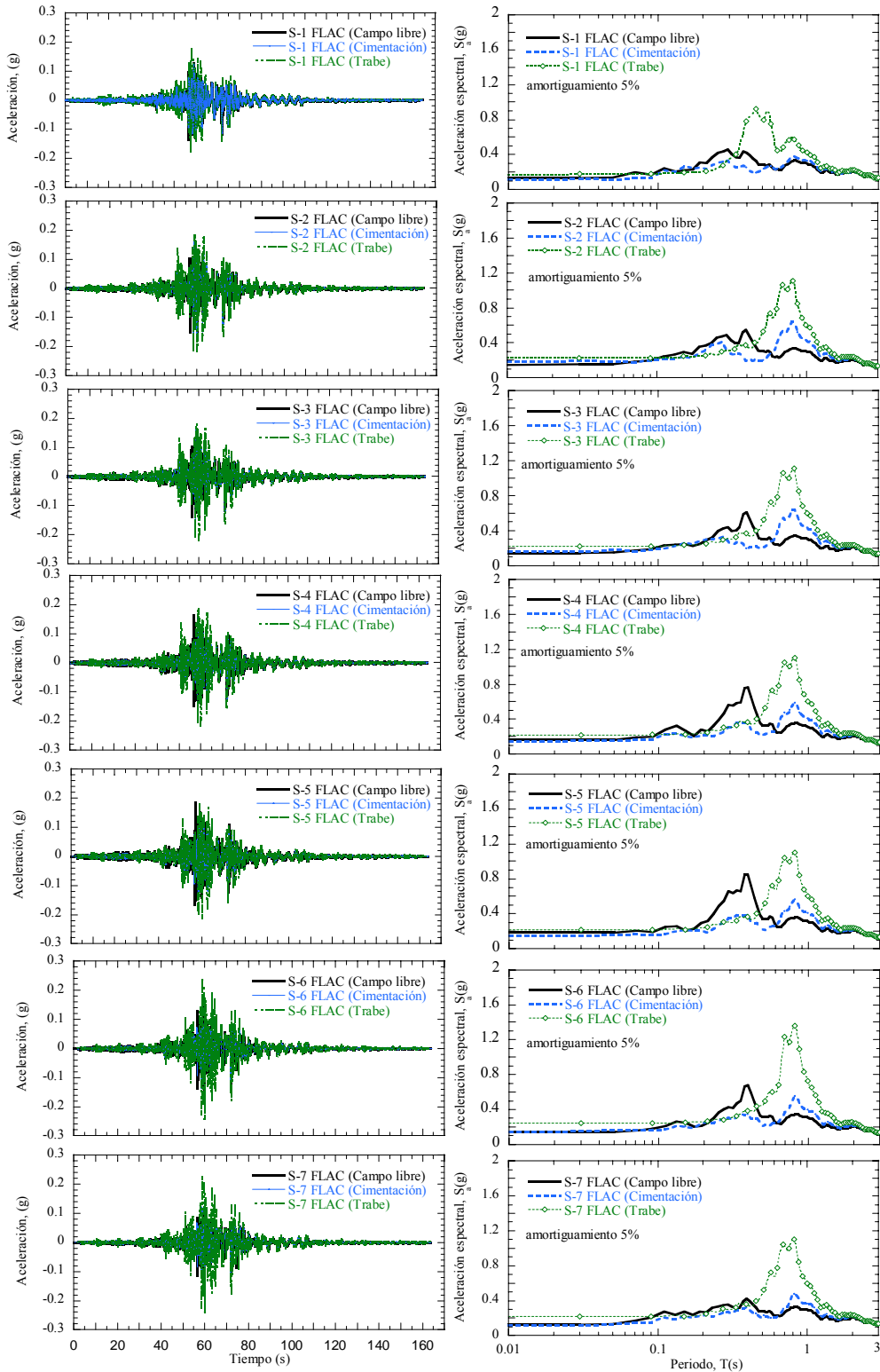


Figura 4.6 (a) Acelerogramas y (b) espectros de respuesta en la superficie, cimentación y traves correspondiente a los siete apoyos, usando *FLAC* y *QUAD4M* ($M_w=8.2$)

Las Figuras 4.7 y 4.8 muestran la historia de desplazamientos calculadas entre el apoyo S-1 y el pórtico S-1, y el pórtico 2 y 3, respectivamente. El desplazamiento máximo observado de la superestructura fue de 13 cm, muy similar al calculado en campo libre (*e.g.* 12 cm); esto debido a que la estructura del paso vehicular analizado es muy rígida lo cual hace posible que las traveses tengan el mismo movimiento que el de la superficie del terreno. Los resultados de los análisis del comportamiento sísmico de los apoyos del tramo 3 del paso vehicular analizado, usando la herramienta del elemento finito, indican desplazamientos máximos en la dirección longitudinal promedio de alrededor de 14.5 cm (Mayoral *et al.*, 2010). El desplazamiento relativo longitudinal máximo entre el apoyo S-1 y el pórtico 1 es del orden de 2.3 cm y ocurre a los 60 segundos, y es de 2.0 cm entre los pórticos 2 y 3 aproximadamente a los 65 segundos, por lo que no se prevén daños en la estructura debido a que el desplazamiento permisible con respecto al eje de apoyo entre las traveses es de 5 cm a cada lado, como se indicó en el capítulo 2 (Figura 2.7d).

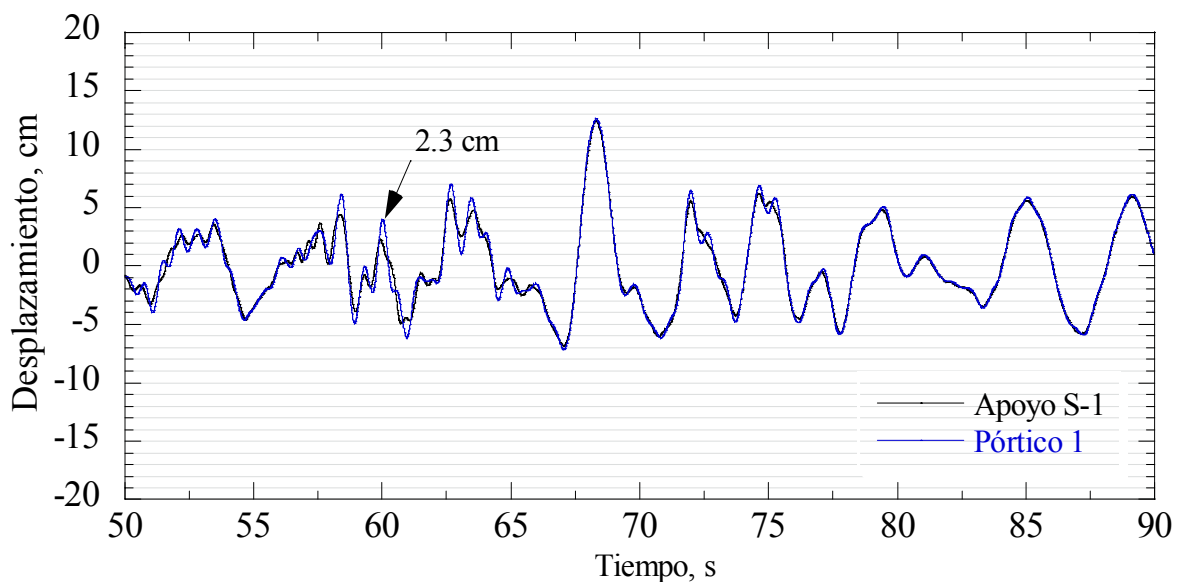


Figura 4.7 Desplazamientos relativos entre el apoyo S-1 y el pórtico 1

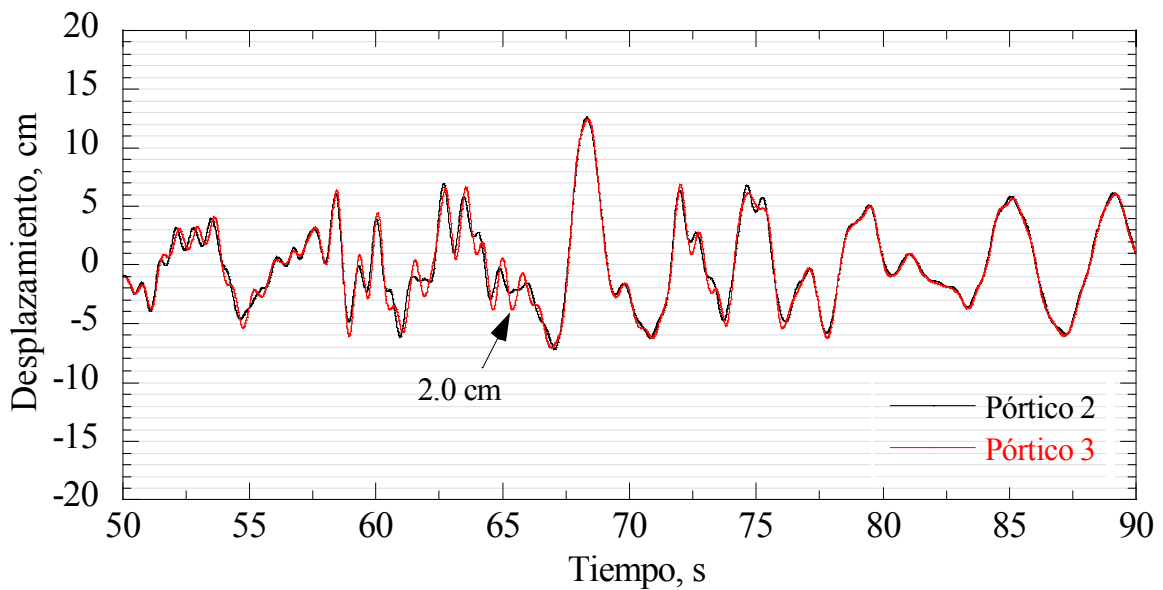


Figura 4.8 Desplazamientos relativos entre el pórtico 2 y 3

4.2 Ambiente sísmico ($M_w=8.7$)

4.2.1 Campo libre

De la misma manera que se calculó la respuesta en campo libre en la sección anterior para el sismo de $M_w=8.2$, en ésta se presentan los resultados considerando como excitación el acelerograma mostrado en la Figura 2.32, que corresponde a un evento sísmico de $M_w=8.7$. La Figura 4.9 muestra los acelerogramas y espectros de respuesta en la superficie para campo libre, al 5% de amortiguamiento, calculados con *FLAC* y *QUAD4M* para los siete apoyos críticos analizados. Como ocurrió con el evento sísmico anterior se puede observar una gran similitud entre los resultados obtenidos con ambos modelos, excepto para los apoyos S-1 y S-7. La diferencia en estos apoyos es atribuida a la reflexión de las ondas sísmicas por su interacción con las fronteras laterales, como ya se indicó previamente.

Para este caso, la aceleración máxima del terreno, PGA, igual a 0.25 g, y ocurrió también en el apoyo S-5, como en el caso anterior. La máxima aceleración espectral para el apoyo S-5 fue 1.2 g a un periodo de 0.39 s.

