

TESIS DEFENDIDA POR  
**Hoon Song**  
Y APROBADA POR EL SIGUIENTE COMITÉ

---

Dr. Carlos Isidro Huerta López  
*Director del Comité*

---

Dr. Héctor Enrique Rodríguez Lozoya  
*Miembro del Comité*

---

Dr. Modesto Ortiz Figueroa  
*Miembro del Comité*

---

Dr. José Antonio Martínez Cruzado  
*Miembro del Comité*

---

Dr. José Antonio Vidal Villegas  
*Miembro del Comité*

Dr. Antonio González Fernández  
*Coordinador del programa de  
posgrado en Ciencias de la Tierra*

Dr. David Hilario Covarrubias  
Rosales  
*Director de Estudios de Posgrado*

23 de Agosto de 2010

**CENTRO DE INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA Y DE EDUCACIÓN SUPERIOR  
DE ENSENADA**



---

**PROGRAMA DE POSGRADO EN CIENCIAS  
EN CIENCIAS DE LA TIERRA**

---

**RESPUESTA DINÁMICA DE UNA ESTRUCTURA Y CARACTERIZACIÓN DEL  
TERRENO ANTE CARGAS SÍSMICAS, CASO DE ESTUDIO: PUENTE LA  
MISIÓN, B.C., MEXICO**

**TESIS**

que para cubrir parcialmente los requisitos necesarios para obtener el grado de  
**MAESTRO EN CIENCIAS**

Presenta:

**HOON SONG**

Ensenada, Baja California, México, 23 de Agosto de 2010.

**RESUMEN** de la tesis de **Hoon Song**, presentada como requisito parcial para la obtención del grado de MAESTRO EN CIENCIAS en Ciencias de la Tierra con orientación en **Sismología**. Ensenada, Baja California, México. **Agosto de 2010**.

**RESPUESTA DINÁMICA DE UNA ESTRUCTURA Y CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO ANTE CARGAS SÍSMICAS, CASO DE ESTUDIO: PUENTE LA MISIÓN, B.C., MEXICO**

Resumen aprobado por:

---

Dr. Carlos Isidro Huerta López  
Director de Tesis

Las claras evidencias de que la gran mayoría de las fallas de la región son sísmicamente activas, y por tanto representan un alto potencial de peligrosidad y de riesgo sísmico, se justifica realizar estudios para conocer en mejor medida la respuesta sísmica de estructuras ante movimientos fuertes o moderados, ya que a la fecha, en la región son escasos este tipo de estudios.

Se estudió la respuesta sísmica analítica y experimental del puente La Misión, y se caracterizó el terreno en la vecindad del puente. Se utilizó el programa SAP 2000 v. 12, para modelar numéricamente y caracterizar la respuesta esperada del puente en función de sus frecuencias naturales de vibración, sus desplazamientos máximos ante movimientos débiles y fuertes, así como las frecuencias de vibraciones teóricas y experimentales. Se generó además el escenario de la respuesta del puente ante movimientos fuertes. Respecto del terreno, se utilizaron mediciones de vibración ambiental para su caracterización experimental. El análisis de la respuesta teórica del terreno se realizó mediante el modelado directo de la propagación del campo total de ondas que utiliza las matrices de rigidez para medios estratificados.

De los resultados obtenidos sobresalen las siguientes características del puente (i) la frecuencia de vibración del modo fundamental del modelo del puente es de 2.8 Hz sin la contribución del acero (ii) 3.1 Hz con la contribución del acero. El valor experimental estimado fue de 3.3 Hz. De la caracterización del terreno se da a continuación la descripción de los hallazgos, partiendo del extremo norte del puente (su inicio) hacia el extremo sur (final) del puente. Se observó que en el sitio S1\_2 (parte norte) que es una zona compactada artificialmente, la frecuencia dominante es de 2.5 Hz, con una velocidad promedio de ondas de corte no mayor a 190 m/s. En los sitios intermedios S3\_1 y S2\_4 la frecuencia dominante estimada fue de 1.5 Hz y la velocidad promedio de ondas de corte varió respectivamente de 115 m/s a 123 m/s. En el sitio S2\_2 se obtuvo una frecuencia dominante de 3.5 Hz y una velocidad promedio de ondas de corte 275 m/s. Para el sitio S2\_5 se observaron dos picos espectrales, uno a 1.5 Hz y el otro a 3.75 Hz. Por otra parte, la velocidad promedio de las ondas de corte fue de 128 m/s. Finalmente, en el extremo sur

del puente, para el sitio S2\_3 se tiene una frecuencia dominante a 4.0 Hz y una velocidad promedio de las ondas de corte de 346 m/s.

Todos los sitios donde se hicieron las mediciones experimentales están en condiciones naturales del terreno, a excepción del sitio S1\_2 que fue compactado artificialmente.

Lo antes descrito, muestra que a lo largo de los 163 m que tiene el puente, hay un claro cambio en la rigidez de los materiales del subsuelo y que el comportamiento esperado de la respuesta del terreno tenderá a amplificar significativamente los movimientos del terreno en el rango de frecuencias del orden de los 4 Hz en la porción sur del puente, mientras que para la porción norte del puente la amplificación significativa se espera pueda ocurrir alrededor de los 1.5 Hz.

En ninguno de estos dos casos la frecuencia dominante de vibración del puente coincide con la del terreno circundante. Sin embargo, éstas no son muy diferentes unas de otras.

**Palabras Clave: Modo fundamental, PSA, frecuencia dominante, velocidad de ondas de corte**

**ABSTRACT** of the thesis presented by **Hoon Song** as a partial requirement to obtain the MASTER OF SCIENCE degree in Earth Sciences with orientation in Seismology. Ensenada, Baja California, México. August 2010.

**DYNAMIC SEISMIC RESPONSE OF A STRUCTURE AND SITE  
CHARACTERIZATION UPON SEISMIC LOADS: STUDY CASE OF LA MISION  
BRIDGE, B.C., MEXICO**

It is a well known fact that the majority of the faults of our region are seismically active. Therefore, in the region the hazard and the seismic risk are high. Because the stated above, is fully justified to conduct studies to better known the expected behavior of the seismic response of structures upon strong or moderate ground motions. Up to the date, in the region there is very limited number of studies of this kind.

We studied the analytical and experimental seismic response of La Mision bridge, and estimated the site sub-surface characterization at the bridge neighborhood. We used the SAP 2000 program, v. 12, to model and characterize numerically the expected response of the bridge in terms of their vibration frequencies and maximum displacement. It was also generated the scenario of the bridge response upon strong motion. In both cases, ambient vibration measurements were used for the experimental studies. The stiffness matrix method was used for the analytical study (forward modeling) of wave propagation in layered media. By calculating the power spectra, we estimated experimental vibration frequencies, which was compared with the theoretical spectra using the PSA (at 0% of damping). The relevant characteristics of the results are next succinctly described:

For the bridge, when the contribution of reinforce bars were not considered in the structure, the theoretical fundamental frequency of vibration was 2.8 Hz and was 3.10 Hz when it was considered. Experimentally, the fundamental vibration frequency was approximately 3.30 Hz.

For the site characterization, our results are described starting at the north end of the bridge going through its south end: (i) The site S1\_2, which is the site where the soil was artificially compacted, has a dominant frequency of 2.5 Hz and an average shear wave velocity of 195 m/s. (ii) For sites S3\_1 and S2\_4, the dominant frequency was 1.5 Hz and the average shear wave velocity was 115 m/s and 123 m/s, respectively. (iii) Site S2\_2, the dominant frequency was 3.5 Hz and an average shear wave velocity 275 m/s. (iv) Site S2\_5, in this site two clear peaks at frequencies of 1.5 and 3.75 Hz were observed, regarding to the average shear wave velocity it was 128 m/s. (v) Site S2\_3, the dominant frequency was 4.0 Hz and the average shear wave velocity was 346 m/s.

All the experimental sites were in soils at natural conditions, but the site S1\_2, which was artificially compacted.

The soil characteristics along the 163 m length of the bridge, clearly shows a rigidity change of the soil sub-surface conditions. That condition is an indication that different amplifications of the ground response will probably be experienced, being in the range of the 4.0 Hz at the south-end side of the bridge, and 1.5 Hz on the portion of the north-end of the bridge.

In no case the fundamental vibration frequency of the bridge matches the fundamental vibration frequency of the ground surface. However, they are somehow not too far apart each other.

**Keywords: Fundamental mode, PSA, dominant frequency, shear wave velocity**

**DEDICATORIA**

---

DEDICO ESTA TESIS DE MANERA MUY ESPECIAL A MIS PADRES

**DAE SEOK SONG (PABLO)**

**Y**

**DEOK ON SEO (HANNAH)**

QUE CONFIARON EN MI Y ME APOYARON SIEMPRE.

A MI HERMANO

**JOON SONG (PAUL)**

A MI CUÑADA

**JUNG IN KIM (ISABEL)**

A MIS SOBRINOS

**ABRAHAM Y. SONG**

**JESUSPERSONA S. SONG**

**SAMUEL Y. SONG**

**Y**

**CRISTOPER H. SONG**

## AGRADECIMIENTOS

---

A Dios por iluminar mi camino y cuidarme siempre y en cualquier lugar.

A mis padres por la confianza y el apoyo espiritual que me brindan siempre y que gracias a ellos he podido lograr esta meta.

A mi gran hermano Paul Song y su esposa Isabel Kim por el apoyo y el consejo espiritual.

Al Dr. Carlos I. Huerta López, por ser un gran maestro, asesor y paciente conmigo, realmente gracias por haber sido siempre mi apoyo durante toda esta etapa, de mi formación académica y llegar a terminar bien de esta investigación. Esperando que no sea la primera ni la última vez.

A los miembros de mi Comité de Tesis: Dr. José A. Martínez Cruzado, Dr. Modesto Ortiz Figueroa, Dr. José Antonio Vidal Villegas y Dr. Héctor Enrique Rodríguez Lozoya, por su apoyo y comentarios.

A CONACyT por el apoyo valioso.

Al Ing. Manuel Esparza por la asesoría que me brindó desde mi licenciatura en Ingeniería Civil.

Al superintendente de puentes de CAPUFE Ing. Isaul Garrido Cueto.

A los técnicos de RESNOM del CICESE: Luis Orozco, y Oscar Gálvez.

Les doy mil gracias a la gente de la facultad de Ingeniería de la UABC que me ayudaron a tomar los datos en el campo: Dr. Fortunato Espinoza, M.C. Jesús Juárez, América Reynaga, Esmeralda Ramírez, Adrian García, Ramón Salazar.

Al Ing. Jorge quién me ayudó durante mi estancia académica en Puerto Rico. Les doy mil gracias a los profesores de la Universidad de Puerto Rico en Mayagüez del departamento Ingeniería Civil y Agrimensura que me brindaron la asesoría: Dr. Luis E. Suárez, Dr. Ricardo López, Dr. José O. Guevara.

A todos los que no mencioné pero que los tengo presente.