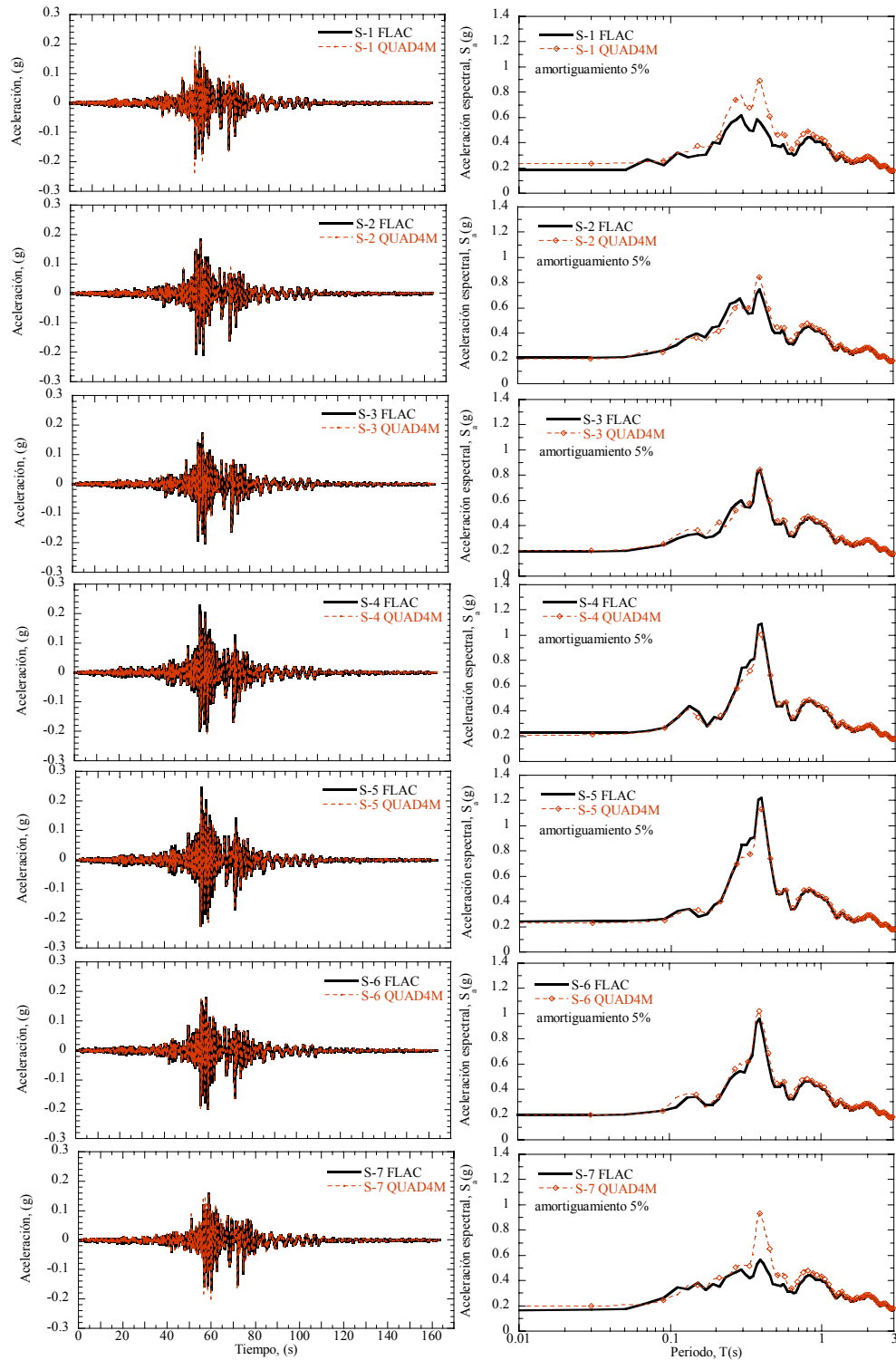


Figura 4.9 (a) Acelerogramas y (b) espectros de respuesta en la superficie correspondiente a los siete apoyos, usando *FLAC* y *QUAD4M* ($M_w=8.7$)

La Figura 4.10 muestra la distribución de la máxima aceleración del terreno, a lo largo del eje longitudinal del paso elevado calculado con *QUAD4M* y *FLAC*, observándose una buena congruencia entre ambos modelos y la misma tendencia entre ambos programas observada para el sismo de $M_w=8.2$. En ambos casos la PGA encontrada con *FLAC* en el apoyo S-5 es ligeramente mayor que con *QUAD4M*.

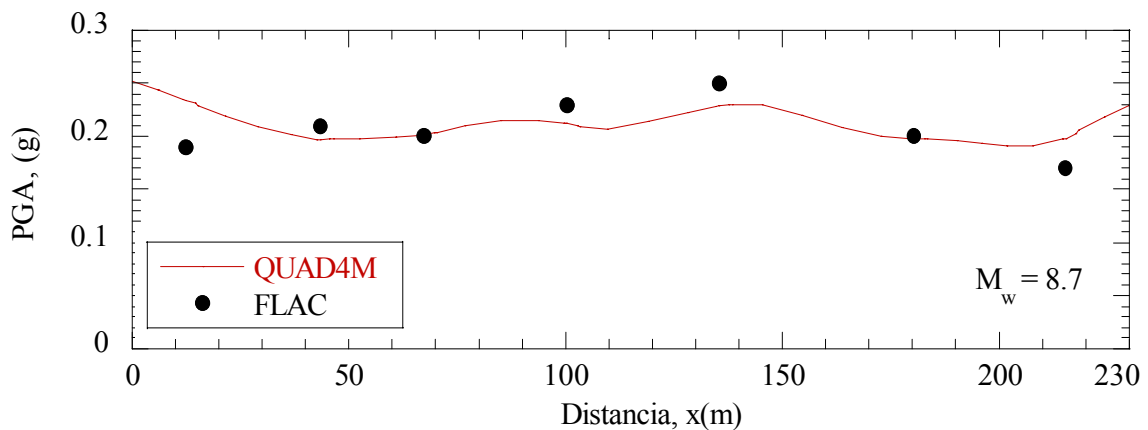


Figure 4.10 Distribución de la máxima aceleración del terreno, PGA a lo largo del eje longitudinal ($M_w = 8.7$)

En la Figura 4.11 se observan los espectros de respuesta de los siete apoyos calculados con *FLAC* en la superficie y en la base del modelo, al 5% del amortiguamiento. A diferencia del ambiente sísmico anterior, donde se observaba una similitud entre los espectros de los siete apoyos para un rango de períodos menores a 0.18 s y mayores a 0.5 s (Figura 4.3), en este caso la similitud entre los espectros mostrados es para períodos mayores a 0.9 s, por lo que es más evidente la no uniformidad de los movimientos del terreno.

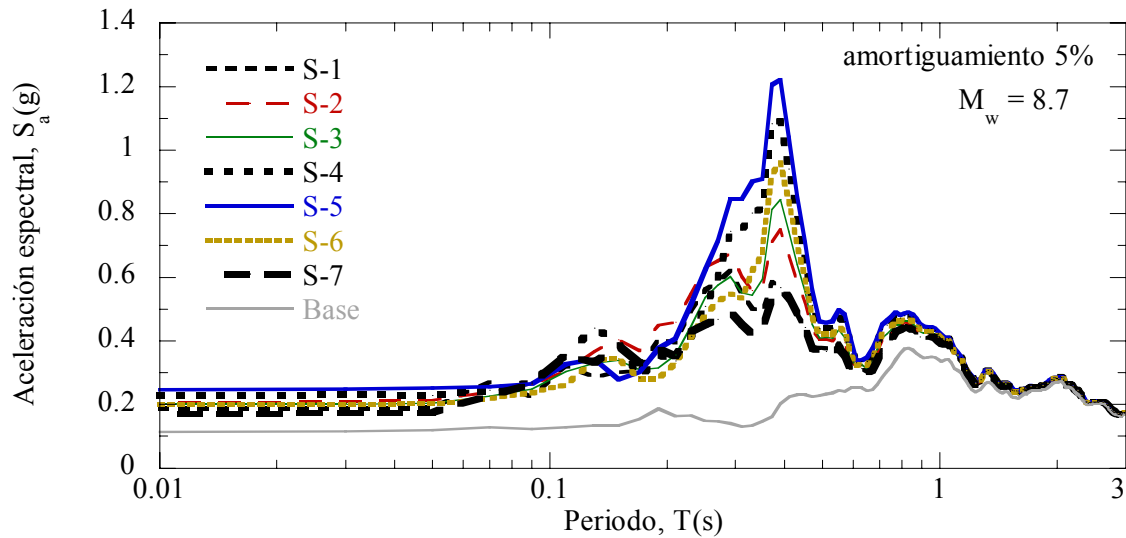
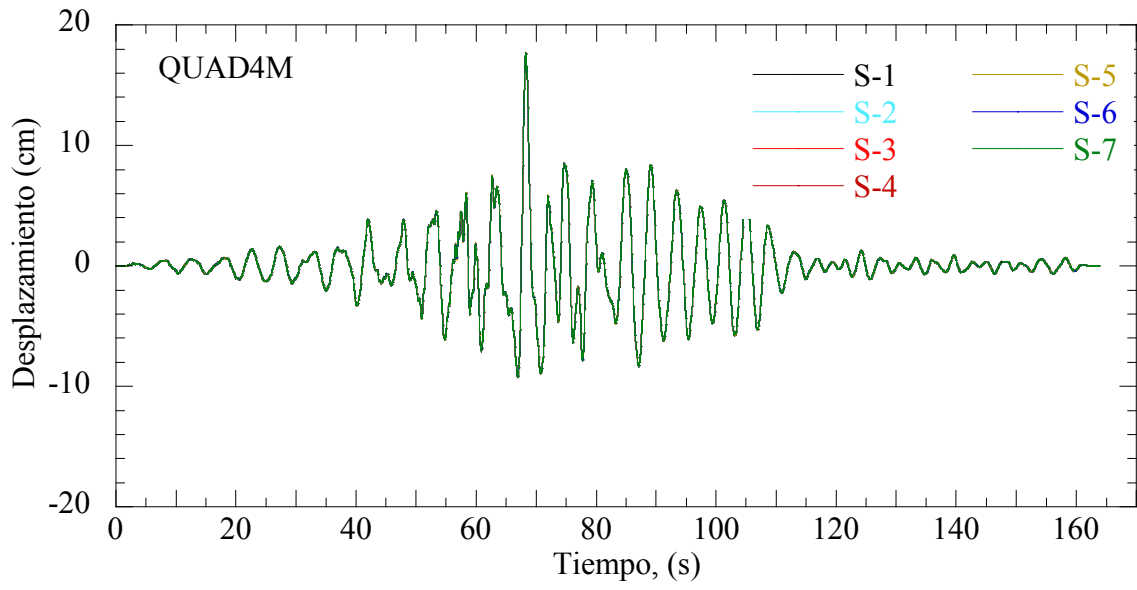


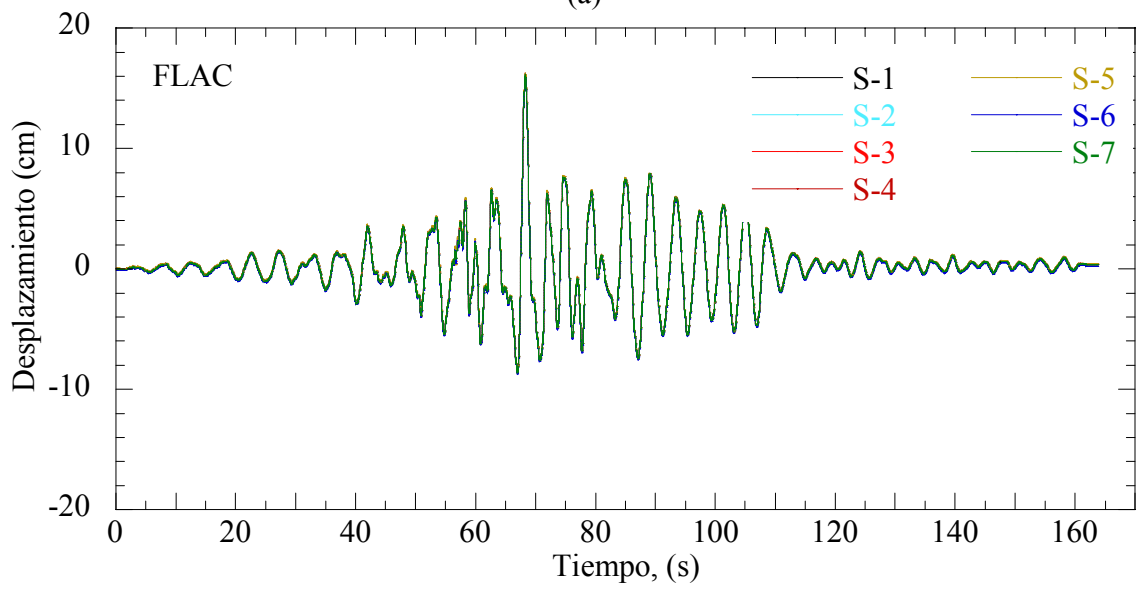
Figure 4.11 Espectros de respuesta obtenidos con *FLAC* ($M_w = 8.7$)

La Figura 4.12 indica la historia de desplazamientos en la superficie para los siete apoyos calculados con *QUAD4M* y *FLAC*. El desplazamiento longitudinal máximo en ambos modelos ocurre a los 68 segundos y es de 17 cm, es decir alrededor del 40% mayor que para el sismo de $M_w = 8.2$ (*i.e.* 12 cm).

La Figura 4.13 muestra la distribución del esfuerzo cortante dinámico y la deformación al cortante con la profundidad en los siete apoyos críticos analizados calculado con *QUAD4M* y en cuatro puntos, según lo indican los marcadores, con el programa *FLAC*. Se observa una buena congruencia entre ambos modelos. La máxima deformación al cortante se obtuvo bajo el apoyo S-5 a los 22m de profundidad y fue de 0.070 %, es decir 1.5 veces mayor que para el caso anterior, lo cual corresponde a una relación de módulo de rigidez G/G_{\max} igual a 0.45, para un limo arenoso de consistencia dura.



(a)



(b)

Figure 4.12 Historia de desplazamientos calculadas con (a) *QUAD4M* y (b) *FLAC* en campo ($M_w = 8.7$)

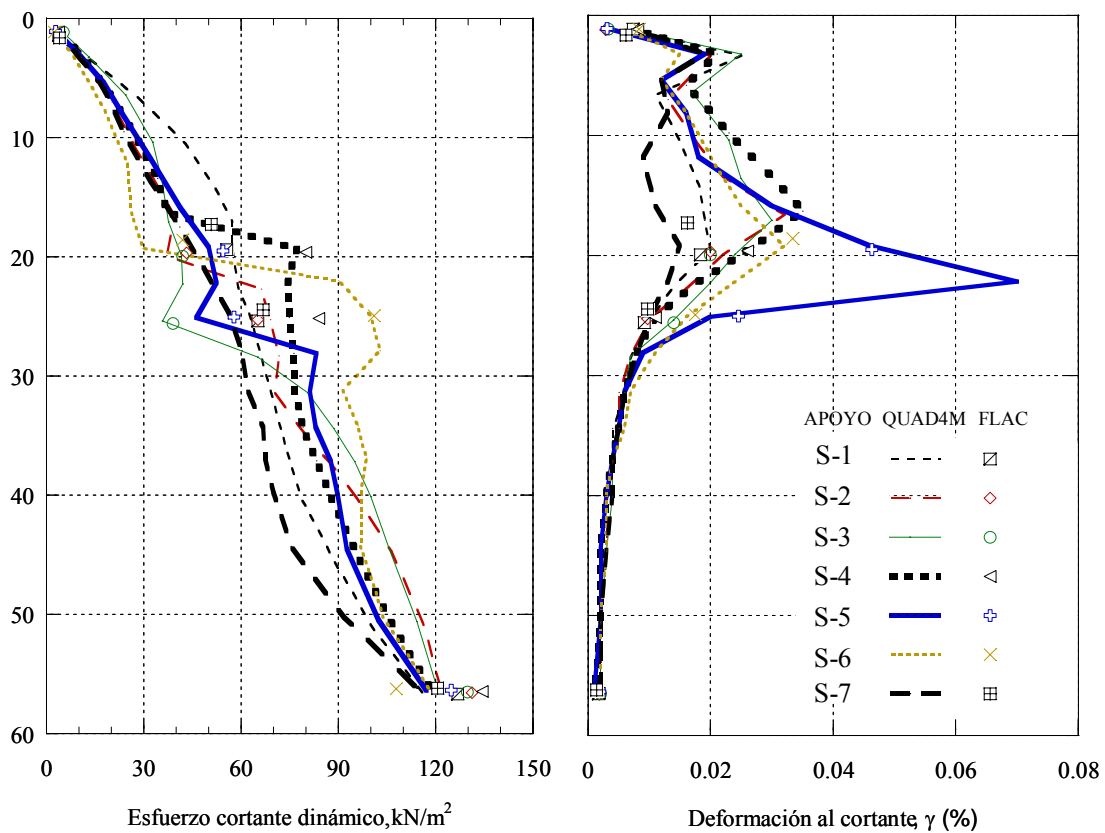


Figure 4.13 Variación del (a) esfuerzo cortante dinámico y (b) deformación al cortante con la profundidad ($M_w = 8.7$)

4.2.2 Sistema suelo-cimentación-estructura

En la Figura 4.14 se muestran los espectros de respuesta, al 5 % de amortiguamiento, calculados en la superficie del terreno, en la cimentación y en la trabe de cada apoyo, observándose diferencias de estos dos últimos con respecto al movimiento de campo libre. La diferencia en ordenadas espectrales de los espectros de la cimentación con respecto al campo libre es notable en todos los apoyos excepto para el S-1 y S-7; como ya se explicó en la sección anterior, siendo los espectros de cimentación muy similares a los de campo libre, por lo que los efectos de interacción suelo-cimentación-estructura pueden ser obviados en estos apoyos; sin embargo, para el resto de los mismos se puede observar que estos efectos son tanto favorables como perjudiciales para el desempeño global la estructura.

La aceleración máxima en la cimentación fue del 5 al 20 % mayor con respecto al campo libre para los apoyos S-2, S-3 y S-7, mientras que para los apoyos S-4 y S-5 fue del 9 al 20 % menor. Los porcentajes para este evento sísmico son similares a los obtenidos para el caso anterior. La Tabla 4.3 muestra las aceleraciones máximas para el terreno, la cimentación y las trabes de los siete apoyos y los porcentajes de aumento o decremento de estas aceleraciones calculadas en la cimentación y trabes con respecto al campo libre. La máxima aceleración espectral en las trabes, ocurre en un periodo de 0.81 s para los soportes del S-2 al S-7. El período de la estructura se considera razonable considerando la flexibilidad prevista por los apoyos móviles y fijos de la misma. Este período es ligeramente mayor que para el evento sísmico de $M_w=8.2$ (*i.e.* 0.79 s).

Se calculó la amplitud espectral del movimiento en la cimentación con respecto a la de campo libre. El factor de amplificación varía en todos los apoyos entre 1.1 y 2.0. Para los apoyos S-2 y S-3 la máxima aceleración espectral es de 0.90 g, y para el apoyo S-4, S-5 y S-6 es de 0.74 g a 0.76 g. Estos resultados resultan del orden de 40 % y 30 % mayores, respectivamente, con respecto al evento sísmico previamente analizado. La Tabla 4.4 muestra las aceleraciones espectrales máximas para cada uno de los apoyos y los factores de amplificación. Los efectos de interacción suelo-cimentación-estructura incrementan la máxima aceleración espectral de la trabe de 1.7 a 2.8 veces con respecto a la calculada a nivel de la cimentación en los apoyos para un período de 0.81 s, y de 3 a 4 veces con respecto al campo libre, observándose que son similares a los reportados para el anterior evento sísmico analizado. En particular, la máxima aceleración espectral es de 1.8 g y ocurre en el pórtico 3.

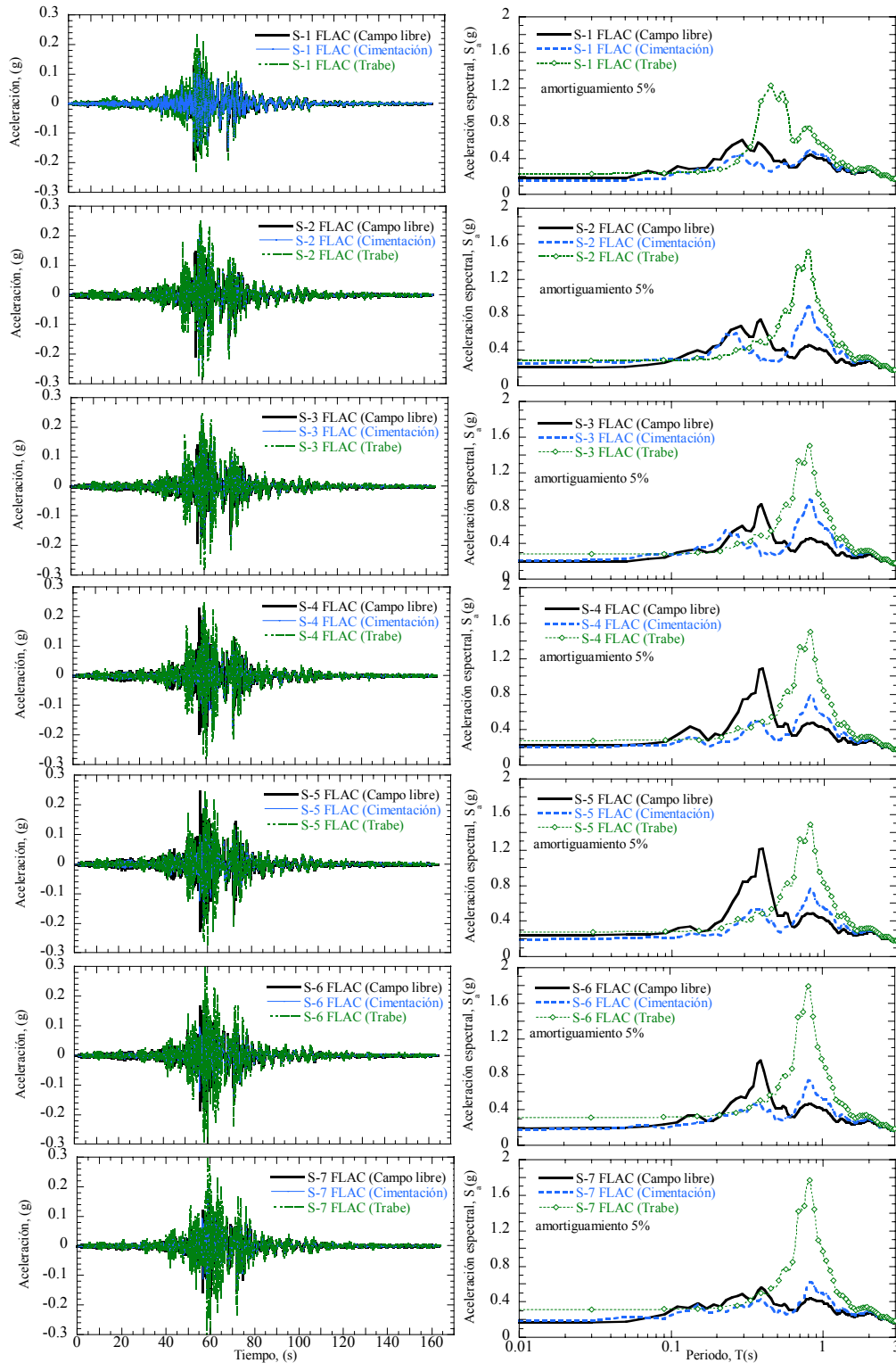


Figura 4.14 (a) Acelerogramas y (b) espectros de respuesta en la superficie, cimentación y traves correspondiente a los siete apoyos, usando *FLAC* y *QUAD4M* ($M_w=8.7$)

Tabla 4.3 Aceleraciones máximas ($M_w=8.7$)

Apoyo	Aceleración máxima (g)			Porcentajes de incremento (+) o decremento (-) (%)		
	CL	CIM	TRA	CIM/CL	TRA/CL	TRA/CIM
S1	0.19	0.16	0.23	-16	23	46
S2	0.21	0.25	0.28	19	35	13
S3	0.20	0.21	0.28	5	40	33
S4	0.23	0.21	0.28	-9	21	33
S5	0.25	0.20	0.28	-20	11	39
S6	0.20	0.18	0.31	-10	57	74
S7	0.17	0.19	0.31	12	82	63

CL: Campo libre, CIM: Cimentación, TRA: Trabe

Tabla 4.4 Aceleraciones espectrales máximas y factor de amplificación ($M_w=8.7$)

Apoyo	Periodo T_1 , (s)	Aceleración espectrales máxima a período T_1 (g)			Factor de amplificación		
		CL	CIM	TRA	CIM/CL	TRA/CL	TRA/CIM
S2	0.81	0.46	0.90	1.51	2.0	3.3	1.7
S3	0.81	0.46	0.90	1.50	1.9	3.2	1.7
S4	0.81	0.48	0.79	1.50	1.6	3.1	1.9
S5	0.81	0.49	0.76	1.49	1.6	3.1	2.0
S6	0.81	0.47	0.74	1.79	1.6	3.8	2.4
S7	0.81	0.44	0.63	1.77	1.4	4.0	2.8

CL: Campo libre, CIM: Cimentación, TRA: Trabe

Las Figuras 4.15 y 4.16 muestran las historias de desplazamientos calculadas. El desplazamiento máximo observado de la superestructura fue de 17 cm, igual a la de campo libre, dada la rigidez de la estructura. El desplazamiento relativo longitudinal máximo entre el apoyo S-1 y el pórtico 1 es del orden de 3.5 cm, y de 2.0 cm entre los pórticos 2 y 3, por lo que, para el evento sísmico analizado no se prevén daños en la estructura dado que los desplazamientos longitudinales relativos son menores a la holgura admisible entre pórticos con respecto al eje del apoyo (*i.e.* 5 cm a cada lado).