## CONTENIDO

	<b>Página</b>
<b>Resumen en español.....</b>	<b>i</b>
<b>Resumen en ingles.....</b>	<b>iii</b>
<b>Dedicatorias.....</b>	<b>v</b>
<b>Agradecimientos.....</b>	<b>vi</b>
<b>Contenido.....</b>	<b>vii</b>
<b>Lista de Figuras.....</b>	<b>ix</b>
<b>Lista de Tablas.....</b>	<b>xxii</b>
<b>I.- Introducción.....</b>	<b>1</b>
I.1.-La motivación y el propósito de esta tesis.....	3
I.2.-Organización y contenido de esta tesis.....	4
<b>II.- Descripción general del área y de la estructura en estudio.....</b>	<b>5</b>
II.1.- Descripción genérica de la estructura.....	5
II.2.- Descripción de la región donde se ubica la estructura.....	6
II.3.- Descripción geológica de la región.....	7
<b>III.- Modelado y procesado de datos.....</b>	<b>10</b>
III.1.- Concepto generales y procedimiento para el modelado de la estructura... ..	10
III.2.- Metodología del modelado numérico para la caracterización del terreno..	11
III.3.- Razón para estudiar y modelar éste puente.....	12
III.4.- Estructura en estudio: Puente “LA MISION”.....	12
III.4.1.- Descripción de la estructura del puente.....	12
III.4.2.- Modelado de estructura.....	13
III.4.3.- Modelado de la respuesta del terreno.....	14
III.5.- Procesado de datos experimentales.....	15
III.5.1.- Estimación de cocientes espectrales H/V.....	18
<b>IV.- Trabajo del campo y toma de datos experimentales.....</b>	<b>20</b>
IV.1.- Área de estudio y ubicación de la estructura.....	20
IV.2.- Vibración ambiental.....	22
IV.3.- Toma de datos.....	25
IV.4.- Presentación de datos colectados.....	30
<b>V.- Resultados.....</b>	<b>46</b>
V.1.- Resultado teórico de las frecuencias de vibración del puente.....	46

**CONTENIDO (continuación)**

	<b>Página</b>
<b>VI.- Análisis y comparación de los resultados.....</b>	<b>56</b>
VI.1.- Análisis y comparación de resultados teóricos y experimentales del puente.....	56
VI.2.- Caracterización del terreno: comparación e interpretación de los cocientes espectrales H/V experimentales y teóricos.....	62
<b>VII.- Conclusiones y recomendaciones.....</b>	<b>71</b>
<b>Referencias.....</b>	<b>73</b>
<b>APÉNDICE A. Método de rigideces (estructura).....</b>	<b>76</b>
<b>APÉNDICE B. Método de rigideces (suelos).....</b>	<b>78</b>
<b>APÉNDICE C. Dinámica estructural.....</b>	<b>83</b>
<b>Glosarios.....</b>	<b>100</b>

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura</b>		<b>Página</b>
1	Ubicación de los principales centros urbanos, y sistemas de falla regionales y locales del norte de Baja California y sur de California. Las estrellas en azul corresponden a eventos históricos y recientes de magnitud mayor o igual a 6. Los puntos en rosa a la sismicidad acumulada 1932-2004 de todas magnitudes. Fuente de localizaciones epicentrales: Red Sísmica del Noroeste de México (RESNOM) y Southern California Seismic Network (SCSN)	8
2	Marco estructural de fallas de la región que circundan en la zona de “La Misión”. La sismicidad acumulada que reportan RESNOM y USGS para el periodo 1973 – 2009 se muestra con círculos en tono rojo, las fallas en purpura y la zona del estudio con el cuadro negro	9
3	Mapa geológico regional y de la zona de ubicación del Puente La Misión.	21
4	Respuesta del Epi-Sensor, en amplitud y fase (tomada User Guide de Kinematics, Inc., 2005)	23
5	Grabadora y laptop para la toma de datos	23
6	Acelerómetros y accesorios utilizados en la toma de datos	24
7	Representación esquemática del sistema de captura de datos, sensor, grabadora y el proceso de conversión de unidades.	24
8	Ubicación de los sensores para los dos arreglos de la primera toma de datos. Círculo negro: Sensor 16. Círculo azul: Sensor 18. Círculo rojo: Sensor 15. Círculo amarillo: Sensor 17.	27
9	Ubicación de los sensores para los cinco arreglos de la segunda toma de datos. Arreglos uno: E 1 = Sensor 16, E 2 = Sensor 17, E 3 = Sensor 15.; Arreglo dos: E 2 = Sensor 17, S 3 = Sensor 18.; Arreglo tres: E 3 = Sensor 17, S 5 = Sensor 18.; Arreglo cuatro: E 1 = Sensor 16, S 4 = Sensor 15.; Arreglos cinco: S 1 = Sensor 15, S 2 = Sensor 18, S 3 = Sensor 17.	28

## LISTA DE FIGURAS (continuación)

<b>Figura</b>		<b>Página</b>
10	Ubicación de los sensores para los dos arreglos de la tercera toma de datos. Arreglo uno: E 1 = Sensor 16, S 1 = Sensor 15.; Arreglo dos: E 2 = Sensor 15, E 3 = Sensor 16.	30
11	Ubicación de los sensores del arreglo uno del primer toma de datos. E 1 = Sensor serie 17 ubicado sobre rodamiento en la mitad del tercer tramo del puente.; S 1 = Sensor serie 18 ubicado justo debajo del E1 sobre la superficie del terreno en su estado natural.	31
12	Series de tiempo de registros de vibración ambiental en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1 de la primera columna y de la tercera columna), transversal (renglón 2 de la primera columna y de la tercera columna), y vertical (renglón 3 de la primera columna y de la tercera columna)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD) están en la segunda y en la cuarta columna. Corresponden a los sensores ubicados sobre el rodamiento del puente (primera columna y segunda columna) y al sensor ubicado sobre la superficie del terreno, en campo libre, (tercera columna y cuarta columna).	31
13	Ubicación de los sensores del arreglo dos de la primera toma de datos. E 1 = Sensor serie 15 ubicado sobre rodamiento donde comienza del segundo tramo del puente.; E 2 = Sensor serie 17 ubicado sobre rodamiento en la mitad del tercer tramo del puente.; S 1 = Sensor serie 16 ubicado sobre la superficie del terreno compactado artificialmente	32
14	Series de tiempo de registros de vibración ambiental en dos direcciones ortogonales “longitudinal (columna 1), y vertical (columna 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD) del arreglo dos de la primera toma. Corresponden a los sensores ubicados en el sitio E2 (primer renglón), E1 (segundo renglón), y S1 (tercer renglón).	33

## LISTA DE FIGURAS (continuación)

<b>Figura</b>		<b>Página</b>
15	Series de tiempo de registros de vibración ambiental en dos direcciones ortogonales “transversal (columna 1), y vertical (columna 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD) del arreglo dos de la primera toma de datos. Corresponden a los sensores ubicados sobre el rodamiento del puente (primer y segundo renglón) y al sensor ubicado sobre la superficie del terreno, en campo libre, (tercer renglón).	33
16	Ubicación de los sensores del arreglo uno de la segunda toma de datos. E 1 = Sensor serie 16 ubicado sobre rodamiento en la mitad del primer tramo del puente.; E 2 = Sensor serie 17 ubicado sobre rodamiento en la mitad del tercer tramo del puente.; E 3 = Sensor serie 15 ubicado sobre rodamiento en la mitad del quinto tramo del puente.	34
17	Series de tiempo de registros de vibración ambiental en dos direcciones ortogonales “longitudinal (columna 1), y vertical (columna 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD) del arreglo uno de la segunda toma. Corresponden a los sensores ubicados en el sitio E3 (primer renglón), E2 (segundo renglón), y E1 (tercer renglón).	35
18	Series de tiempo de registros de vibración ambiental en dos direcciones ortogonales “transversal (columna 1), y vertical (columna 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD) del arreglo uno de la segunda toma de datos. Corresponden a los sensores ubicados en el sitio E3 (primer renglón), E2 (segundo renglón), y E1 (tercer renglón).	35
19	Series de tiempo de registros de vibración ambiental en dos direcciones ortogonales “longitudinal (columna 1), y vertical (columna 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD) del arreglo uno de la segunda toma. Corresponden a los sensores ubicados en el sitio E3 (primer renglón), E2 (segundo renglón), y E1 (tercer renglón).	36

### LISTA DE FIGURAS (continuación)

<b>Figura</b>		<b>Página</b>
20	Ubicación de los sensores del arreglo dos de la segunda toma de datos. E 1 = Sensor serie 17 ubicado sobre rodamiento en la mitad del tercer tramo del puente.; S 1 = Sensor serie 18 ubicado justo debajo del E1 sobre la superficie del terreno en su estado natural.	37
21	Series de tiempo de registros de vibración ambiental en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1), transversal (renglón 2), y vertical (renglón 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD). Corresponden a los sensores ubicados sobre el rodamiento del puente (primera y segunda columna) y al sensor ubicado sobre la superficie del terreno, en campo libre, (tercera y cuarta columna).	37
22	Ubicación de los sensores del arreglo tres de la segunda toma de datos. E 1 = Sensor serie 17 ubicado sobre rodamiento en la mitad del quinto tramo del puente.; S 1 = Sensor serie 18 ubicado justo debajo del E1 sobre la superficie del terreno en su estado natural.	38
23	Series de tiempo de registros de vibración ambiental en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1), transversal (renglón 2), y vertical (renglón 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD). Corresponden a los sensores ubicados sobre el rodamiento del puente (primera y segunda columna) y al sensor ubicado sobre la superficie del terreno, en campo libre, (tercera y cuarta columna).	39
24	Ubicación de los sensores del arreglo cuatro de la segunda toma de datos. E 1 = Sensor serie 16 ubicado sobre rodamiento en la mitad del primer tramo del puente.; S 1 = Sensor serie 15 ubicado justo debajo del E1 sobre la superficie del terreno en su estado natural.	39
25	Series de tiempo de registros de vibración ambiental en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1), transversal (renglón 2), y vertical (renglón 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD). Corresponden a los sensores ubicados sobre el rodamiento del puente (primera y segunda columna) y al sensor ubicado sobre la superficie del terreno, en campo libre, (tercera y cuarta columna).	40

## LISTA DE FIGURAS (continuación)

<b>Figura</b>		<b>Página</b>
26	Ubicación de los sensores del arreglo cinco de la segunda toma de datos. S 1 = Sensor serie 15 ubicado sobre la superficie del terreno en su estado natural hacia laguna.; S 2 = Sensor serie 18 ubicado sobre la superficie del terreno en su estado natural en la mitad entre S 1 con S 3.; S 3 = Sensor serie 17 ubicado sobre la superficie del terreno en su estado natural hacia mar.	41
27	Series de tiempo de registros de vibración ambiental en dos direcciones ortogonales “longitudinal (columna 1), y vertical (columna 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD) del arreglo cinco de la segunda toma. Corresponden a los sensores ubicados en el sitio S1 (primer renglón), S2 (segundo renglón), y S3 (tercer renglón).	41
28	Series de tiempo de registros de vibración ambiental en dos direcciones ortogonales “transversal (columna 1), y vertical (columna 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD) del arreglo cinco de la segunda toma. Corresponden a los sensores ubicados en el sitio S1 (primer renglón), S2 (segundo renglón), y S3 (tercer renglón).	42
29	Ubicación de los sensores del arreglo uno de la tercera toma de datos. E 1 = Sensor serie 16 ubicado sobre rodamiento en la mitad del primer tramo del puente.; S 1 = Sensor serie 15 ubicado debajo del E 1 sobre la superficie del terreno en su estado natural.	43
30	Series de tiempo de registros de vibración ambiental en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1), transversal (renglón 2), y vertical (renglón 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD). Corresponden a los sensores ubicados sobre el rodamiento del puente (primera y segunda columna) y al sensor ubicado sobre la superficie del terreno, en campo libre, (tercera y cuarta columna).	43
31	Ubicación de los sensores del arreglo dos de la tercera toma de datos. E 1 = Sensor serie 15 ubicado sobre rodamiento en donde comienza del segundo tramo del puente.; E 2 = Sensor serie 16 ubicado sobre rodamiento en la mitad del tercer tramo del puente.	44

## LISTA DE FIGURAS (continuación)

<b>Figura</b>		<b>Página</b>
32	Series de tiempo de registros de vibración ambiental en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1), transversal (renglón 3), y vertical (renglón 5)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD). Corresponden a los sensores ubicados sobre el rodamiento en donde comienza el segundo tramo del puente (primera y segunda columna) y al sensor ubicado sobre el rodamiento en la mitad del tercer tramo del puente, (tercera y cuarta columna).	45
33	Series de tiempo de registros un registro del temblor de <i>Northridge</i> 1994 registrado en la estación identificada con el número 24386 en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1), transversal (renglón 2), y vertical (renglón 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD).	47
34	Primer modo: (Sin la contribución del acero) Frecuencia 2.80 Hz y período 0.35 segundos.	49
35	Segundo modo: (Sin la contribución del acero) Frecuencia 3.41 Hz y período 0.29 segundos.	49
36	Tercer modo: (Sin la contribución del acero) Frecuencia 3.62 Hz y período 0.27 segundos.	50
37	Primer modo: (Con la contribución del acero) Frecuencia 3.11 Hz y período 0.32 segundos.	50
38	Segundo modo: (Con la contribución del acero) Frecuencia 3.82 Hz y período 0.26 segundos.	51
39	Tercer modo: (Con la contribución del acero) Frecuencia 4.02 Hz y período 0.25 segundos.	51
40	Ubicación de nodos estudiados de manera analítica. Los círculos indican la ubicación de los instrumentos para las mediciones experimentales de vibración ambiental.	52