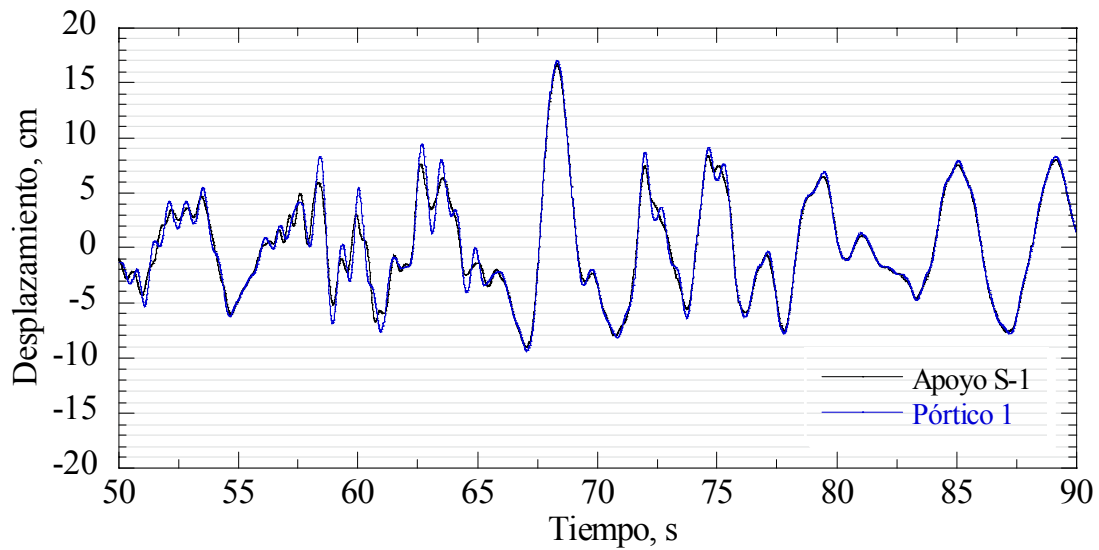


Figura 4.15 Desplazamientos relativos entre el apoyo 1 y el pórtico 1

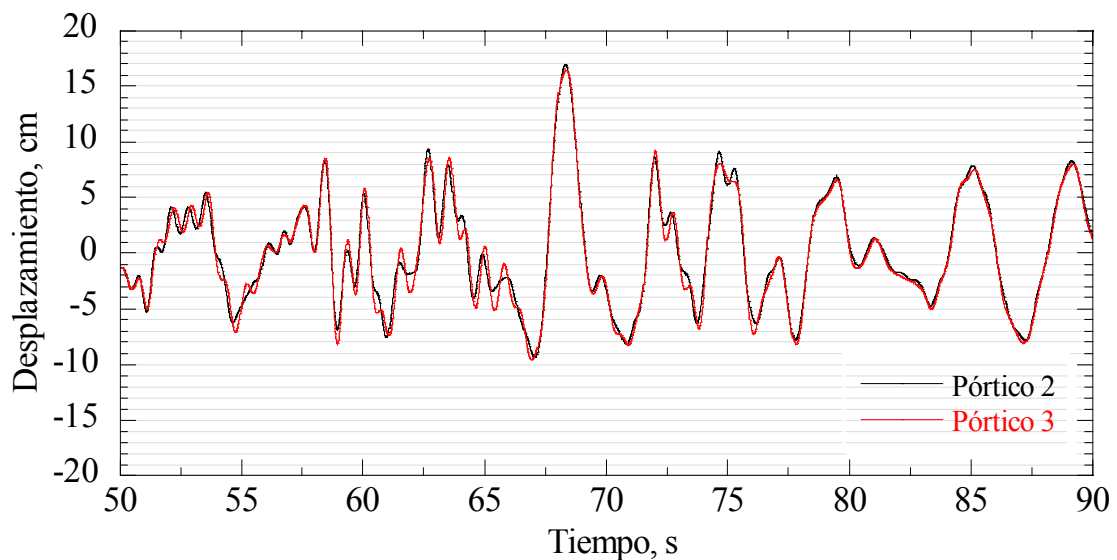


Figura 4.16 Desplazamientos relativos entre el pórtico 2 y 3

4.3 Casos de puentes instrumentados

Para reducir la incertidumbre que aún persiste sobre el comportamiento dinámico de puentes sometidos a la acción de sismos severos, en diferentes partes del mundo para proyectos de gran envergadura es común que se instalen acelerógrafos que permitan registrar acelerogramas en diferentes partes de la estructura la respuesta sísmica. En esta

sección se presentan y discuten los resultados de la respuesta sísmica de tres puentes instrumentados: El Puente Marga Marga y el Puente Amolanas, ambos ubicados en Chile y el Puente Impulsora, en la Ciudad de México.

Puente Marga Marga

El puente Marga Marga está ubicado en Viña del Mar en la costa central de Chile, y fue el primer puente diseñado con aisladores sísmicos en el país. La superestructura está compuesta por vigas de concreto reforzado colocadas sobre cuatro vigas metálicas, las cuales descansan sobre apoyos de caucho o aisladores sísmicos de gran amortiguamiento, que se apoyan sobre dos estribos y siete columnas de sección rectangular tipo cajón (Figura 4.17). La longitud de todos los tramos del puente mide 50 m, excepto desde el estribo sur al apoyo C1, donde es de 33 m. La longitud total del puente es de 383 m.

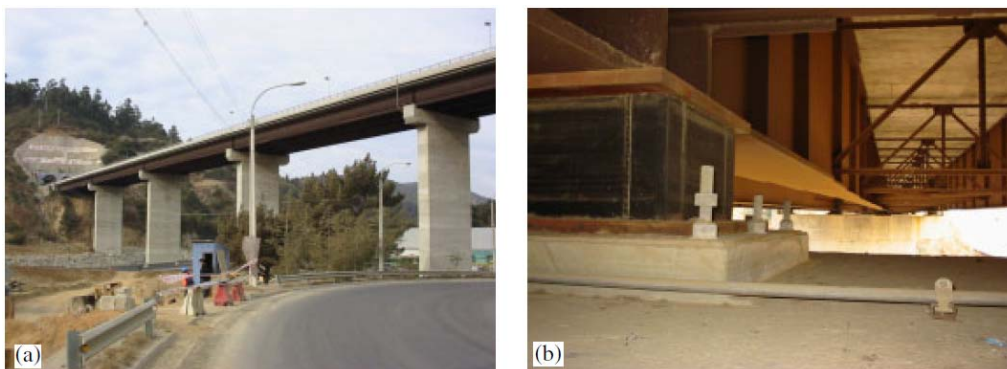


Figura 4.17 Puente Marga Marga: (a) Vista general y (b) vista de los apoyos (Sarrazin *et al.*, 2005)

El perfil de suelo está compuesto por arena limosa que sobreyace a un material granular tipo grava. A nivel de cimentación, el número de golpes de la prueba de penetración estándar varía entre 40 y 100.

En los estribos la superestructura puede moverse únicamente en el sentido longitudinal. En el sentido transversal el movimiento de las traveses está limitado por placas de acero. La cimentación de los apoyos de C2 a C6 está conformada por un grupo de diez pilas de 1 m de diámetro; la de los apoyos C1, C7 y estribos está compuesta por losa de cimentación.

El Puente Magra Magra se encuentra instrumentado con una red local de 21 sensores de aceleración del tipo fuerza balanceada: seis ubicados en la parte superior e inferior de la columna C4 (Figura 4.18), doce sobre el tablero de la losa y los estribos, y tres sensores ubicados en roca a 30 m metros del estribo sur del puente, dentro de una fosa de 3 m de profundidad. Estos tres últimos sensores tienen por función registrar el movimiento del sismo en el afloramiento rocoso en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí y en dirección vertical.

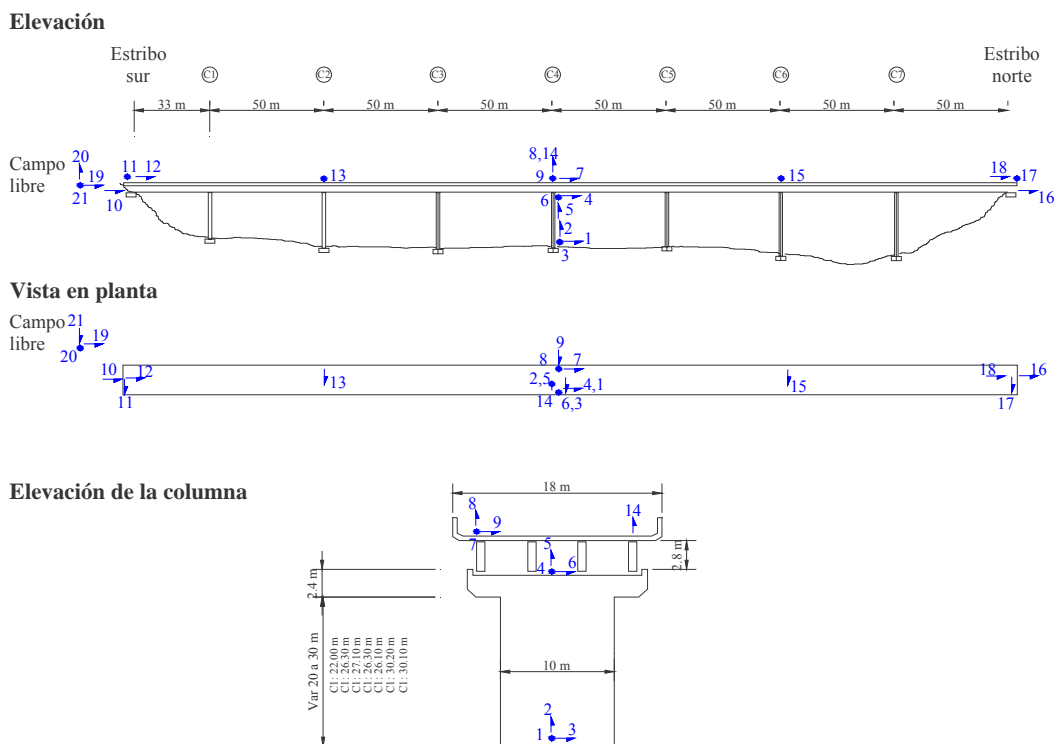


Figura 4.18 Ubicación de los acelerómetros en el Puente Marga Marga (Sarrazin *et al.*, 2005)

El sismo del 29 de octubre de 1998 de magnitud de momento, $M_w=5.0$, tuvo una aceleración de 0.023 g y provocó una deformación máxima de los aisladores en la pila central de 2.8 mm en la dirección transversal y 1.5 mm en la dirección longitudinal. Los sensores que mostraron la máxima aceleración instantánea fueron los obtenidos en la superestructura en la dirección transversal, cerca de los estribos. Estas aceleraciones correspondieron a vibraciones de alta frecuencia producidas por el impacto entre la

superestructura y los soportes laterales. Comparando el movimiento en la dirección transversal en el extremo superior de la pila con el correspondiente a nivel de la losa, se observa una disminución en las aceleraciones de un 40 a 70 % debido a los aisladores sísmicos o amortiguadores (Sarrazin *et al.*, 2002).

El 24 de julio del 2001 ocurrió un evento de magnitud, $M_w=5.1$, cuyo epicentro estuvo frente a las costas de Chile a 53 Km de profundidad. En los sensores que registraron el movimiento del afloramiento rocoso o denominados de campo libre, las aceleraciones máximas fueron 0.2 g, 0.05 g y 0.12 g en las direcciones longitudinal, vertical y transversal, respectivamente, mientras que en los primeros tres sensores, ubicados al pie de una pila, las aceleraciones máximas fueron 0.06 g, 0.02 g y 0.07 g respectivamente, lo que pudiera indicar algún efecto de amplificación en la parte alta dada la topografía del lugar, tal como se observó durante el sismo de marzo de 1985 ($M_w=7.8$), o bien un efecto de interacción con el puente. Al comparar las aceleraciones máximas en la parte superior de las pilas con lo registrado en el tablero, se observa el efecto positivo de los aisladores.