**LISTA DE FIGURAS (continuación)**

<b>Figura</b>		<b>Página</b>
41	PSA normalizado en la mitad del primer tramo del puente en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1), transversal (renglón 2) y vertical (renglón 3)”. Línea azul es sin la contribución del acero y línea verde es con la contribución del acero.	53
42	PSA normalizado en donde comienza del segundo tramo del puente en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1), transversal (renglón 2) y vertical (renglón 3)”. Línea azul es sin la contribución del acero y línea verde es con la contribución del acero.	53
43	PSA normalizado en la mitad del tercer tramo del puente en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1), transversal (renglón 2) y vertical (renglón 3)”. Línea azul es sin la contribución del acero y línea verde es con la contribución del acero.	54
44	PSA normalizado en la mitad del quinto tramo del puente en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1), transversal (renglón 2) y vertical (renglón 3)”. Línea azul es sin la contribución del acero y línea verde es con la contribución del acero.	54
45	Ubicación del sensor y su nodo correspondiente de la primera losa.	56

## LISTA DE FIGURAS (continuación)

<b>Figura</b>		<b>Página</b>
46	<p>Espectros de potencia PSD experimental y PSA teórico, ambos espectros están normalizados respecto al valor máximo. Los espectros están ordenados como sigue: longitudinal (reglón 1), transversal (reglón 2) y vertical (reglón 3). Corresponde al nodo o al sensor ubicado sobre el rodamiento en la mitad del primer tramo del puente. La primera columna es sin la contribución del acero y la segunda es con la contribución del acero. En el primer reglón: la línea verde es la teórica; línea azul continua es el arreglo uno de la segunda toma de datos # 1; línea azul discontinua es el arreglo uno de la segunda toma de datos # 3; línea azul discontinua con punto es el arreglo cuatro de la segunda toma de datos; y la línea roja es el arreglo uno de la tercera toma de datos. En el segundo reglón: la línea verde es la teórica; línea azul continua es el arreglo uno de la segunda toma de datos # 2; línea azul discontinua con punto es el arreglo cuatro de la segunda toma de datos; y la línea roja es el arreglo uno de la tercera toma de datos. En el tercer reglón: la línea verde es la teórica, línea azul continua es el arreglo uno de la segunda toma de datos # 1; línea azul discontinua poca separación es el arreglo uno de la segunda toma de datos # 2; línea azul discontinua con punto es el arreglo uno de la segunda toma de datos # 3; línea azul discontinua más separación es el arreglo cuatro de la segunda toma de datos; y la línea roja es el arreglo uno de la tercera toma de datos.</p>	57
47	<p>Ubicación del sensor y su nodo correspondiente de la segunda losa</p>	58

## LISTA DE FIGURAS (continuación)

<b>Figura</b>		<b>Página</b>
48	<p>Espectros de potencia PSD experimental y PSA teórico, ambos espectros están normalizados respecto al valor máximo. Los espectros están ordenados como sigue: longitudinal (reglón 1), transversal (reglón 2) y vertical (reglón 3). Corresponde al nodo o al sensor ubicado sobre el rodamiento en donde comienza del segundo tramo del puente. La primera columna es sin la contribución del acero y la segunda es con la contribución del acero. En el primer reglón: la línea verde es la teórica; línea azul es el arreglo dos de la primera toma de datos # 1; y la línea roja es el arreglo dos de la tercera toma de datos. En el segundo reglón: la línea verde es la teórica, línea azul continua es el arreglo dos de la primera toma de datos # 2; y la línea roja es arreglo dos de la tercera toma de datos. En el tercer reglón: la línea verde es la teórica; línea azul continua es el arreglo dos de la primera toma de datos # 1; línea azul discontinua es el arreglo dos de la primera toma de datos # 2; y la línea roja es el arreglo dos de la tercera toma de datos.</p>	58
49	<p>Ubicación del sensor y su nodo correspondiente de la tercera losa</p>	59

## LISTA DE FIGURAS (continuación)

<b>Figura</b>		<b>Página</b>
50	<p>Espectros de potencia PSD experimental y PSA teórico, ambos espectros están normalizados respecto al valor máximo. Los espectros están ordenados como sigue: longitudinal (reglón 1), transversal (reglón 2) y vertical (reglón 3). Corresponde al nodo o al sensor ubicado sobre el rodamiento en la mitad del tercer tramo del puente. La primera columna es sin la contribución del acero y la segunda es con la contribución del acero. En el primer reglón: la línea verde es la teórica, línea azul continua es el arreglo uno de la primera toma de datos; línea azul discontinua es el arreglo dos de la primera toma de datos #1; línea roja continua es el arreglo uno de la segunda toma de datos #1; línea roja discontinua es el arreglo uno de la segunda toma de datos #3; línea roja discontinua con punto es el arreglo dos de la segunda toma de datos; y la línea negra es el arreglo dos de la tercera toma de datos. En el segundo reglón: la línea verde es la teórica; línea azul continua es el arreglo uno de la primera toma de datos; línea azul discontinua es el arreglo dos de la primera toma de datos #2; línea roja es el arreglo uno de la segunda toma de datos #2; línea amarilla es el arreglo dos de la segunda toma de datos; y la línea negra es el arreglo dos de la tercera toma de datos. En el tercer reglón: la línea verde es la teórica, línea azul continua es el arreglo uno de la primera toma de datos; línea azul discontinua es el arreglo dos de la primera toma de datos #1; línea azul discontinua con punto es el arreglo dos de la primera toma de datos #2; línea roja continua es el arreglo uno de la segunda toma de datos #1; línea roja discontinua poca separación es el arreglo uno de la segunda toma de datos #2; línea roja discontinua con punto es el arreglo uno de la segunda toma de datos #3; línea roja discontinua con más separación es el arreglo dos de la segunda toma de datos; y la línea negra es el arreglo dos de la tercera toma de datos.</p>	60
51	<p>Ubicación del sensor y su nodo correspondiente de la quinta losa</p>	61

## LISTA DE FIGURAS (continuación)

<b>Figura</b>		<b>Página</b>
52	<p>Espectros de potencia PSD experimental y PSA teórico, ambos espectros están normalizados respecto al valor máximo. Los espectros están ordenados como sigue: longitudinal (reglón 1), transversal (reglón 2) y vertical (reglón 3). Corresponde al nodo o al sensor ubicado sobre el rodamiento en la mitad del quinto tramo del puente. La primera columna es sin la contribución del acero y la segunda es con la contribución del acero. En el primer reglón: la línea verde es la teórica; línea azul continua es el arreglo uno de la segunda toma de datos #1; línea azul discontinua es el arreglo uno de la segunda toma de datos #3; y la línea roja es el arreglo tres de la segunda toma de datos. En el segundo reglón: la línea verde es la teórica, línea azul es el arreglo uno de la segunda toma de datos #2; y la línea roja es el arreglo tres de la segunda toma de datos. En el tercer reglón: la línea verde es la teórica, línea azul continua es el arreglo dos de la primera toma de datos # 1; línea azul discontinua es el arreglo uno de la segunda toma de datos #2; línea azul discontinua con punto es el arreglo uno de la segunda toma de datos #3; y la línea roja es el arreglo tres de la segunda toma de datos.</p>	61
53	<p>Ubicación de los sensores en terreno. El círculo “S 1_2” ubicado sobre la superficie del terreno compactado artificialmente; El círculo “S 3_1” ubicado desde donde inicia el puente longitudinalmente 11.90 m y transversalmente 6.30 m; El círculo “S 2_4” longitudinalmente ubicado justo debajo de la mitad del primer tramo del puente sobre la superficie del terreno en su estado natural; El círculo “S 2_5” longitudinalmente y transversalmente ubicado sobre la superficie del terreno en su estado natural; El círculo “S 2_2” longitudinalmente ubicado justo debajo de la mitad del tercer tramo del puente sobre la superficie del terreno en su estado natural; El círculo “S 2_3” longitudinalmente ubicado justo debajo de la mitad del quinto tramo del puente sobre la superficie del terreno en su estado natural.</p>	63

### LISTA DE FIGURAS (continuación)

<b>Figura</b>		<b>Página</b>
54	Cocientes espectrales experimentales de L/V, T/V y H/V con SV/P y SH/P en S 1_2. La línea azul es el cociente espectral experimental de L/V, la línea amarilla es el cociente espectral experimental de T/V, la línea verde es el promedio ponderado del cociente espectral experimental (H/V), la línea negra es el cociente espectral teórica de (SV/P) y la línea roja discontinua es el cociente espectral teórica de (SH/P).	65
55	Cociente espectral experimental de T/V con SV/P del primer tramo en S 3_1. La línea amarilla es el cociente espectral experimental de T/V y la línea negra es el cociente espectral teórica de (SV/P).	66
56	Cocientes espectrales experimentales de L/V, T/V y H/V con SV/P del primer tramo en S 2_4. La línea azul es el cociente espectral experimental de L/V, la línea amarilla es el cociente espectral experimental de T/V, la línea verde es el promedio ponderado del cociente espectral experimental (H/V) y la línea negra es el cociente espectral teórica de (SV/P).	66
57	Cociente espectral experimental de L/V con SV/P del tercer tramo en S 2_5. La línea azul es el cociente espectral experimental de L/V y la línea negra es el cociente espectral teórica de (SV/P).	68
58	Cocientes espectrales experimentales de L/V, T/V y H/V con SV/P del tercer tramo en S 2_2. La línea azul es el cociente espectral experimental de L/V, la línea amarilla es el cociente espectral experimental de T/V, la línea verde es el promedio ponderado del cociente espectral experimental (H/V) y la línea negra es el cociente espectral teórica de (SV/P).	68
59	Cocientes espectrales experimentales de L/V, T/V y H/V con SV/P del quinto tramo en S 2_3. La línea azul es el cociente espectral experimental de L/V, la línea amarilla es el cociente espectral experimental de T/V, la línea verde es el promedio ponderado del cociente espectral experimental (H/V) y la línea negra es el cociente espectral teórica de (SV/P).	70
B.60	Un sistema de capas de suelos	79

### LISTA DE FIGURAS (continuación)

<b>Figura</b>		<b>Página</b>
C.61	Comportamiento dinámico de un marco	83
C.62	Comportamiento dinámico de un marco. Fuerza por resistente elástica.	84
C.63	Comportamiento dinámico de un marco, fuerza de resistencia por el amortiguamiento.	85
C.64	Comportamiento dinámico de un marco	86
C.65	Fuerza efectiva del terremoto: movimiento horizontal de suelo	87
C.66	Fuerza efectiva del terremoto: movimiento de suelo rotacional	89
C.67	Vibración libre de un sistema sin amortiguamiento	90
C.68	Sistema de masa – resorte – amortiguador	92
C.69	Sistema de un grado de libertad: (a) aplicando una fuerza $p(t)$ ; (b) Induciendo movimiento de suelo – terremoto	93
C.70	Comportamiento dinámico de un marco	94
C.71	Variación de frecuencia natural, $\omega_n$ , con razón de rigideces viga–columna, $\rho$	94
C.72	Espectro de respuesta para el movimiento “El Centro” con $\zeta = 0.02$ : (a) Espectro de respuesta de deformación; (b) Espectro de respuesta de pseudo-velocidad; (c) Espectro de respuesta de pseudo-aceleración.	97
C.73	(a) Comparación entre pseudo-aceleración y espectro de respuesta de aceleración; $\zeta = 10\%$ ; (b) razón $A/ \ddot{u}_o^t$ para $\zeta = 0, 10, \text{ y } 20\%$ .	98

**LISTA DE TABLAS**

<b>Tabla</b>		<b>Página</b>
<b>I</b>	Especificaciones de la grabadora Kinematics modelo SSR-1	22
<b>II</b>	Especificaciones de los acelerómetros triaxiales Epi-sensor modelo FBA ES-T	23
<b>III</b>	Características generales de todas las salidas al campo	26
<b>IV</b>	Resultados modales de estudio	46
<b>V</b>	Resultados de los nodos estudiados	48
<b>VI</b>	El máximo desplazamiento del estudio	48
<b>VII</b>	Resultados del modelado de los cocientes espectrales H/V, utilizando datos de vibración ambiental.	64

## Capítulo I

---

### Introducción

---

El acelerado crecimiento de las ciudades fronterizas, así como de la franja costera entre Tijuana y Ensenada, en Baja California, ha incrementado considerablemente la construcción de edificaciones de gran envergadura tanto del sector privado como del sector gubernamental.

Resulta evidente el potencial de peligro sísmico en la región, ya que, además de los sistemas de fallas tierra adentro; en la parte continental en el extremo este de la península, se encuentra la frontera entre la placa del Pacífico y la placa de Norteamérica. Se tiene además, que en el flanco oeste de la península, existe un sistema de fallas mar adentro en las costas del océano Pacífico.

Debido a las claras evidencias de que la gran mayoría de las fallas de la región son sísmicamente activas, y por tanto representan un alto potencial de peligrosidad y de riesgo sísmico, se justifica plenamente realizar estudios que permitan conocer en mejor medida el comportamiento esperado de la respuesta sísmica de estructuras ante movimientos fuertes o moderados del terreno, ya que a la fecha, en la región son escasos este tipo de estudios.