La Tabla 4.5 contiene las características de los registros sísmicos que han sido registrados en este puente y las aceleraciones máximas tanto en campo libre como en la estructura.

Tabla 4.5 Características de los registros sísmicos: Puente Marga Marga (Sarrazin *et al.*, 2005)

Evento Sísmico	Fecha	Magnitud (Ritcher)	Profundidad (km)	Aceleración máxima en campo libre (g)	Aceleración máxima en la losa del puente (g)
1	09/10/1998	4.8	-	0.018 (L)	0.051 (10)
2	10/10/1998	5.1	10	0.029 (L)	0.079 (11)
3	29/10/1998	5.0	89	0.055 (L)	0.157 (11)
4	09/04/2001	6.3	6.5	n/r	0.092 (11)
5	06/05/2001	5.1	49	n/r	0.167 (11)
6	24/07/2001	5.1	53	0.204 (L)	0.226 (11)
7	28/11/2001	4.6	29	0.069 (L)	0.056 (6)
8	28/12/2001	4.5	39	0.069 (T)	0.097 (6)
9	06/01/2003	6.0	111	0.030 (L)	0.056 (11)
10	22/02/2003	4.6	56.7	0.041 (L)	0.085 (6)
11	09/07/2003	4.6	27.5	0.122 (L)	0.090 (6)

Los símbolos en los paréntesis indican la dirección o el número del sensor
n/r : no se registró



En la Tabla 4.6 se presentan las relaciones entre las aceleraciones máximas registradas en la superestructura y las pilas o campo libre, para las direcciones indicadas de los eventos sísmicos incluidos en la Tabla 4.5. La última columna de esta tabla representa el promedio de casi 50 registros sísmicos.

Tabla 4.6 Relación de aceleraciones máximas (g) para diferentes eventos sísmicos (Sarrazin *et al.*, 2005)

Sismo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	Prom.
<i>Sentido Longitudinal</i>												
Losa/extremo superior de la columna (a ₇ /a ₄)	0.22	0.20	0.28	0.18	0.20	0.32	0.25	0.24	0.25	0.31	0.18	0.30
Losa /campo libre (a ₇ /a ₁₉)	0.22	0.34	0.30	-	-	0.18	0.08	0.17	0.29	0.24	0.10	0.32
<i>Sentido Transversal</i>												
Losa /extremo superior de la columna (a ₉ /a ₆)	0.86	0.77	0.64	1.11	0.41	0.95	0.17	0.47	1.04	0.28	0.48	0.58
Losa /campo libre (a ₉ /a ₂₁)	0.94	1.18	1.42	-	-	0.95	0.30	0.66	1.38	0.58	1.17	0.93
Extremo superior de la columna/ extremo inferior de la columna (a ₆ /a ₃)	2.15	1.57	2.87	1.59	3.06	1.53	6.12	2.07	2.13	5.19	2.99	2.62

Los sensores (a_i/a_j) se refieren a los acelerómetros indicados en la Figura 4.18

De los resultados mostrados en la Tabla 4.6, se puede observar que existe una reducción apreciable en las amplitudes de las aceleraciones máximas de campo libre con respecto a las de la base de la columna, y en las de la losa con respecto al extremo superior de la columna en la dirección longitudinal. Estos últimos resultados muestran el efecto benéfico de los aislantes sísmicos en la respuesta de la losa del puente en esta dirección, donde no

está restringido el movimiento. Sin embargo, en los eventos sísmicos del 9 de abril de 2001 y del 6 de enero de 2003, en la losa se registró una aceleración mayor que el extremo superior de la columna. En todos los casos, existe un incremento de la aceleración en el extremo superior de la de la columna con respecto a su base. Por tanto, se evidencia la importancia tanto de los efectos de sitio como los de la interacción suelo-cimentación-estructura en la respuesta sísmica del puente.

Puente Amolanas

El puente Amolanas se localiza a 309 km al norte de Santiago de Chile. Consiste de una viga cajón de acero de 268 m de longitud, con estructuras en voladizo en ambos lados. La cimentación está conformada por zapatas rectangulares individuales sobre roca. Como se muestra en la Figura 4.19a las columnas son estructuras de concreto reforzado de sección transversal octagonal hueca y sus alturas de sur a norte son de 26.30, 53.10 y 99.6 m, respectivamente.

En la dirección transversal, la superestructura es más rígida con respecto a la flexibilidad lateral de las columnas (*e.g.* C2 y C3). La mayor parte de la fuerza lateral es transmitida a los estribos a través de los apoyos deslizantes laterales (Figura 4.19c). Estos consisten en dos plataformas verticales de Teflón que deslizan sobre las placas de acero inoxidable, las cuales están colocadas sobre placas de neopreno reforzado para tomar los desplazamientos laterales. Los estribos están anclados a la roca y diseñados para soportar los movimientos transversales. El puente tiene un periodo de vibrar en esta dirección de 1.46 s.

En la dirección longitudinal, el movimiento está limitado, en parte por las plataformas de fricción y los amortiguadores viscosos colados en los estribos. La columna más alta, denominada C3, está articulada en su extremo superior, en su conexión con la trabe y losa del puente. Las demás columnas interactúan con el tablero de la losa a través de la fricción entre las plataformas de Teflón y las placas metálicas (Figura 4.19d). En la Figura 4.19b existen dos amortiguadores viscosos colocados en cada estribo. El puente tiene un periodo de vibrar en esta dirección de 0.75 s.



Figura 4.19 Puente Amolagas: (a) Vista panorámica general (b) amortiguadores (c) apoyos deslizantes y (d) apoyos de fricción (Sarrazin *et al.*, 2005)

La red de sensores empleada en el Puente Amolagas consiste en doce acelerómetros uniaxiales, tres de los cuales están en campo libre, y los demás ubicados en los estribos, extremo superior de las columnas y en la losa del puente (Figura 4.20). Los acelerómetros de campo libre están colocados en roca a 30 m del estribo norte.

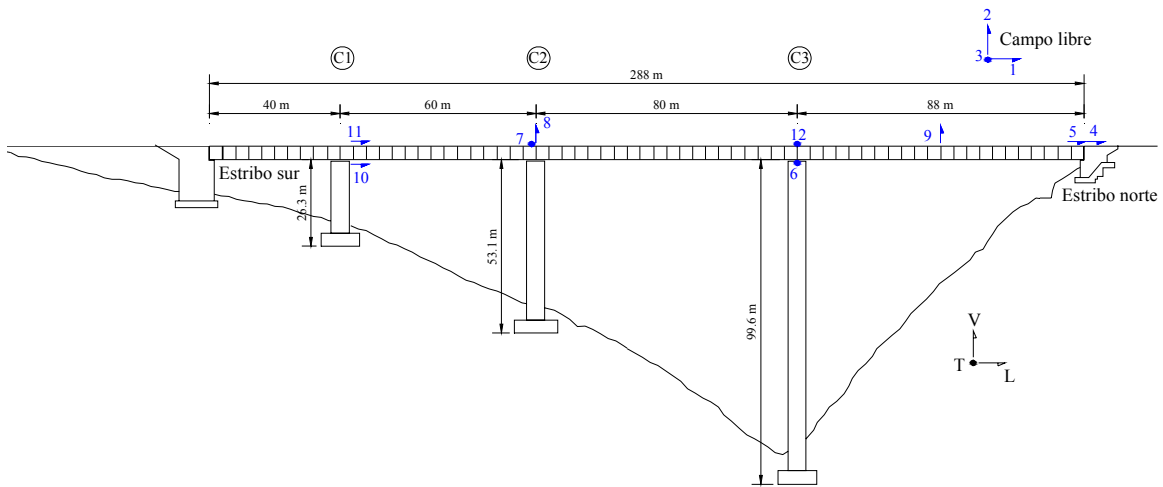


Figura 4.20 Ubicación de los sensores del Puente Amolanas

En la Tabla 4.7 se indican las principales características de los sismos registrados por la red de acelerómetros instalada en el Puente Amolanas. En la Tabla 4.8 se muestran las relaciones entre la aceleración máxima registradas en diferentes puntos de la estructura y campo libre.

Tabla 4.7 Características de los registros sísmicos: Puente Amolanas (Sarrazin *et al.*, 2005)

Fecha	Magnitud (Ritcher)	Profundidad (km)	Aceleración máxima en campo libre (g)	Aceleración máxima en la losa del puente (g)
23/12/2001	4.9	27.1	0.039 (T)	0.022 (7)
01/04/2002	6.2	67.0	0.029 (L)	0.036 (9)
23/05/2002	5.8	53.7	0.098 (L)	0.067 (9)
18/06/2002	6.3	52.2	0.104 (T)	0.112 (9)
20/06/2003	6.2	24.1	0.093 (L)	0.090 (9)

Los símbolos en los paréntesis indican la dirección o el número del sensor

Tabla 4.8 Relación de aceleraciones máximas (g) para diferentes eventos sísmicos (Sarrazin *et al.*, 2005)

Sismo	23/12/01	01/04/02	23/05/02	18/06/02	20/06/03
<i>Sentido longitudinal</i>					
Estribo norte/campo libre (a_4/a_1)	1.45	1.41	0.87	1.68	1.43
Losa/estribo norte (a_5/a_4)	0.36	0.30	0.32	0.31	0.27
Losaa/extremo superior C1 (a_{11}/a_{10})	0.30	0.46	0.80	0.35	0.86
Losa/losa sobre estribo norte (a_{11}/a_5)	0.41	0.54	0.92	0.72	1.00
<i>Sentido transversal</i>					
Losa/extremo superior C3 (a_{12}/a_6)	1.01	0.83	1.26	1.03	1.02
Losa/campo libre (a_{12}/a_3)	0.48	0.63	0.54	0.54	0.80
<i>Sentido vertical</i>					
Losa/ campo libre (a_9/a_2)	1.33	2.95	1.97	2.33	2.20
Losa/campo libre (a_8/a_2)	1.33	1.50	1.41	1.43	1.20

Los sensores (a_i/a_j) se refieren a los acelerómetros indicados en la Figura 4.20

En la dirección transversal la aceleración máxima en la losa es del orden de la mitad con respecto a la de campo libre, y muy similar a la registrada en el extremo superior de la columna C3. En el sentido longitudinal, se observa una reducción importante de las aceleraciones máximas. En este caso se evidencia el efecto favorable para la respuesta de la estructura que ofrecen los amortiguadores y tipos de apoyos usados en este puente. En el sentido vertical son amplificadas en la superestructura.

Puente Impulsora

El Puente Impulsora está ubicado al noroeste de la Ciudad de México en el límite con el Estado de México, en el municipio de Nezahualcóyotl (Figura 2.1). Está desplantado en un sitio arcilloso muy blando de la Zona de Lago y fue construido a base de traveses de concreto, unas apoyadas en una serie de columnas (traveses de apoyo, TA), y otras libremente apoyadas

sobre las anteriores (trabes centrales, TC), para absorber asentamientos diferenciales entre uno y otro apoyo (Meli y Rivera, 2001).

El puente Impulsora tiene 405 m de largo y cuenta con 8 apoyos. La longitud de las trabes centrales y de apoyo varía de 7 a 28 m, y de 8 a 49 m, respectivamente. En el claro central, la longitud de la trabe central es de 49 m y 17 m en su anchura máxima, lugar donde se encuentran dos carriles de tránsito continuo, dos bahías de ascenso y descenso de pasajeros y dos accesos peatonales a la estación del metro ubicada debajo del puente (Figura 4.21). El puente fue instrumentado en el apoyo No. 6 (entre los ejes 11 y 12), que corresponde a la porción central, como se observa en la Figura 4.21.

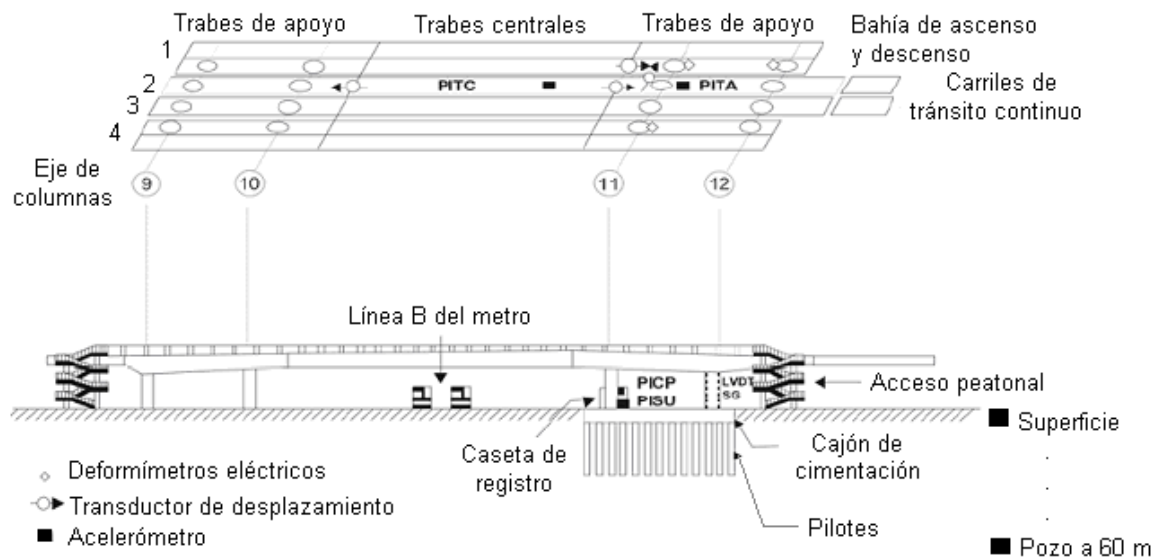


Figura 4.21 Vista en planta y corte longitudinal del Puente Impulsora (Mayoral *et al.*, 2008)

La cimentación de este soporte consiste en un cajón de cimentación parcialmente compensado con pilotes de fricción. El cajón tiene forma romboidal en planta, y está unido estructuralmente a 77 pilotes de concreto reforzado. Los pilotes tienen 30 m de largo y una sección cuadrada de 0.5 m de lado. La instrumentación se compone de 4 acelerómetros triaxiales (Figura 4.22): dos en campo libre en un arreglo vertical, uno a 60 m de profundidad y el otro en la superficie del suelo, uno al centro de la cimentación y el otro en la trabe de apoyo, trece celdas de carga para monitorear las cargas axiales sobre pilotes

seleccionados, seis piezómetros y ocho celdas de presión colocadas en el contacto losa-suelo.

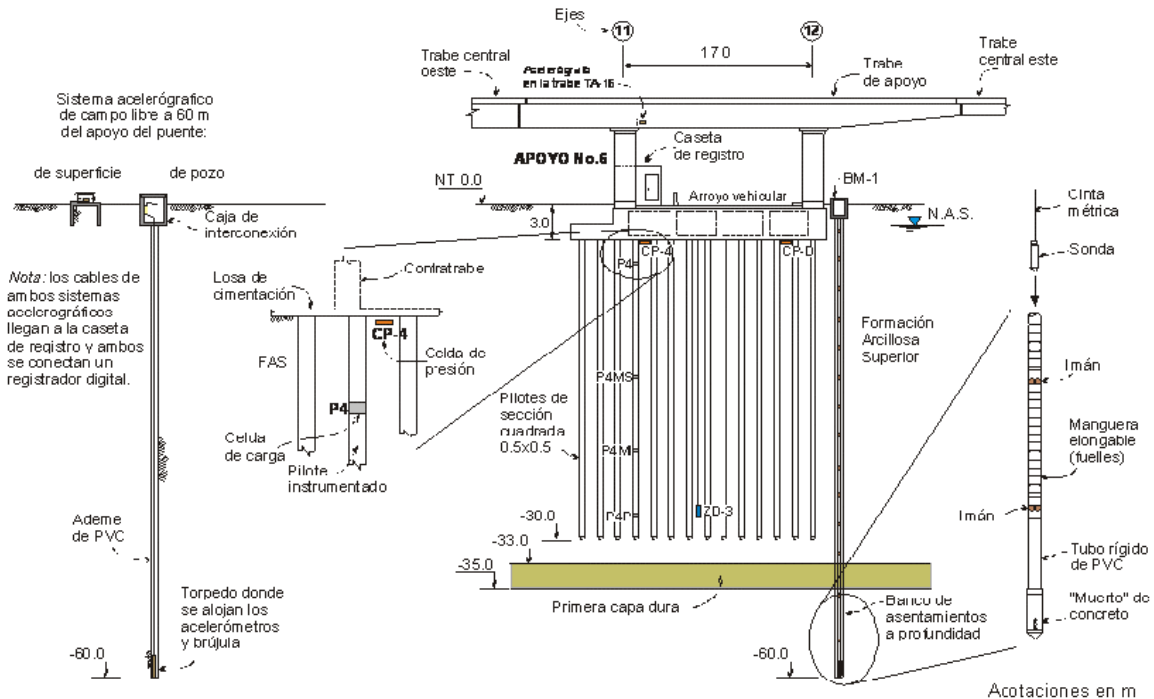


Figura 4.22 Corte longitudinal del apoyo No.6 del puente impulsora (Mendoza *et al.*, 2004)

Aunque se han registrado varios sismos en el puente, sólo el de la costa de Guerrero del 1 de enero de 2004, fue registrado por todos los acelerómetros (campo libre, cimentación, trabe de apoyo y trabe central), como se muestra en la Tabla 4.9. Sin embargo, las tendencias generales del comportamiento del sistema puente-apoyo se compararon con aquellas medidas durante el sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999 y el de Colima del 21 de enero del 2003. En la Tabla 4.9, se observa un efecto de atenuación de la aceleración máxima del terreno (PGA) debido a la cimentación, que puede ser explicada en términos de la rigidez exhibida por el grupo de pilotes en la dirección vertical. En la dirección transversal se amplifican las aceleraciones debido a la inercia de la superestructura.

Tabla 4.9 Aceleraciones registradas (Mayoral *et al.*, 2008)

Sismo	Ubicación	Aceleración máxima (gales)			Aceleración normalizada (máxima/PGA)		
		V	L	T	V	L	T
Tehuacán 15-06-99	Viga de apoyo	8.13	28.17	30.14	0.53	0.97	1.22
	Cajón	2.15	28.1	24.62	0.14	0.97	1.00
	Campo libre	15.2	29.07	24.66	1.00	1.00	1.00
Costa de Colima 21-01-03	Viga central	10.36	27.42	27.86	0.67	0.99	1.19
	Viga de apoyo	4.14	27.12	26.53	0.27	0.98	1.13
	Cajón	0.95	28.21	25.59	0.06	1.02	1.09
	Campo libre	15.38	27.75	23.43	1.00	1.00	1.00
Costa de Guerrero 01-01-04	Viga central	8.22	5.76	7.06	1.05	0.59	1.20
	Viga de apoyo	6.54	6.12	6.89	0.83	0.62	1.17
	Cajón	0.71	6.19	6.61	0.09	0.63	1.12
	Campo libre	7.85	9.82	5.90	1.00	1.00	1.00

V: vertical, L: longitudinal, T: transversal

Basados en las mediciones y resultados obtenidos de modelaciones numéricas (Mayoral *et al.*, 2009), el sistema de cimentación cajón-pilotes, sigue al terreno en la dirección longitudinal, teniendo una interacción dinámica mínima. Sin embargo, en la dirección transversal, los efectos de interacción son significativos, incrementando la respuesta de la estructura en un 40% aproximadamente, con respecto a la respuesta medida en la cimentación.

4.4 Implicaciones en el diseño



La definición de espectros de respuesta y sus correspondientes movimientos de diseño, es un paso fundamental para el diseño sísmico de cimentaciones. Sin embargo, aunque es una gran ventaja contar con maneras sencillas para estimar la respuesta de sitio en las zonas cubiertas por los Reglamentos, existen algunas limitaciones en los espectros de respuesta propuestos por las normas de cada país que deben ser tomados en cuenta para evitar diseños inadecuados (Romo *et al.*, 2000).

De acuerdo a las condiciones de análisis y diseño recomendadas por las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, RCDF, según las características de la estructura, éstas se podrán analizar por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos. Para el diseño sísmico de las Zonas de Transición (II) y de Lago (III), es permisible tener en cuenta explícitamente los efectos de sitio y la interacción suelo-estructura mediante el método de análisis del Apéndice A.

El Viaducto Bicentenario, es una estructura que atraviesa principalmente la Zona de Lomas (I), pero donde existe una variabilidad importante de las condiciones geotécnicas del terreno debido a su gran longitud. Esto hace de este paso vehicular elevado, una estructura propensa a sufrir la variación aleatoria de la acción sísmica, por lo que no es conveniente usar un único espectro de diseño sísmico en toda su extensión.

En caso de utilizarse los espectros del RCDF para el diseño de este tipo de estructuras es conveniente dividir los tramos en subtramos geosísmicos para tomar en cuenta la variabilidad de los movimientos del terreno, generada por las diferencias en las condiciones geotécnicas, identificando la zona de influencia de cada espectro utilizado. Es importante que para la revisión de los análisis de la cimentación se considere la más favorable de las dos condiciones siguientes: a) Elementos mecánicos en las pilas considerando un factor de ductilidad para la cimentación de $Q=1$, y b) Elementos mecánicos en las pilas transmitidos por la columna a la cimentación en función de su resistencia última, para enmarcar el diseño del lado de la seguridad. Además, se debe considerar un factor de importancia de 1.5 en las ordenadas espectrales del espectro de diseño definido según los criterios anteriores, el cual es recomendado para estructuras tipo A. Sin embargo, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en la definición del espectro de diseño no incluye los

efectos de propagación bidimensionales y tridimensionales que podrían afectar de manera importante en valles estrechos el riesgo sísmico de las estructuras, incrementado las ondas generadas en la superficie por el fenómeno de interacción, que puede imponerse a las ondas de tren primarias entrantes (Romo, 1991).

El tipo de análisis realizado en esta tesis, considera los posibles movimientos incoherentes debido a los cambios bruscos en las condiciones geotécnicas locales y los efectos de interacción suelo-cimentación-estructura mediante un modelo de diferencias finitas acoplado del sistema, considerando las propiedades lineales equivalentes mediante un análisis de elemento finito bidimensional, que permite evaluar la respuesta sísmica de la estructura de una manera global. Por consiguiente, al llevar a cabo estos análisis es posible definir las dimensiones de los apoyos trabe-columna, al evaluar los movimientos relativos de las trabes, que es uno de los problemas a presentarse durante la ocurrencia de un sismo en las estructuras lineales.

Sin embargo, es de vital importancia que para este tipo de estructuras estratégicas se lleven a cabo mediciones in situ basadas de la respuesta sísmica, para de esta manera calibrar las herramientas numéricas utilizadas y sea posible conocer el comportamiento dinámico de los pasos vehiculares que actualmente se construyen en la Ciudad de México.



5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En esta tesis se presentan los resultados de la respuesta sísmica de un paso vehicular elevado, para lo cual se desarrolló un modelo de diferencias finitas bidimensional empleando el programa *FLAC*, de un tramo de siete apoyos críticos del Viaducto Bicentenario, donde existe un cambio brusco en las condiciones geotécnicas y topográficas del subsuelo. Los resultados de la respuesta en campo libre obtenidos con *FLAC*, se calibraron con los calculados con un modelo de elemento finito bidimensional mediante el programa *QUAD4M*. La respuesta sísmica del sistema suelo-cimentación-estructura del paso vehicular elevado fue obtenida en términos de aceleraciones espectrales en campo libre, en la cimentación y en las trabes de cada uno de los apoyos. Se calcularon los desplazamientos relativos entre trabes para evaluar el comportamiento global de la estructura frente a dos ambientes sísmicos de magnitud M_w igual a 8.2 y 8.7. De estos análisis se concluye lo siguiente:

- Los espectros de respuesta obtenidos en la cimentación de los apoyos S-1 y S-7 son muy similares a los de campo libre, debido a que el suelo resistente donde las pilas están desplantadas es relativamente superficial (*i.e.* aproximadamente a 5 y 8 m de profundidad, respectivamente), por lo que los efectos de interacción suelo-cimentación-estructura puedan ser obviados. Sin embargo, los espectros de respuesta calculados en la cimentación del resto de los apoyos, presentan modificaciones con respecto a su correspondiente espectro de campo libre tanto en términos de amplitudes como en contenidos de frecuencia.
- La configuración geométrica del sitio, y el contraste de impedancias del suelo y la Formación Tarango, conllevan a amplificaciones significativas en la superficie del terreno, en términos de ordenadas espectrales, S_a , siendo de 0.85 g para el sismo de magnitud $M_w=8.2$, y de 1.2 g para el sismo de $M_w=8.7$. En ambos escenarios sísmicos, estas aceleraciones son observadas en el apoyo S-5, lo cual es consistente con la presencia de depósitos aluviales profundos encontrados en la zona de estudio

cercanos a este apoyo. Se destaca además que fue en los limos arenosos ubicados a 22 m de profundidad que subyacen sobre la Formación Tarango bajo el apoyo S-5, en donde se observaron las máximas deformaciones al cortante (*i.e.* 0.046 % y 0.070 % para ambos ambientes sísmicos respectivamente), las mismas que contribuyeron a las amplificaciones de la aceleración del terreno, en este apoyo.