Nuestro caso particular, es el primer y único estudio realizado para un puente que resulta ser importante para la comunicación por carretera entre Tijuana y Ensenada. Es además un trabajo pionero en la región para el monitoreo del grado de deterioro por envejecimiento o por daño ante sismo de la estructura estudiada, ya que se ha obtenido el parámetro estructural de su frecuencia preferencial de vibración bajo condiciones óptimas de funcionamiento puesto que es una estructura construida recientemente.

En este estudio, se presentan las estimaciones tanto teórica como experimental de la respuesta de un puente ante cargas dinámicas, así como la caracterización del terreno en

la vecindad de la estructura. Para lo anterior, el puente fue instrumentado temporalmente con acelerómetros y se realizaron mediciones de vibración ambiental tanto en la estructura como en campo libre en diferentes ocasiones. Para caracterizar las frecuencias de vibración de la estructura, se utilizó el programa SAP 2000 V.12, que resuelve el sistema de ecuaciones en términos de los eigenvalores en que se considera tanto la geometría de la estructura así como las propiedades físicas de los materiales (como por ejemplo; el módulo de elasticidad de los materiales como el acero y el concreto) estimando con esto los niveles de deformación. También se utilizó el programa SAP2000 V.12 para evaluar la respuesta analítica de la estructura ante el escenario de la ocurrencia de un temblor en la región, como el de *Northridge* de 1994 (evento ID-24386). Por otra parte, para estimar la respuesta experimental se utilizaron mediciones de vibración ambiental, mismas que fueron procesadas e interpretadas en el dominio de las frecuencias.

Para la caracterización de las propiedades dinámicas del terreno justo en la vecindad de la estructura estudiada, se realizaron mediciones de vibración ambiental del terreno, se estimaron cocientes espectrales H/V experimentales, y se modeló teóricamente la respuesta del terreno con el método lineal de propagación de ondas en una dimensión basado en matrices de rigidez.

El cambio de la frecuencia de vibración así como del amortiguamiento, antes y después de la ocurrencia de un temblor, se relacionan directamente al grado de degradación de los elementos estructurales y pueden ser utilizados como indicadores directos para evaluar cuantitativamente el daño. Para medir esos y otros parámetros, varios métodos han sido desarrollados, aquí se utiliza el Método de razones espectrales H/V, en el que se pueden utilizar diferentes tipos de señales como: (i) vibración ambiental, (ii) vibraciones forzadas y (iii) temblores de varias magnitudes.

La técnica basada en la medición de vibración ambiental puede ser realizada con menos esfuerzo, menos tiempo y menor costo ya que no hay necesidad de preparar una fuente de vibraciones para la prueba y no requiere de equipo pesado ni sofisticado. Solo se

requiere de equipos de alta sensibilidad para medir vibraciones de amplitud muy pequeña (aceleración, velocidad o desplazamiento) en una estructura, o en campo libre sobre la superficie del terreno si el propósito es caracterizar al terreno. La técnica que utiliza mediciones de vibración ambiental presenta además la ventaja de ser no destructiva ya que no agrede a la estructura. Sin embargo, ha sido señalado que se debe poner especial atención al análisis de las mediciones porque la vibración ambiental puede contener varios modos de vibración.

Distintos trabajos, como por ejemplo los realizados por Rojas et al (2006), Hallin *et al.* (2004), Clemente *et al.* (2004), y Ren *et al.* (2004) entre otros, coinciden en que tanto la vibración ambiental como la vibración forzada son adecuadas para determinar los parámetros modales y muestran una buena consistencia con los obtenidos analíticamente. Dentro del mismo contexto del uso de vibración ambiental y soluciones analíticas así como formas alternas en el procesado y análisis de señales, están los estudios publicados por Irie y Nakamura (2000), Huang (2000), Midorikawa (1990), y Muria-Villa *et al.* (2000), Huerta *et-al.*, (2009), entre otros. En estos estudios se tratan temas que van desde la estimación de las incertidumbres, el tratamiento de algoritmos numéricos alternos para el procesado de señales, el uso de temblores directamente registrados en la estructura así como mediciones de vibración ambiental.

Para la caracterización de las propiedades dinámicas del terreno, en este trabajo se utilizaron mediciones de vibración ambiental, y se estimaron cocientes espectrales H/V, que posteriormente se modelaron mediante la simulación numérica, utilizando el Método de matrices de rigidez (Huerta, 1999, 2000, 2005).

### **I.1.-La motivación y el propósito de esta tesis**

#### ***La motivación:***

Entender con mayor detalle el comportamiento de la respuesta dinámica de estructuras y del terreno, así como de los procesos físicos y el efecto de las propiedades físicas del sistema.

***El propósito:***

Estimar la respuesta tanto teórica como experimental de una estructura y analizar el comportamiento de la respuesta del terreno en la vecindad de la estructura.

**I.2.-Organización y contenido de esta tesis**

En el capítulo I, se introduce aspectos generales básicos de metodologías empleadas en el área de la ingeniería civil, especialmente, con el fin de motivar y contrastar las virtudes integrales de los métodos a estudiar en esta tesis. En el Capítulo II, se establece una descripción genérica del puente y de la región del estudio. En el Capítulo III, se presenta modelado y procesado de datos: conceptos generales y procedimientos para el modelado de la estructura; Metodología del modelado numérico para la caracterización del terreno; Razón para estudiar y modelar éste puente; Descripción detallada de la estructura; Descripción con detalle del modelado de estructura; Descripción con detalle del modelado de la respuesta del terreno; Procesado de datos experimentales; Estimación de cocientes espectrales H/V. En el Capítulo IV, se habla sobre trabajo del campo y toma de datos experimentales: Sismicidad local y geología local; Instrumentación; Características generales de todas las salidas al campo; Presentación de datos colectados. En el Capítulo V, se muestra sobre resultados teórico del puente. En el Capítulo VI, se habla sobre análisis y comparación de los resultados: Análisis y comparación de resultados teóricos y experimentales del puente; Caracterización del terreno (comparación e interpretación de H/V en terreno entre modelo y experimental). Por último, en el Capítulo VII se presenta una conclusión considerando las evidencias, el análisis realizado en el capítulo anterior.

En el apéndice A, se habla sobre método de rigideces de estructura. En el apéndice B, se habla sobre método de rigideces de suelos. En el apéndice C, se habla sobre dinámica estructural. En los glosarios se hablan sobre algunas definiciones técnicas para esta tesis.

## Capítulo II

---

### Descripción general del área y de la estructura en estudio

---

#### II.1.- Descripción genérica de la estructura

El puente estudiado mide 163.26 metros de longitud y tiene un ancho de 23.50 metros incluyendo las calzadas. Las traveses son de tipo V de AASHTO, los apoyos intermedios son de tipo pila, el apoyo extremo izquierdo (longitudinalmente “Tijuana a Ensenada”) es un estribo tipo caballete y el apoyo extremo derecho (longitudinalmente “Ensenada a Tijuana”) es un estribo, con una cimentación profunda de pilotes.

Longitudinalmente, el puente tiene un pendiente ascendente de aproximadamente 4 % en la dirección Tijuana a Ensenada.

La separación entre los apoyos son las siguientes:

- 1) Caballete – Pila 1(tramo 1): 32.65 metros.
- 2) Pila 1 – Pila 2 (tramo 2): 32.65 metros.
- 3) Pila 2 – Pila 3 (tramo 3): 32.65 metros.
- 4) Pila 3 – Pila 4 (tramo 4): 32.65 metros.
- 5) Pila 4 – Estribo (tramo 5): 32.55 metros.

Las pilas son elementos monolíticos de cimentación profunda con secciones mayores que la de los pilotes, las cuales también transmiten al subsuelo las cargas provenientes de la estructura y de la misma cimentación con el propósito de lograr la estabilidad del conjunto.

Los elementos estructurales son de concreto de alta resistencia excepto la superficie de rodamiento que fue encarpetao con el concreto asfáltico. Las traveses proporcionan firmeza

a la losa del puente y la sub-superficie de rodamiento (losa) que es una estructura horizontal de concreto reforzado como una plancha. Los estribos (incluyendo tipo caballete) son los apoyos extremos del puente que soportan las cargas que provienen de la superficie de rodamiento (encarpetado del concreto asfáltico y la losa del puente) y por el paso de vehículos.

Cuenta además con elementos trabes laterales entre las trabes longitudinales, “diafragmas”, que son una pieza estructural rígida que puede soportar el esfuerzo cortante al estar cargado en una dirección paralela a un plano.

## **II.2.- Descripción de la región donde se ubica la estructura**

El área de nuestro estudio, esta geográficamente localizada en una región sísmicamente activa, producto de la interacción entre la Placa de Norteamérica y la Placa del Pacífico. El área se caracteriza por numerosos sistemas de fallas regionales y locales, de los cuales, en la figura 1 se muestran los más ampliamente conocidos, así mismo se han graficado tanto los sismos históricos de magnitud mayor o igual a 6, como la sismicidad registrada instrumentalmente en todo el intervalo de magnitudes, ambos ocurridos hasta el año 2004.

La sismicidad histórica, así como la registrada instrumentalmente provienen a partir de los años 70's por la Red Sísmica del Noroeste de México (RESNOM) y a partir de los años 60's por la ahora denominada *Southern California Seismic Network (SCSN)*. Esta información claramente nos muestra el alto potencial de ocurrencia de sismos de magnitud igual o mayor a 6.0 para la región. La figura 1 muestra la sismicidad compilada hasta el año 2004 filtrado para la región norte de Baja California, México y sur de California, E.U.A desde el año 1932 hasta el año 2004. La asociación entre las localizaciones epicentrales y los trazos identificados de las fallas (o zonas de falla), claramente muestran a las que son sísmicamente activas en la región.

Las fallas *Rose Canyon*, *La Nación*, Agua Caliente, García, Vallecitos-San Miguel, Los Buenos, Miramar, Agua Caliente y *Coronado Bank* al norte, forman el marco tectónico-estructural hacia el norte de la región estudiada, mismas que se muestran en la figura 2. La sismicidad histórica de la región de La Misión es baja comparada con el sureste de California y el resto del norte de Baja California.

### **II.3.- Descripción geológica de la región**

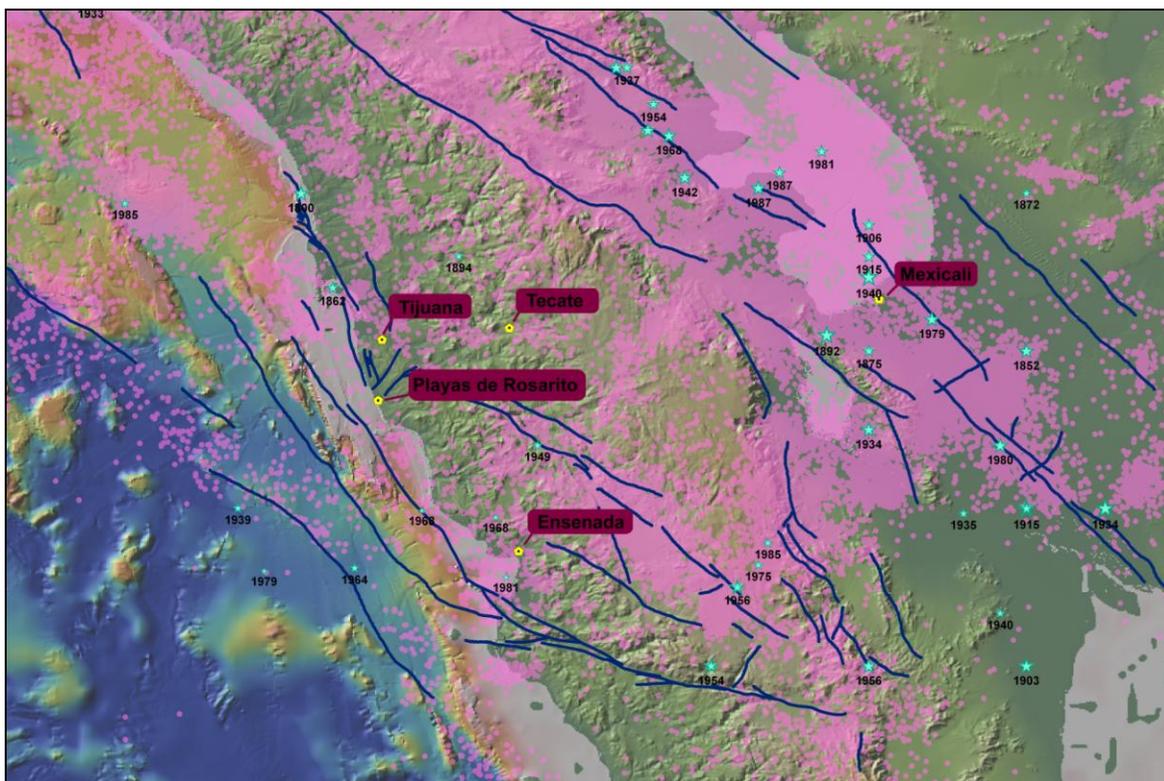
El área de estudio se localiza en la zona denominada La Misión. Es una región que presenta un sistema de fallas normales paralelas a la línea de costa, asociadas al sistema de horst y grabens que forman mesetas.

De acuerdo a Minch *et-al* (1984), el Mioceno en el noroeste de la Península de Baja California provee de un amplia información sobre la estratigrafía y ambientes depositacionales que pueden ser encontrados en el Borde Continental Californiano.

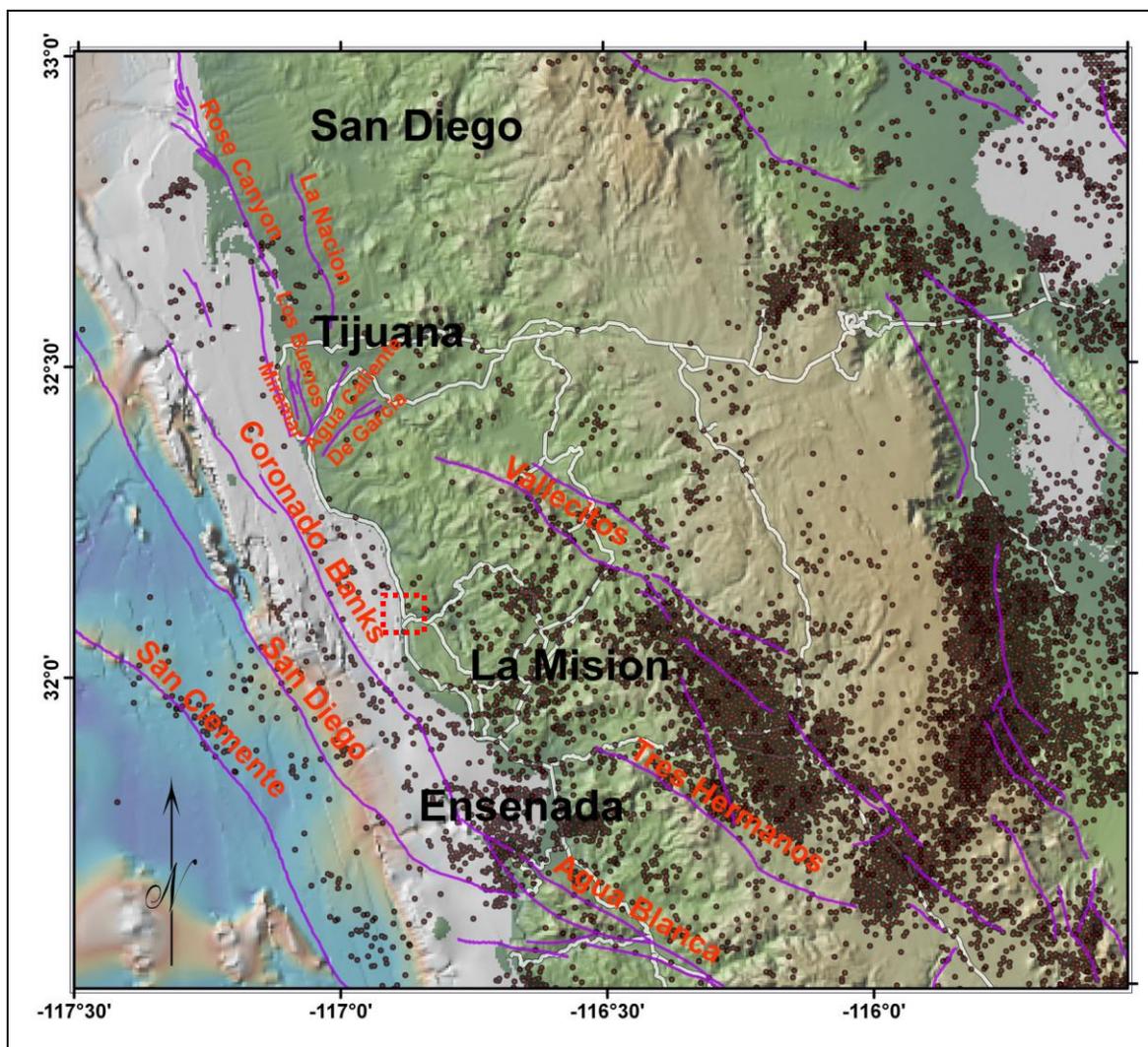
La formación Rosarito Beach y sus correlativas fueron depositadas dentro de la Provincia del Borde Continental Californiano y la Provincia de las Cadenas Peninsulares. Dicha unidad muestra una gran variedad de litologías y faunas que varían de los basaltos de flujos sub-aéreos, sedimentos piroclásticos (tobas, brechas, toba-lapilli, ceniza volcánica) hasta sedimentos diatomáceos, areniscas tobáceas, conglomerados y coquinas con abundantes mega fósiles de invertebrados como gasterópodos, pelecípodos, crustáceos y vertebrados como peces, mamíferos y aves. Existe además, abundantes microfósiles silicios de diatomeas, silicoflagelados y radiolarios (Demere *et al.*, 1984)

La formación Rosarito Beach ha sido dividida en siete miembros diferentes en base a las variaciones litológicas y faunísticas (Minch *et-al*, 1984) siendo los miembros: La Misión, y Los Indios las unidades presentes en el área de estudio subyaciendo a material sedimentario constituido por grava, arena, limos y arcilla (aluvión) del Cuaternario.

Los basaltos y rocas de piroclásticos de la formación Rosarito Beach, están expuestas a lo largo de la costa entre las ciudades de Tijuana y Ensenada en Baja California. Todos los basaltos y sedimentos piroclásticos forman una serie de mesas dentro del área de La Misión, cubriendo un área localmente representativa para los eventos registrados durante el periodo de vulcanismo explosivo en el Mioceno Medio y al inicio de la formación del Borde Continental Californiano en el Mioceno.



**Figura 1.** Ubicación de los principales centros urbanos, y sistemas de falla regionales y locales del norte de Baja California y sur de California. Las estrellas en azul corresponden a eventos históricos y recientes de magnitud mayor o igual a 6. Los puntos en rosa a la sismicidad acumulada 1932-2004 de todas las magnitudes. Fuente de localizaciones epicentrales: Red Sísmica del Noroeste de México (RESNOM) y Southern California Seismic Network (SCSN)



**Figura 2.** Marco estructural de fallas de la región que circundan en la zona de “La Misión”. La sismicidad acumulada que reportan RESNOM y USGS para el periodo 1973-2009 se muestra con círculos en tono rojo, las fallas en púrpura y la zona de estudio con el cuadro negro.

## Capítulo III

---

### Modelado y procesamiento de datos

---

#### III.1.- Conceptos generales y procedimiento para el modelado de la estructura

##### *Estructura del puente*

Para modelar a la estructura, para el análisis y diseño de esta es indispensable disponer de planos estructurales. Se debe de conocer la geometría detallada de la estructura y especificaciones de diseño. Esto es, conocer la resistencia del concreto, del acero y la geometría de los elementos estructurales. Con respecto a los elementos estructurales, el analista debe de conocer bien los tipos de apoyos que llevan y conocer cuáles son las restricciones de estos elementos. Los elementos estructurales que mencionamos anteriormente se refieren a las pilas, las vigas, las trabes, las losas, los diafragmas y los apoyos que descansan sobre el terreno.

##### *Programa para el modelado en “SAP” con el modulo de puente*

Se eligió una técnica basada en el Método de la rigidez (véase apéndice A). Se decidió utilizar el programa *Structural Analisis Package* SAP 2000 V.12, por que éste programa utiliza el Método de elementos finitos, realiza el análisis elástico lineal y de segundo orden de estructuras. En el análisis/simulación se considera:

1. Geometría: sistema de referencia.
2. Material: ley constitutiva.
3. Condiciones de fronteras esenciales: apoyos.
4. Condiciones de fronteras naturales: cargas.

Existen dos tipos de análisis modal en SAP 2000:

(i) **Análisis de Eigenvectores:** Determina las formas modales y frecuencias del sistema para vibraciones libres y sin amortiguamiento. La solución del sistema se reduce a un problema de eigenvalores de la forma:

$$K\Phi = M\Phi\Omega^2 \quad (1)$$

Donde:

K = Matriz de rigidez.

M = Matriz diagonal de masa.

$\Omega$  = Matriz diagonal de eigenvalores.

$\Phi$  = Matriz de los correspondientes eigenvectores (formas modales).

(ii) **Análisis con Vectores de Ritz:** Trata de encontrar modos que son excitados por condiciones de carga específicas. Este método considera una distribución espacial de carga dinámica. El primer vector de Ritz es encontrado a partir de un análisis estático, utilizando la distribución espacial del vector de carga dinámica como entrada. El resto de los vectores es generado por una relación de recurrencia, donde la matriz de masa es multiplicada por el vector de Ritz obtenido previamente, y lo utiliza como vector de carga para una solución estática. Se reducen así el número de ecuaciones de equilibrio dinámico al triangular la matriz de rigidez y se resuelve para cada uno de los vectores de Ritz en un análisis dinámico.

### III.2.- Metodología del modelado numérico para la caracterización del terreno

Se utilizó el Método de matrices de rigidez propuesto por Kausel y Roesset (1981), es en esencia una modificación al Método de matrices de transferencia desarrollado por Thomson (1950) y Haskell, (1953). El Método de matrices de rigidez es similar al método matricial que se utiliza en análisis estructural. La función principal del método aquí

utilizado es caracterizar al sitio en términos de su función de transferencia, la frecuencia preferencial de vibración, su geometría y propiedades geotécnicas del sistema de capas que conforman al subsuelo. Se da en el apéndice B, la descripción analítica resumida que describe el esquema en que se resuelve el problema de propagación de ondas en medios estratificados.

### **III.3.- Razón para estudiar y modelar éste puente**

#### ***Razón y justificación social***

El puente estudiado es un paso estratégico del arroyo La Misión por la carretera escénica Tijuana–Ensenada. El antiguo puente estaba ya en los límites elásticos. La institución competente se decidió por hacer una rehabilitación y reconstrucción, se utilizaron parte de las pilas del puente antiguo.

#### ***Razón académica ingenieril***

Es para el monitoreo del estado de salud estructural teniendo como referencia inicial las características dinámicas de la estructura recién construida.

### **III.4.- Estructura en estudio: Puente “LA MISION”**

#### **III.4.1.- Descripción de la estructura del puente**

##### ***Descripción detallada de la estructura***

El puente tiene un pendiente ascendente aproximadamente de 4 % (Tijuana a Ensenada). La losa del puente tiene un espesor de 20 cm y es continua a lo largo del puente. Las traveses son prefabricadas y reforzadas, son discontinuas con una separación en cada apoyo. En cada apoyo en donde descansan las traveses se pusieron placas de neopreno. Estas placas funcionan como una articulación y dado que las traveses son discontinuas en los apoyos donde descansan no generan momentos, pero sí generan cargas axiales. A cada 1.97 metros a lo ancho del puente, para cada tramo se colocaron 12 traveses tipo V de AASHTO,

como se tienen 5 tramos, en total se colocaron 60 traveses. En cada tercera parte de cada tramo se construyeron los diafragmas para dar rigidez lateral.

En la base de las pilas intermedias y el estribo tipo caballete se pusieron pilotes como cimentación profunda. En el apoyo tipo caballete se hincaron un total de 12 pilotes distribuidos de la siguiente forma: 3 en ambos extremos (uno vertical y otros dos con una inclinación de  $15^\circ$  respecto de la vertical) y a lo largo de este se hincaron grupos de 3 pilotes, con una separación entre grupos de 1.97 m.

En los apoyos intermedios (pila 1, pila 2, pila 3 y pila 4) se hincaron 4 pilotes en cada extremo, dos verticales y dos con una inclinación de  $15^\circ$  respecto de la vertical. A lo largo de los apoyos intermedios se hincaron grupos de 2 pilotes verticales con separación entre grupos de 1.97 metros. En total, cada apoyo intermedio cuenta con 38 pilotes. Este puente cuenta con un total de 126 pilotes con cimentación profunda.