- Los efectos de la interacción dinámica suelo-cimentación-estructura disminuyeron la frecuencia natural de la estructura, f , a un valor igual a 1.27 Hz ($T=0.79$ s), con respecto a la condición de apoyo rígido (*i.e.* 1.5 Hz), incrementando la flexibilidad de la estructura.
- Se concluye que para ambos ambientes sísmicos, en términos de aceleraciones espectrales máximas, los factores de amplificación en la trabe con respecto a los de la cimentación son muy similares (*i.e.* entre 1.7 a 2.5 para $M_w=8.2$ y de 1.7 a 2.8 para el de $M_w=8.7$); sin embargo, para el sismo de $M_w=8.2$ las máximas aceleraciones espectrales ocurren para un período de 0.79 s, mientras que para el ambiente sísmico de $M_w=8.7$ se dan a un periodo de 0.81 s.
- Se observaron efectos favorables y desfavorables en la respuesta sísmica del paso vehicular analizado. Es decir, mientras que en la cimentación de los apoyos S-4 y S-5 las aceleraciones máximas calculadas son del orden del 10 al 18 % menor que la de campo libre para el sismo de magnitud de momento, $M_w=8.2$ y del 9 a 20% menor para el sismo de $M_w=8.7$; para los apoyos S-2 y S-3 es de 10 a 18 % mayor para el primer evento sísmico, y de 5 a 19 % mayor para el segundo. Por tanto, la evaluación de la variabilidad de los movimientos incluyendo los efectos de interacción suelo-estructura deben ser tomados en cuenta durante el proceso de diseño para evitar subestimar o sobrestimar la respuesta sísmica de estructuras lineales y evitar fallas catastróficas.



- De acuerdo al espectro de respuesta calculado en la cimentación, se observa que las ordenadas espectrales se atenúan entre los 0.2 y 0.6 s con respecto a las calculadas en campo libre y se amplifican para periodos comprendidos entre 0.6 y 1.0 s. Para periodos mayores a 1.0 s la cimentación se mueve prácticamente igual que en campo libre. Esto refleja que el diseño de estructuras rígidas de periodos entre 0.6 s y 1.0 s en las condiciones geotécnicas analizadas son menos favorables que el de estructuras flexibles (*i.e.* con períodos natural de vibración mayores a 1.0 s).
- En particular, la aceleración máxima en la trabe del apoyo S-5 para el sismo de $M_w=8.7$ es inclusive el doble que la calculada en la cimentación de este apoyo. Como se ha observado en puentes instrumentados (*e.g.* Puente Marga Marga y Puente Amolanas, cuyos resultados se incluyen en esta tesis), las aceleraciones máximas en las losa pueden reducirse mediante el uso de aisladores sísmicos o amortiguadores, de un 20 hasta un 70 % con respecto a las registradas en la parte superior de la columna, en el sentido longitudinal.
- Para el caso en estudio, los apoyos “fijos” ayudaron a reducir los movimientos relativos entre los pórticos consecutivos a lo largo de la dirección longitudinal. En los apoyos “móviles”, los desplazamientos relativos calculados son del orden de 2 a 4 cm, según los ambientes sísmicos $M_w=8.2$ y $M_w=8.7$, respectivamente. Con base en estos resultados, se concluye que el Viaducto Bicentenario presentará en general un buen comportamiento sísmico ante ambos eventos, dado que la holgura total de desplazamiento entre trabes es de 10 cm.
- El desarrollo de modelos numéricos que incluyan el campo libre, la cimentación y la superestructura, denominados modelos acoplados, permiten evaluar tanto los efectos de las condiciones geotécnicas locales en la respuesta de la estructura como el fenómeno físico de interacción suelo-cimentación-estructura, de manera conjunta e integral, con lo cual se puede calcular la respuesta de la estructura de una manera más cercana a la que ocurriría en la realidad. Los modelos desacoplados, utilizados

con frecuencia, utilizan el movimiento de la superficie del terreno como movimiento de entrada para los análisis. Como se observó en este análisis esto puede resultar erróneo o muy poco conservador, ya que la presencia de la cimentación puede inducir a aceleraciones máximas en la base menores o mayores que las calculadas para campo libre, y por ende repercutir en la respuesta de la superestructura.

- Las estructuras viales de gran longitud, como es el caso de los pasos vehiculares elevados o viaductos, presentan una tendencia a ser afectadas por la variación aleatoria de la acción sísmica, lo cual puede llevar a la ocurrencia de movimientos relativos entre los elementos estructurales. Los desplazamientos relativos entre apoyos consecutivos pueden causar golpeteo entre travesaños y columnas, inclusive llevar la estructura al colapso. Por tanto, es recomendable poner atención a los apoyos ubicados en sitios donde pueden presentarse cambios importantes en la respuesta dinámica a lo largo de la estructura, para llevar a cabo análisis numéricos de estos casos y determinar los posibles desplazamientos relativos entre los apoyos, incluyendo tanto las condiciones geotécnicas locales y los efectos de interacción suelo-estructura.
- Para reducir la incertidumbre que aún persiste sobre el comportamiento de los puentes o pasos vehiculares elevados sometidos a la acción de sismos severos, es necesario instrumentar sísmicamente este tipo de estructuras. Esto permitirá calibrar los modelos numéricos desarrollados y tener una mayor comprensión de los efectos que principalmente influyen en la respuesta sísmica de estas estructuras.



REFERENCIAS

Abrahamson N., Schneider J.F. y Stepp J.C., 1991, "Spatial coherence of shear waves from the Lotung, Taiwan large-scale seismic test", *Structural Safety*, Vol. 10, pp. 145-162.

Abrahamson N., 1993, "Non-stationary spectral matching program", unpublished.

Athanasopoulos G.A., Pelekis P.C. y Leonidou E.A., 1999, "Effects of surface topography on seismic ground response in the Region (Greece) 15 June 1995 earthquake", *Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, Vol. 18, pp. 135-149.

Bessason B. y Haflidason E., 2004, "Recorded and numerical strong motion response of a base-isolated bridge", *Journal Earthquake SPECTRA*, Vol. 20, No. 2, pp. 309-332.

Bray J. y Frost D. (Editores), 2010, "Geo-engineering reconnaissance of the 2010 Maule, Chile earthquake", Report of the NSF sponsored GEER association team No. GEER-022.

Bolt B.A., 2004, "Seismic input motions for nonlinear structural analysis", *ISET Journal of Earthquake Technology*, Paper No. 448, Vol. 41, No. 2-4, pp. 223-232.

Cárdenas M., Núñez-Cornú F., Lermo J., Córdoba D. y González A., 1998, "Seismic energy attenuation in the region between the coast of Guerrero and Mexico City: differences between paths along and perpendicular to the coast", *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, Vol. 105, pp. 47-57.

Cárdenas M., Bard P.Y., Gueguén P. y Chávez-García F.J., 1999, "The contribution of the built environment to the seismic ground motion observed in the valley of Mexico. Data and Models", XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia, Michoacán, pp. 53-62.

Chávez F.J., Sánchez F.J., Campillo M. y Bard P.Y., 1994, "El terremoto de Michoacán de septiembre de 1985 efectos de fuente, trayecto y sitio". *Física de la Tierra*, Vol. 6, pp. 157-200.

Chávez-García F.J. y Bard P.Y., 1994, "Site effects in Mexico City eight years after the September 1985 Michoacan earthquakes", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 13, No. 4, pp. 229-247.

Chávez-García F.J. y Cárdenas M., 2002, "The contribution of the built environment to the free field ground motion in Mexico City", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 22, pp. 773-780.

Chouw N. y Hao H., 2005, "Study of SSI and non-uniform ground motion effect on pounding between bridge girders". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 25, pp. 717-728.



Crouse C.B., 1991, "Ground-motion attenuation equations for earthquakes on the Cascadia subduction zone". *Journal Earthquake SPECTRA*, Vol. 7, No. 2.

Cundall P.A., Hansteen H., Lacasse y Selnes P.B., 1980, "NESSI-Soil Structure Interaction Program for Dynamic and Static Problems", Norwegian Geotechnical Institute, Report 51508-9, December.

Dumanoglu A.A. y Soyluk K., 2003, "A stochastic analysis of long span structures to spatially varying ground motions including the site-reponse effect", *Engineering Structures* Vol. 25, pp. 1301-1310.

Elgamal A., Yan L., Yang Z. y Conte J.P., 2008, "Three dimensional seismic response of Humbolt Bay bridge-foundation-ground system", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 134, No. 7.

Estrada J.L. y Reinoso E., 2005, "Desplazamientos relativos longitudinales en pilas de puentes", *Revista de Ingeniería Sísmica*, Vol. 72, pp. 25-44.

Finn L.W.D., Yogendrakumar M., Yoshida N. y Yoshida H., 1986, "TARA-3: A program to compute the response of 2-D embankments and soil-structure interaction systems to seismic loading", Dept of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada.

Gueguen P., Bard P.Y. y Chávez-García F.J., 2002, "Site-city seismic interaction in Mexico city-like environments: an analytical study", *Bull. of the Seismological Society of America*, Vol. 92, pp 794-811.

Gutiérrez, C. y Singh S.K., 1988, "Evidencias de amplificación de fases sísmicas con trayectoria hacia dentro del continente respecto a trayectorias a lo largo de la costa del Pacífico, en México", *GEOS*, 155.

Hara A., Ohta T., Niwa M., Tanaka S. y Banno T., 1974, "Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils", *Soils and Foundation*, Vol. 14, No. 3, pp. 8.

Hernández, G.A., 1989, "Efecto de la profundidad de desplante en la respuesta de las estructuras", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, pp. 62-84.

Housner G., 1990, "Competing against time", Report to Governor George Deukmejian from the Governor's Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta Earthquake, Office of Planning and Research, State of California, Mayo, pp. 264.

Houston H. y Kanamori H., 1986, "Source characteristics of the 1985 Michoacan, Mexico Earthquake at periods of 1 to 30 seconds". *Geophysical Research letters*, Vol. 13, No. 6, pp. 597-600.



Hudson M., Idriss I.M. y Beikae M., 1994, "Quad4M User's manual. A computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base".

Hudson M.B., 1994, "Behavior of slopes and earth dams during earthquakes", Doctoral Thesis, University of California, Davis.

Hughes T.J.R., 1987, "The finite element method", London, Prentice Hall.

Idriss I.M., Lysmer J., Hwang R. y Seed H.B., 1973, "Quad-4: A computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite element procedures", EERC Report 73-16, Berkeley, University of California, Berkeley.

Idriss I. y Sun J., 1992, "User's Manual for SHAKE 91", Center for Geotechnical Modeling, Dep of Civil & Env. Engng, University of California, Davis.

Idriss, I.M., Eysmer, J., Hwang, R., y Seed, H.B., 1973, "QUAD-4 - A computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite element procedures", Report No. EERC 73-16, University of California, Berkeley, CA.

Itasca Consulting Group, 2005, "FLAC, Fast Lagrangian Analysis of Continua, User's Guide". Minneapolis, Minnesota, USA.

Jeremic B., Kunnath S. y Xiong F., 2004, "Influence of soil-foundation-structure interaction on seismic response of the I-800 viaduct", *Engineering Structures*, Vol. 26, pp. 391-402.

Jeremic B., Jie G., Preisig M. y Tafazzoli N., 2009, "Time domain simulation of soil-foundation-structure interaction in non-uniform soils", *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, Vol. 38, pp. 699-718.

Kahan M., Gibert R-J. y Bard P-Y., 1996, "Influence of seismic waves spatial variability on bridges: a sensitivity analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, pp. 795-814.