#### **III.4.2.- Modelado de estructura**

Antes de generar un modelo analítico en SAP 2000 V.12, es necesario calcular y conocer los ejes centroidales de los elementos de la estructura. Por ejemplo; de las traveses, de la pila, de la losa, del caballete, etc. Esto nos ayudará a generar un buen modelo analítico. El programa SAP 2000 es un programa de análisis y diseño estructural. Actualmente existen varios programas de cálculo estructural, como por ejemplo, RISA, STAAD-PRO, ETABS, RAM, etc. Pero, muchos profesores del área de ingeniería estructural, sugieren a sus alumnos que utilicen SAP 2000, por su fácil manejo y tratamiento analíticamente formal que en sí, este código realiza. Los otros programas antes citados son también todos muy poderosos y confiables.

Antes de crear los elementos estructurales del puente, el primer paso es crear una retícula ("*grid*") para facilitar la ubicación de los elementos estructurales. Posteriormente, se crean los elementos de la estructura según la especificación que se indica en el plano

estructural. Por ejemplo, para crear la trabe tipo V AASHTO, deben de seguirse los siguientes pasos: “*Define*” > “*Section Properties*” > “*Frame sections*” > “*Add Frame Property*” > “*Frame section property type*” > “*Concrete*” > “*Precast I*” > “*Set Section Dimensions shell on a Standard Section*” > “*AASHTO Beam I – Type V*” > “*Ok*”. Para el caso de muro de cortante y/o de las losas se debe utilizar la función “*shell*”. Después de crear todos los elementos de la estructura del puente, según las especificaciones que indica el plano estructural, los nodos de las losas junto con los nodos de las trabes se deben unir con un elemento rígido sin peso o utilizar la función “*constraint*” de tipo “*body*”.

En éste caso de estudio, se utilizaron elementos rígidos sin peso. Como anteriormente ya mencionamos, las trabes son discontinuas, utilizamos la función “*Assign Frame Releases*” para quitar los momentos.

En éste estudio creamos 2 archivos para el análisis. El primer análisis fue sin la contribución del acero y el otro con la contribución del refuerzo (acero). Al terminar de crear la estructura del puente, corrimos el archivo para conocer los resultados modales.

### **III.4.3.- Modelado de la respuesta del terreno**

En el apéndice B esta descrito en detalle sobre el método de la matriz de rigidez que describe las variables físicas y geométricas que utiliza para la caracterización de la respuesta del terreno para medios estratificados.

Este método de las matrices de rigideces fue desarrollado por Kausel y Roesset (1981) y fue aquí aplicado debido a que:

- (i) se tiene la libertad de utilizar un campo de ondas complete (P, SV y SH) o un tipo de ondas de especial interés,
- (ii) puede aplicarse para modelar estratos delgados,

- (iii) puede manejar cualquier ángulo de incidencia de las ondas en la entrada del sistema (en la base sobre la cual descansa el sistema) y
- (iv) se puede ir analizando la evolución del campo de onda conforme pasa las interfaces del sistema (los estratos).

### **III.5.- Procesado de datos experimentales**

Los datos crudos son respaldados en el formato binario (.SSR) de la grabadora en unidades digitales (cuentas). Para el procesado y análisis de los datos se debe convertir a un formato ASCII y hacer la conversión a unidades físicas del movimiento del terreno. Para la conversión del formato binario a formato ASCII y la conversión a unidades de voltaje se utiliza el programa cnva.exe, éste programa realiza la conversión de los archivos de formato .SSR a formato ASCII dejándolos en unidades de volts. La conversión a unidades físicas se obtiene con solo aplicar el factor de sensibilidad de los acelerómetros.

Una vez hecha la conversión a unidades físicas, la primer etapa de la preparación de los datos para su procesado, los registros fueron graficados en el dominio del tiempo para su inspección visual, que concierne principalmente en identificar la existencia de señales que no sean características del ruido de fondo (vibración ambiental) como aquellas producidas por maquinarias, ya que requieren de ser removidas manualmente. Mas no así las señales transientes (spikes) usualmente presentes en mediciones de vibración ambiental y que en el procedimiento de procesado aquí adoptado no requieren de la intervención del analista para su exclusión. El análisis en el dominio de las frecuencias consistió en obtener la estimación de los espectros de potencia de densidad espectral (PSD) de la series de tiempo.

En preparación para el procesado de las señales de vibración ambiental, los registros de campo fueron transformados de unidades digitales (cuentas) a unidades físicas de aceleración. El factor nominal de conversión del sistema completo (acelerómetro y grabadora) fue de  $3.8147 \times 10^{-6} \text{ g(m/s}^2\text{)/cuentas}$ . Posteriormente, se aplicó la remoción de la

media y se aplicó la corrección por línea base. Por las características del acelerómetro y los parámetros de grabación, no fue necesario aplicar corrección alguna por efecto de instrumento ya que la curva de respuesta de los acelerómetros es prácticamente plana en un ancho de banda de DC a 200 Hz.

La estimación de los PSD's se hace siguiendo las reglas del Análisis de Fourier tal y como se describe en varios libros de procesamiento de señales como: Kanasewich (1981), Oppenheim and Schaffer (1975), and Bendat and Piersol (1971). Se estimaron los PSD usando y promediando sub-segmentos de series de tiempo de 86272 puntos en longitud con un traslape de entre el 50 y 75%. Los PSD's más estables y confiables fueron estimados con traslapes grandes en el proceso de promediado. En general, traslapes de un 75% y promediado de segmento de 4096 puntos fue utilizado hasta completar la longitud total de las series de tiempo.

El valor medio de cada sub-segmento fue removido y una ventana tipo Hanning de igual número de puntos fue aplicada a cada sub-segmento. La estimación final del PSD promediado fue entonces normalizada multiplicándola por el incremento en frecuencia ( $\Delta f$ ) y el factor de escalamiento de la amplitud (que es igual a dos debido a la simetría de la transformada discreta de Fourier) y dividiendo por el número de puntos de los datos ( $N$ ). A continuación se da una descripción y las expresiones analíticas para el caso discreto de la estimación del espectro de potencia (PSD).

La estimación del espectro de potencia se realiza en una computadora mediante la transformada discreta de Fourier (TDF) de cada realización (muestra) aquí denotada por  $x^{(k)}[n]$ , donde  $n = 0, 1, 2, 3, \dots, N-1$ . Cada realización es  $T = N t_s$  segundos en duración,  $N$  denota el número total de muestras, y  $t_s$  el intervalo de muestreo. El  $l^{\text{th}}$  valor de la muestra de la transformada continua de Fourier (TCF)  $X_T(l\Delta f)$  es relacionada con la TDF por

$$X_T(l\Delta f) = \frac{X[l]}{\Delta f}, \dots, l = 0, 1, 2, 3, \dots, N-1, \quad (2)$$

donde  $\Delta f = \frac{1}{T}$ . Entonces la expresión para el  $k^{\text{th}}$  espectro muestreado puede re-escribirse como

$$S^{(k)}(l\Delta f) = \frac{1}{T} |X_T^{(k)}(l\Delta f)|^2, \quad (3)$$

$$S^{(k)}(l\Delta f) = \frac{1}{T} \frac{|X^{(k)}[l]|^2}{(\Delta f)^2}, \quad (4)$$

$$S^{(k)}(l\Delta f) = \frac{1}{\Delta f} |X_T^{(k)}[l]|^2. \quad (5)$$

$S^{(k)}(l\Delta f)$  es entonces la representación del PSD de la muestra. Introducimos ahora el espectro de potencia discreto  $S^{(k)}[l]$ ,

$$S^{(k)}[l] = S^{(k)}(l\Delta f)\Delta f, \quad (6)$$

Combinando las ecuaciones 5 y 6, llegamos a la expresión para el caso discreto del espectro de potencia de la muestra,

$$S^{(k)}[l] = |X^{(k)}[l]|^2, \quad l = 0, 1, 2, 3, \dots, N-1, \quad (7)$$

donde  $X^{(k)}[l]$  es la TDF de la  $k^{\text{th}}$  realización que consiste de  $N$  muestras, por ejemplo

$$X^{(k)}[l] = \frac{1}{N} \sum_{n=0}^{N-1} x^{(k)}[n] e^{-i2\pi nl/N}. \quad (8)$$

La estimación del espectro de potencia discreto  $S^{(k)}[l]$  es dada por el promedio del conjunto de todos los espectros de potencia discretos. Esto es,

$$\hat{S}^{(k)}[l] = \frac{1}{M} \sum_{k=1}^M |X^{(k)}[l]|^2, \quad l = 0, 1, 2, 3, \dots, N-1, \quad (9)$$

$\hat{S}[l]$  denota la potencia asociada a aquellas frecuencias de ancho de banda  $\Delta f$ , centradas en  $f = l\Delta f$ .

### III.5.1.- Estimación de cocientes espectrales H/V

El método de cocientes espectrales H/V, fue desarrollado por Nakamura (1989), éste método se propone estimar el período fundamental.

El método considera que al realizar mediciones de ruido ambiental en suelos muy rígidos, presentan respuestas similares en las componentes vertical y horizontal, con lo que se puede decir que no existe una dirección predominante en la propagación de las ondas, y que cualquier amplificación del movimiento en la superficie de suelos más blandos, está dada por capas de depósitos de sedimentos blandos.

Como hipótesis fundamental, se acepta que la componente horizontal del ruido ambiental es amplificada por la múltiple reflexión de las ondas de corte, mientras que la componente vertical es amplificada por la múltiple reflexión de las ondas compresionales.

Nakamura (1989), plantea en base a observaciones empíricas, que este cociente es una estimación confiable de la frecuencia preferencial de vibración y así poder crear inferencia de la respuesta de sitio. El se explica que dividiendo el espectro de la componente horizontal con el espectro de la componente vertical, se remueve el efecto de las fuentes y de las ondas Rayleigh contenidas en el ruido ambiental.

Nakamura (1989), propuso la hipótesis que indica que la función de respuesta de sitio, bajo pequeñas deformaciones, comentando que la componente vertical del movimiento observado no afecta significativamente por los materiales blandos del suelo.

Los cocientes espectrales son calculados utilizando el siguiente procedimiento descrito por Chatelain et al. (2008), se puede conseguir por el grupo de trabajo del proyecto SESAME, donde además se han aplicado diferentes técnicas para el procesado y estabilización de los espectros calculados por Huerta López et al. (2003).

Este procedimiento se comienza así:

1. Se remueve el valor medio del registro de ruido ambiental.
2. Se seleccionan ventanas de ruido ambiental donde no se observen la presencia de transcientes.
3. Se calculan las transformadas de Fourier de cada componente (vertical y horizontal).
4. Se calcula la razón espectral H/V mediante la media cuadrática de la ecuación 10.

$$R = \frac{\sqrt{\frac{H_1^2 + H_2^2}{2}}}{V} \quad (10)$$

5. Se aplica un suavizado de media móvil a la razón espectral.
6. Se obtiene la media aritmética de los cocientes espectrales de cada ventana.
7. Se grafica la curva R en ejes logarítmicos.

La ventaja más importante de la técnica de Nakamura (H/V) es la facilidad de la realización de las mediciones y el procesamiento de las mediciones, lo cual se traduce en bajos costos.

Finalmente, este método se ha utilizado para estimar el perfil de velocidades de ondas de corte mediante un modelado directo utilizado por ejemplo, el método de matrices de rigideces (Kausel y Roesset, 1981; Huerta López et al., 2005).

## Capítulo IV

---

### Trabajo del campo y toma de datos experimentales

---

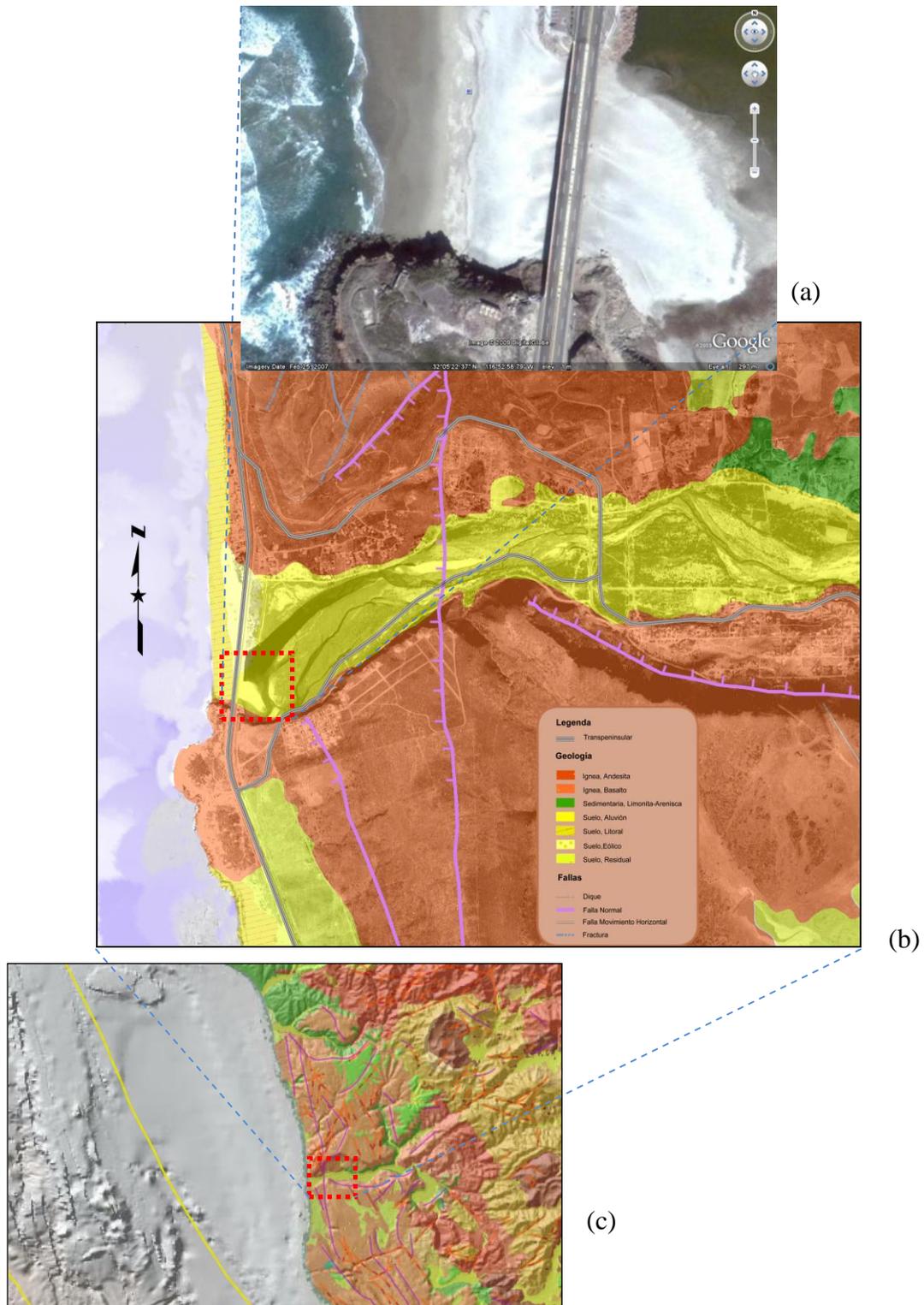
#### IV.1.- Área de estudio y ubicación de la estructura

##### *Sismicidad local*

La zona del estudio es evidentemente activa en términos de su sismicidad. Según lo reporta RESNOM del 28 de Abril de 1982 al 13 de Diciembre de 2008, 118 eventos con una magnitud mínima de 0.6 y máxima de 4.1 ocurrieron en la zona La Misión. En las figuras 1 y 2 se muestran las fallas geológicas y los diferentes sismos que ocurrieron en la vecindad de la zona del estudio.

##### *Geología local*

A escala local, la zona de “La Misión” se encuentra conformada por depósitos de origen aluvial, producto de la erosión e intemperización de las rocas ígneas intrusivas ácidas, características de la región. El relieve morfológico de la zona, presenta una topografía sensiblemente plana. La Figura 3 muestra la ubicación del puente, el mapa geológico de la zona y el mapa geológico regional.



**Figura 3.** Mapa geológico regional y de la zona de ubicación del Puente La Misión. (a) ubicación del puente, (b) mapa geológico de la zona y (c) mapa geológico regional.

## IV.2.- Vibración ambiental

### *Instrumentación*

Se utilizó una grabadora de seis canales con un CAD de 16 bits para obtener las series de tiempo de vibración ambiental tanto en la estructura como en campo libre sobre la superficie del terreno justo en la vecindad del puente. Las características del equipo de registro, así como las de los sensores utilizados se describen en las Tablas I y II, respectivamente. Para establecer los parámetros de grabación se utilizó una laptop que se conectó a la grabadora a través del puerto serial de la computadora vía RCS-232 con lo que a través del protocolo de comunicación QUIKTALK se definieron a la grabadora los parámetros y modo de grabación. Posteriormente se inició la toma de datos. La señal que detectaron los sensores se almacenó en la grabadora en memoria de estado sólido. Dependiendo de la forma en que se desee registrar la señal, se selecciona el número de canales de registro, la velocidad de muestreo, la ganancia, y el tipo de filtro que se desee utilizar.

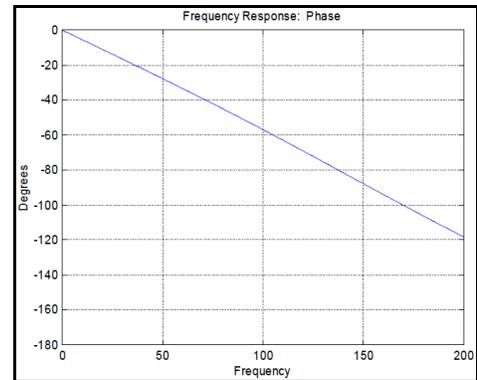
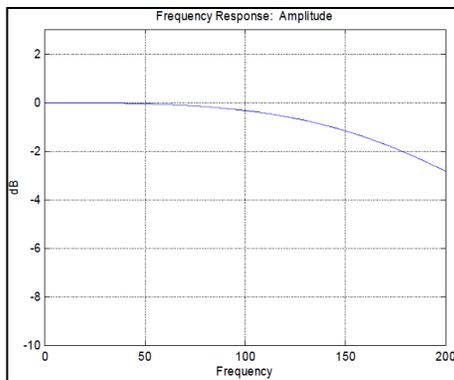
**Tabla I.** Especificaciones de la grabadora Kinometrics modelo SSR-1

Tipo de almacenamiento	Memoria de estado sólido
Convertidor analógico digital	16 bits
Intervalo máximo de voltaje	$\pm 2.5$ v
Tipos de filtros	Butterworth de 6polos, y Bessel
Filtros	5, 15 ó 50 Hz
Ganancias	1, 10, 100 ó 1000
Frecuencia de muestreo	50, 100 ó 200 muestras/seg.

Los sensores utilizados fueron tres acelerómetros Epi-Sensor modelo FBA ES-T que usan elementos piezoeléctricos para detectar las tres componentes ortogonales del movimiento. Sus especificaciones se resumen en la Tabla II, y en la Figura 4 se muestran sus curvas de respuesta (función de transferencia) nominales en amplitud y fase. El equipo antes descrito de muestra en las fotografías de las Figuras 5 y 6.

**Tabla II.** Especificaciones de los acelerómetros triaxiales Epi-Sensor modelo FBA ES-T

Ancho de banda	DC-200Hz
Sensitividad (X, Y, Z)	20 V/g
Intervalo a escala total	$\pm 0.25$ g
Voltaje al intervalo de escala total	20 V



**Figura 4.** Respuesta del Epi-Sensor, en amplitud y fase (tomada User Guide de Kinemetrics, Inc., 2005)

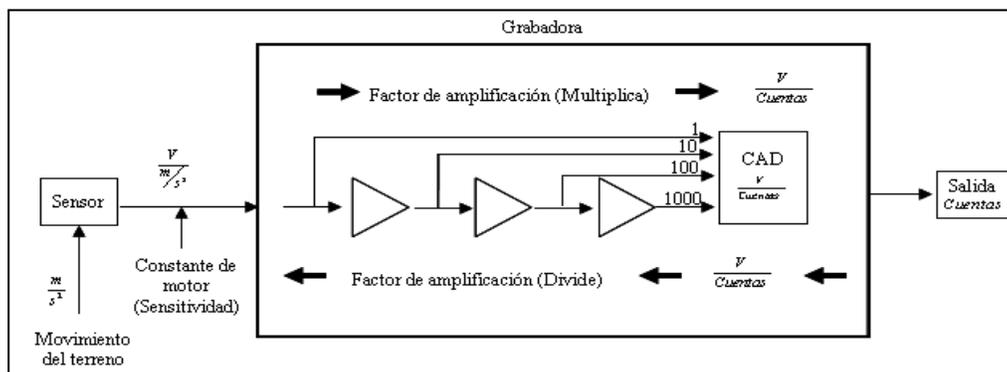


**Figura 5.** Grabadora y laptop para la toma de datos



**Figura 6.** Acelerómetros y accesorios utilizados en la toma de datos

En la Figura 7 se muestra esquemáticamente el proceso de la captura de datos, mismos que una vez recolectados son descargados de la grabadora a la computadora para su posterior procesamiento, análisis, e interpretación. Tal como se indica en el diagrama de la Figura 7, los datos una vez descargados de la grabadora están en unidades de cuentas que es la unidad propia de salida del convertidor analógico a digital (CAD). Debido a lo anterior, se hace necesario la conversión a unidades físicas del movimiento del terreno en términos del tipo de sensor que se haya utilizado (acelerómetro en este caso).



**Figura 7.** Representación esquemática del sistema de captura de datos, sensor, grabadora y el proceso de conversión de unidades.

En las ecuaciones 11a y 11b se da la expresión y se presenta un ejemplo para la conversión de unidades digitales (cuentas) a unidades físicas.

$$\frac{\text{Volts}/\text{Cuentas}}{\text{Volts}/\left(\frac{m}{s^2}\right)} = \frac{\text{Volts}\left(\frac{m}{s^2}\right)}{\text{VoltsCuentas}} = \frac{m/s^2}{\text{Cuentas}} \quad (11a)$$

Al multiplicar la expresión anterior por las cuentas de la grabadora, se obtienen las unidades físicas del terreno, en este caso en unidades de aceleración.

$$\frac{m/s^2}{\text{Cuentas}} \times \text{cuentas} = \frac{m}{s^2} \quad (11b)$$

Ejemplo, unidades físicas a recuperar en g (aceleración):

Parámetros de la grabadora: Ganancia =1, CAD de 16 bits

$$\frac{5}{2^{16}} = 7.6294 \times 10^{-5} \frac{V}{\text{Cuentas}}$$

Salida del CAD = +2.5 V

Parámetro del sensor: Constante del motor, G= 20 V/g

$$\frac{7.6254 \times 10^{-5}}{20} = 3.8147 \times 10^{-6} \frac{g\left(\frac{m}{s^2}\right)}{\text{cuentas}}$$

### IV.3.- Toma de datos

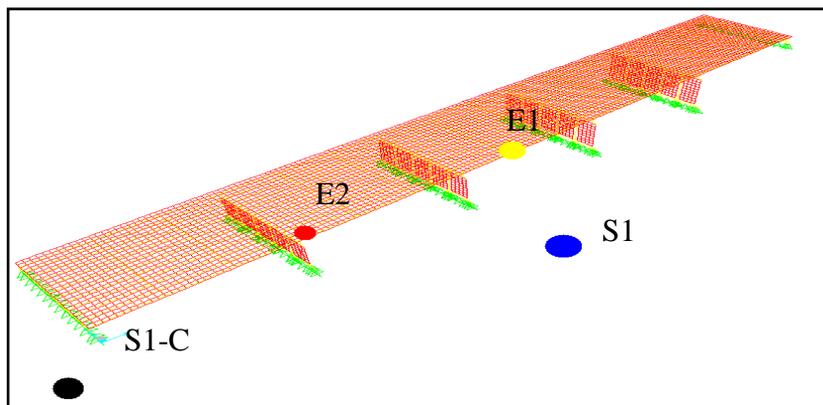
Se realizaron tres campañas de medición. En la Tabla III se muestra las condiciones o particularidades específicas de cada una de las campañas de medición para la toma de datos, y se ha identificado también la longitud de las series de tiempo registradas, su intervalo de muestreo y la ganancia para cada arreglo en particular.