Kanamori H., Jennings P.C., Singh S.K. y Astiz L., 1993, "Estimation of strong ground motions in Mexico City expected for large earthquakes in the Guerrero seismic gap", *Bull Seism. Soc. Am.*, Vol. 83, No. 3, pp. 811-829.

Kiureghian A.D., 1996, "A coherency model for spatially varying ground motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, pp. 99-111.

Laouami N. y Labbe P., 2001, "Analytical approach for evaluation of the seismic ground motion coherency function", *Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, Vol. 21, pp. 727-733.



Liao S.C. y Whitman R.V., 1986, "Overburden correction factors for SPT in sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 112, No. 3, pp. 373-377.

Liao S. y Li J., 2002, "A stochastic approach to site-response component in seismic ground motion coherence model", *Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, Vol. 22, pp. 813-820.

Lee M.K.W. y Finn W.D.L., 1978, "DESRA-2, Dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential", Soil Mechanics Series, No. 38, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, B.C.

Lilhanand K. y Tseng W.S., 1988, "Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple damping response spectra", Proceedings of the 9th world conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, Vol. II, pp. 819-824.

Lou L. y Zerva A., 2005, "Effects of spatially variable ground motions on the seismic response of a skewed, multi-span, RC highway bridge", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 25, pp. 729-740.

Lysmer J. y Kuhlemeyer R.L., 1969, "Finite dynamic modl for infinite media", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, EM4:859-877.

Lysmer J., Ostadan F., Tabatabaie M., Tajirian F. y Vahdani S., 2000, "SASSI, A system for analysis of soil-structure interaction", University of Berkeley, CA.

Malvern L.E., 1969, "Introduction in Mechanics of a continuous medium", Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall.

Mayoral J.M., Romo M.P. y Osorio L., 2008, "Seismic parameters characterization at Texcoco lake, Mexico", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 28, No. 7, pp. 507-521.

Mayoral J.M., Romo M.P., Mendoza M.J., Alberto Y. y Flores F.A., 2008, "Desarrollo de modelos numéricos para el análisis estático y dinámico de la cimentación del apoyo 6 del puente Impulsora, a partir de 12 años de monitoreo", Reporte para el Gobierno del Distrito Federal, febrero.

Mayoral J.M., Alberto Y., Mendoza M.J. y Romo M.P., 2009, "Seismic response of an urban bridge-support system in soft clay", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 29, No. 5, pp 925-938.



- Mayoral J.M., Francisco A. Flores Miguel P. Romo, 2010, "Seismic response evaluation of an urban overpass". *Earthquake engineering and structural dynamics*. Published online in Wiley Online Library DOI:10.1002/eqe.1062.
- Mayoral J.M., Ramírez J.Z. y Saldivar S.F., 2010a, "Calibration of Finite Element Models for Soil Pile Interaction", The 10th International Conference on Computational Structures Technology, 14-17 September 2010, Valencia, España.
- Mejia L.H. y Dawson E.M., 2006, "Earthquake deconvolution for FLAC". Proceedings of Forth International FLAC Symposium, Madrid, España, Mayo.
- Meli R. y Rivera D., 2001, "Respuesta sísmica de puentes urbanos de concreto reforzado en la Ciudad de México. Instrumentación estructural del puente Impulsora", Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM al Gobierno del Distrito Federal, México.
- Meli R., Sánchez R. y Martínez F., 2009, "Estudios de ingeniería estructural. Segundo Informe de actividades (enero a marzo, 2009)". Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM para SAASCAEM/Viaducto Bicentenario, S.A. de C.V.
- Mendoza M.J, Romo M.P. y Orozco M., 2004, "Behavior of a friction-piled box foundation for an urban bridge in Mexico City clay", Proceedings of the 5th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, New York, N.Y., April 13-17.
- Meng J., 2007, "Earthquake ground motion simulation with frequency-dependent soil properties", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 27, pp 234-241.
- Mylonakis G. y Gazetas G., 2000, "Seismic soil-structure interaction: Beneficial or detrimental?", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 4, No. 3, pp. 277-330.
- Montalvo J.C., Reinoso E. y Sánchez-Sesma F.J., 2003, "Observations of strong ground motion at hill sites in Mexico City from recent earthquakes", *Geofísica Internacional*, 2003, Vol. 42, No. 2, pp. 205-217.
- Nadim F., 1985, "AMPLE, A computer program for analysis of amplification of earthquakes", Norwegian Geotech. Inst. Internal Report 51508-20.
- Ohsaki Y. e Iwasaki T., 1973, "On Dynamic Shear Moduli and Poisson's Ratio of Soil Deposits", *Soils and Foundation*, Vol. 13, No. 4.
- Ordaz M. y Singh S.K., 1992, "Source spectra and spectral attenuation of seismic waves from Mexican earthquakes, and evidence of amplification in the hill zone of Mexico City", *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 82, pp. 24-43.
- Ordaz M., Rosenblueth E. y Reinoso E., 1993, "Future ground motions in Mexico City", *Tectonophysics*, Vol. 218, pp 141-155.



Ozkan M.Y., Ozyazicioglu M. y Aksar U.D., 2006, “An evaluation of Guldurcek dam response during 6 June 2000 Orta earthquake”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 26, No. 5, pp. 405–419.

Pestana J.M., Sancio R.B., Bray J.D., Romo M.P., Mendoza M.J., Moss R.E.S., Mayoral J.M. y Seed R.B., 2002, “Geotechnical engineering aspects of the June 1999 Central México earthquakes”, *Journal Earthquake SPECTRA*, Vol. 18, No. 3, pp 481-499.

Rassem M., Ghobarah A. y Heidebrecht C., 1996, “Site effects on the seismic response of a suspension bridge”, *Engineering Structures*, Vol. 18, No. 5, pp. 363-370.

Rayleigh L., 1945, “Theory of Sound”, Vol. I, New York: Dover Publication.

Reglamento de Construcción del Distrito Federal, RCDF, 2004, “Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el diseño Estructural de las edificaciones. Gobierno del Distrito Federal”.

Romo M.P. y Seed H.B., 1986, “[Analytical modeling of dynamic soil response in the Mexico earthquake of September 19, 1985](#)”, Proceedings of the ASCE Specialty International Conference on The Mexico Earthquakes-1985, Mexico City, pp. 148-162, September.

Romo M., 1988, “Problemática de la ingeniería de cimentaciones en el Valle de México. Aspectos sísmicos”, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Romo M.P., 1995, “[Clay behavior, ground response and soil-structure interaction studies in Mexico City](#)”, Lecture and State of the Art paper, Proceedings of the Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis Missouri, Vol. 2, pp. 1039-1051, April.

Romo M.P., Mendoza M.J. y García S.R., 2000, “Geotechnical factors in seismic design of foundations”, Lecture and State-of-the-Art paper, Proceedings 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper # 2832, Auckland, New Zealand.

Romo M., Mayoral J.M., Alberto Y. y Osorio L., 2007, “Critical analysis of key geoseismic aspects recommended in building codes to define design spectra”, XIV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ECSMGE 2007) September, Madrid, España.

Romo M.P., Mayoral J.M., Mendoza M.J., Flores F.A., Osorio L. y Ramírez J.Z., 2009, “Revisión de criterios de diseño geotécnico para la construcción del Viaducto Bicentenario, Estado de México, Tramo 1”. Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM para SAASCAEM/Viaducto Bicentenario, S.A. de C.V.



- Saadeghvaziri M.A., Yazdani-Motlagh A.R. y Rashidi S., 2000, "Effects of soil-structure interaction on longitudinal seismic response of MSSS bridges", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 20, pp. 231-242.
- Safak E., 2001, "Local site effects and dynamic soil behavior", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 21, pp. 453-458.
- Sarrazin M., Moroni M.O., Quintana R. y Soto P., 2002, "Respuesta sísmica de puentes chilenos con apoyos aislantes". *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, Vol. 2, No. 2, pp. 31-48.
- Sarrazin M., Moroni O. y Roesset J.M., 2005, "Evaluation of dynamic response characteristics of seismically isolated bridges in Chile". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34, pp. 425-448.
- Seed H. e Idriss I., 1970, "Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 94, No. SM1, pp. 55-69.
- Seed H.B., Martin P.P. y Lysmer J., 1975, "The Generation and Dissipation of Pore Water Pressures During Soil Liquefaction", University of California, Berkeley, Earthquake Engineering Research Center, NSF Report PB-252 648, August.
- Seed H.B., Idriss I.M. y Arango I., 1983, "Evaluation of liquefaction potential using field performance data", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 109, No. 3, pp. 458-482.
- Seed H.B., Romo M.P., Sun J., Jaime A. y Lysmer J., 1988, "[Relationships between soil conditions and earthquake ground motions](#)", *Journal Earthquake SPECTRA*, Vol. 4, No. 2, pp. 687-730, November.
- Singh S.K., Lermo J., Domínguez T., Espinosa J.M., Mena E. y Quass R., 1988, "A study of amplification of seismic waves in the Valley of Mexico with respect to a hill zone site", *Journal Earthquake SPECTRA*, Vol. 4, No. 4, pp. 653-673.
- Sing S.K., Mena E. y Castro R., 1988a, "Some aspects of source characteristics and ground motion amplification in and near Mexico City from acceleration data of the September 1985 Michoacan, Mexico, earthquakes", *Bull Seism. Soc. Am.*, Vol. 78, pp. 451-477.
- Singh S.K., Mena E. y Castro R., 1988b, "Some aspects of source characteristics and ground motion amplification in and near Mexico City from the acceleration data of the September 1985 Michoacan, Mexico, earthquake", *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 78, pp. 451-477.
- Stewart J.P., Smith P.M, Whang D.H., Bray J.D., 2004, "Seismic compression of two compacted earth fills shaken by the 1994 Northridge Earthquake", *Journal of Geotechnical and Geoenviromental engineering ASCE*, Vol. 130, No. 5, pp. 461-476.



Suárez G. y Albini P., 2009, "Evidence for Great Tsunamigenic earthquake (M 8.6) along the Mexican subduction zone", *Bull. of the Seismological Society of America*, Vol. 99, No. 2A, pp 892-896.

Sun J.I., Goleosorkhi R. y Seed H.B., 1988, "Dynamic Moduli and damping ratio for cohesive soils", Report No. EERC 88-1, University of California, Berkeley.

Toksov M.N., Dainty A.M. y Charrette E., 1991, "Coherency of ground motion at regional distances and scattering", *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, Vol. 67, pp. 162-179.

Trochanis A., Bielek J. y Christiano P., 1988, "A three-dimensional Nonlinear Study of Piles Leading to the development of a simplified method", Carnegie Inst. of Tech. Report No. R-88-176.

Taylor R.L., 1998, "FEAP: A finite element analysis program" Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

Vucetic M. y Dobry R., 1991, "Effect of soil plasticity on cyclic response", *Journal of Geotech. Engineering*, ASCE, 1991, Vol. 114, No. 1.

White S.M., Trenkamp R. y Kellogg J.N., 2003, "Recent crustal deformation and earthquake cycle along the Ecuador-Colombia subduction zone", *Earth and Planetary Science Letters* 6853, pp. 1-12.

Wu R-S., Jin S. y Xie X-B., 2000, "Seismic wave propagation and scattering in heterogeneous crustal waveguides using screen propagators: I SH waves", *Bull. of the Seismological Society of America*, Vol. 90, No. 2, pp. 401-413.

Yang Z., He L., Bielak J., Zhang Y., Elgamal A. y Conte J., 2003, "Nonlinear seismic response of a bridge site subject to spatially varying ground motion", 16th ASCE Engineering Mechanics Conference, University of Washington, Seattle. Julio.

Yashinsky M., Oviedo R., Ashford S., Fargier-Gabaldon L. y Hube M., 2010, "Performance of highway and railway structures during the February 27, 2010 Maule Chile earthquake", [Presentación].

Zelinski R., 1994, "Post Earthquake Investigation Team Report for the Loma Prieta Earthquake", California Department of Transportation, Division of Structures, Sacramento.

Zerva A., 1991, "Effect of spatial variability and propagation of seismic incoherent seismic ground motions on the response of multiply supported structures", *Probab. Eng. Mech.*, Vol. 6(3-4), pp. 212-221.



Zhang J. y Makris N., 2001, “Seismic response analysis of highway overcrossing including soil-structure interaction”, PEER Report 2001/02.

Zhang Y.H., Li Q.S., Lin J.H. y Williams F.W., 2009, “Random vibration analysis of long-span structures subjected to spatially varying ground motion”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 29, pp. 620-629.