**Tabla III.** Características generales de todas las salidas al campo

FECHA DE SALIDA	DURACIÓN DE LA GRABACION	NOMBRE DEL ARCHIVO	GANANCIA
a) Primera toma de datos 2/II/2009	Arreglo uno (E1 (1, 2, 3) y S1 (4, 5, 6)), 14 minutos.	puentem1.ssr	1 (para los seis canales)
	Arreglo dos (E1 (1, 2), E2 (3, 4) y S1-C (5, 6)): longitudinal y vertical. 15 minutos	puentem2.ssr	
	Arreglo dos (E1 (1, 2), E2 (3, 4) y S1-C (5, 6)): transversal y vertical. 14 minutos	puentem3.ssr	
b) Segunda toma de datos 28/II/2009	Arreglo uno (E1(1, 2), E2(3, 4) y E3(5, 6)): longitudinal y vertical. 12 minutos	toma1.ssr	0 (para los seis canales)
	Arreglo uno (E1(1, 2), E2(3, 4) y E3(5, 6)): transversal y vertical. 15 minutos	toma2.ssr	
	Arreglo uno (E1(1, 2), E2(3, 4) y E3(5, 6)): longitudinal y vertical. 10 minutos	toma3.ssr	0(para canales de uno, dos, tres, cuatro y cinco de las seis tomas restantes) 1(para canal seis de las seis tomas restantes)
	Arreglo dos (E2(1, 2, 3) y S3(4, 5, 6)), 16 minutos	toma4.ssr,	
	Arreglo tres (E3(1, 2, 3) y S5(4, 5, 6)), 15 minutos	toma5.ssr	
	Arreglo cuatro (E1(1, 2, 3) y S4(4, 5, 6)), 15 minutos	toma6.ssr	
	Arreglo cinco (S1(1, 2), S2(3, 4) y S3(5, 6)): longitudinal y vertical. 10 minutos	toma7.ssr	
	Arreglo cinco (S1(1, 2), S2(4, 5) y S3(5, 6)): transversal y vertical. 10 minutos	toma8.ssr	
c) Tercer toma de datos 1/II/2010	Arreglo uno (E1(1, 2, 3) y S1(4, 5, 6)), 15 minutos	mision01.ssr	1(para los seis canales)
	Arreglo dos (E2(1, 2, 3) y E3(4, 5, 6)), 17 minutos	mision02.ssr	
Para todos los casos la frecuencia de muestreo son de 100 muestras/segundos. E#: denota ubicación del sensor en la estructura. S# denota ubicación del sensor en el terreno (campo libre). Los números entre paréntesis denotan el numero de canal: 1, 3, y 5: Longitudinal o Transversal; 2, 4, y 6: Vertical y/o 1 y 4: Longitudinal; 2 y 5: Transversal; 3 y 6: Vertical			

**a) Primer toma de datos**

En la primera toma de datos se realizaron mediciones de vibración ambiental en dos arreglos de sensores con diferente configuración. En los dos arreglos de sensores, los sensores identificados con las series 15 (E2) y 17(E1), se ubicaron sobre el rodamiento del puente (losa). Los sensores con las series 16(S1-C) y el 18(S1) se ubicaron sobre la superficie del terreno en campo libre, lo cual se muestra en la Figura 8.



**Figura 8.** Ubicación de los sensores para los uno y dos arreglos de la primera toma de datos. Círculo negro (S1-C): Sensor 16. Círculo azul (S1): Sensor 18. Círculo rojo (E2): Sensor 15. Círculo amarillo (E1): Sensor 17.

Para el arreglo uno (E1-S1), sensor 17 y sensor 18, se registraron las tres direcciones ortogonales. Para el sensor 17, se utilizaron los canales 1(longitudinal), 2(transversal) y 3(vertical), y para el sensor 18, canales 4(transversal), 5(longitudinal) y 6(vertical).

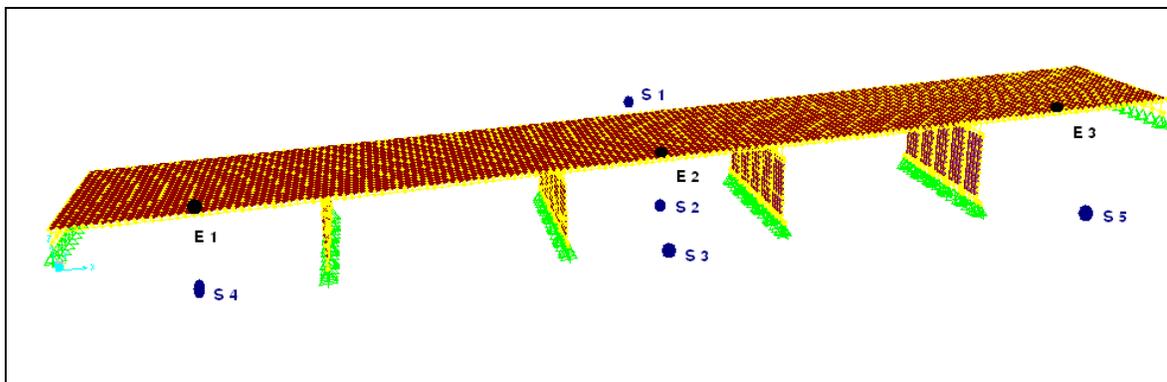
Para el arreglo dos (E2-S1-C-E1), se utilizaron los sensores 15, 16, e 17, y se registro en dos etapas: primeramente las componentes longitudinal y vertical y posteriormente las componentes transversal y vertical. Las señales se registraron de la siguiente forma:

(i-i) sensor 17, en los canales 1(longitudinal) y 2(vertical), (ii-i) sensor 15 canales 3(longitudinal) y 4(vertical), y (iii-i) sensor 16, canales 5(longitudinal) y 6(vertical). (i-ii) sensor 17, en los canales 1(transversal) y 2(vertical), (ii-ii) sensor 15 canales 3(transversal) y 4(vertical), y (iii-ii) sensor 16, canales 5(transversal) y 6(vertical).

## **b) Segunda toma de datos**

En la segunda toma de datos se realizaron mediciones de vibración ambiental en cinco arreglos de sensores con diferente configuración. En los cinco arreglos de sensores,

los sensores identificados con los números 15(E3), 16(E1) y 17(E2, E3), se ubicaron sobre el rodamiento (losas) del puente. Para cuando se ubicaron los sensores sobre la superficie del terreno (campo libre). La ubicación y el numero de sensor correspondió de la siguiente manera: sensores con los números 15(S1, S4), el 17(S3) y el 18(S2, S5). La descripción anterior se muestra en la Figura 9.



**Figura 9.** Ubicación de los sensores para los cinco arreglos de la segunda toma de datos. Arreglos uno: E1 = Sensor 16, E2 = Sensor 17, E3 = Sensor 15.; Arreglo dos: E2 = Sensor 17, S3 = Sensor 18. ; Arreglo tres: E3 = Sensor 17, S5 = Sensor 18.; Arreglo cuatro: E1 = Sensor 16, S4 = Sensor 15.; Arreglos cinco: S1 = Sensor 15, S2 = Sensor 18, S3 = Sensor 17.

Para el arreglo uno (E1-E2-E3), se utilizaron los sensores 16, 17, y 15, y se registraron primeramente las componentes longitudinal y vertical, y posteriormente transversal y vertical. Las señales fueron registradas en la grabadora bajo la siguiente configuración:

(i-i) sensor 15, en los canales 1(longitudinal) y 2 (vertical), (ii-i) sensor 17, canales 3(longitudinal) y 4(vertical), y (iii-i) sensor 16, canales 5(longitudinal) y 6 (vertical). (i-ii) sensor 15, en los canales 1(transversal) y 2 (vertical), (ii-ii) sensor 17, canales 3(transversal) y 4(vertical), y (iii-ii) sensor 16, canales 5(transversal) y 6 (vertical). (i-iii) sensor 15, en los canales 1(longitudinal) y 2 (vertical), (ii-iii) sensor 17, canales 3(longitudinal) y 4(vertical), y (iii-iii) sensor 16, canales 5(longitudinal) y 6 (vertical).

Para el arreglo dos (E2-S3) y el arreglo tres (E3-S5) se utilizaron los sensores 17 y 18, y se registraron las tres direcciones ortogonales en cada uno de ellos. Para el sensor 17, se utilizaron los canales 1(longitudinal), 2(transversal) y 3(vertical), y para el sensor 18, canales 4(longitudinal), 5(transversal) y 6(vertical).

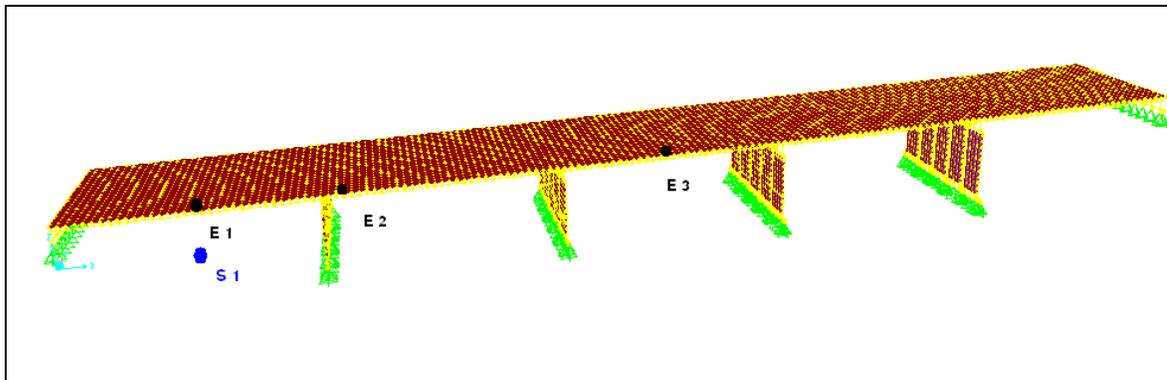
Para el arreglo cuatro (E1-S4) se utilizaron los sensores 16 y 15, y se registraron las tres direcciones ortogonales. Para el sensor 16, se utilizaron los canales 1(longitudinal), 2(transversal) y 3(vertical), y para el sensor 15, canales 4(longitudinal), 5(transversal) y 6(vertical).

Para el arreglo cinco (S1-S2-S3), se utilizaron los sensores 15, 18, y 17, y se registraron primeramente los componentes longitudinal y vertical, y posteriormente los componentes transversal y vertical. Las señales se registraron de la siguiente forma:

(i-i) sensor 15, en los canales 1(longitudinal) y 2 (vertical), (ii-i) sensor 18, canales 3(longitudinal) y 4(vertical), y (iii-i) sensor 17, canales 5(longitudinal) y 6 (vertical). (i-ii) sensor 15, en los canales 1(transversal) y 2 (vertical), (ii-ii) sensor 18, canales 3(transversal) y 4(vertical), y (iii-ii) sensor 17, canales 5(transversal) y 6 (vertical).

### **c) Tercer toma de datos.**

En la tercera toma de datos se realizaron mediciones de vibración ambiental en dos arreglos de sensores con diferente configuración. En los dos arreglos de sensores, los sensores identificados con los números 15 y 16, se ubicaron sobre el rodamiento (losas) del puente. El sensor 15 se ubicó sobre la superficie del terreno en campo libre, lo cual se muestra en la Figura 10.



**Figura 10.** Ubicación de los sensores para los dos arreglos de la tercera toma de datos. Arreglo uno: E1 = Sensor 16, S1 = Sensor 15.; Arreglo dos: E2 = Sensor 15, E3 = Sensor 16.

Para el arreglo uno (E1-S1), sensor 16 y sensor 15, se registraron las tres direcciones ortogonales. Para el sensor 16, se utilizaron los canales 1(longitudinal), 2(transversal) y 3(vertical), y para el sensor 15, canales 4(longitudinal), 5(transversal) y 6(vertical).

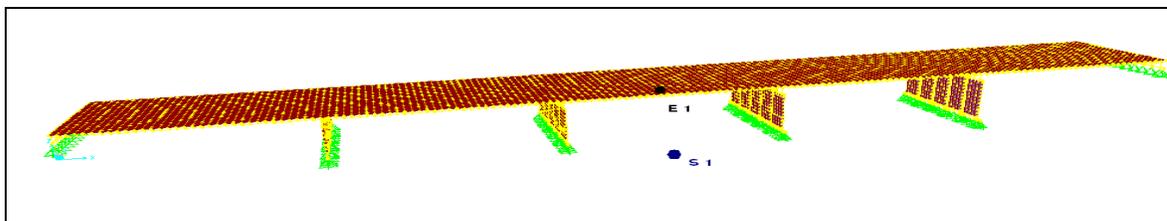
Para el arreglo dos (E2-E3), sensor 15 y sensor 16, se registraron las tres direcciones ortogonales. Para el sensor 15, se utilizaron los canales 1(longitudinal), 2(transversal) y 3(vertical), y para el sensor 16, canales 4(longitudinal), 5(transversal) y 6(vertical).

#### **IV.4.- Presentación de datos colectados**

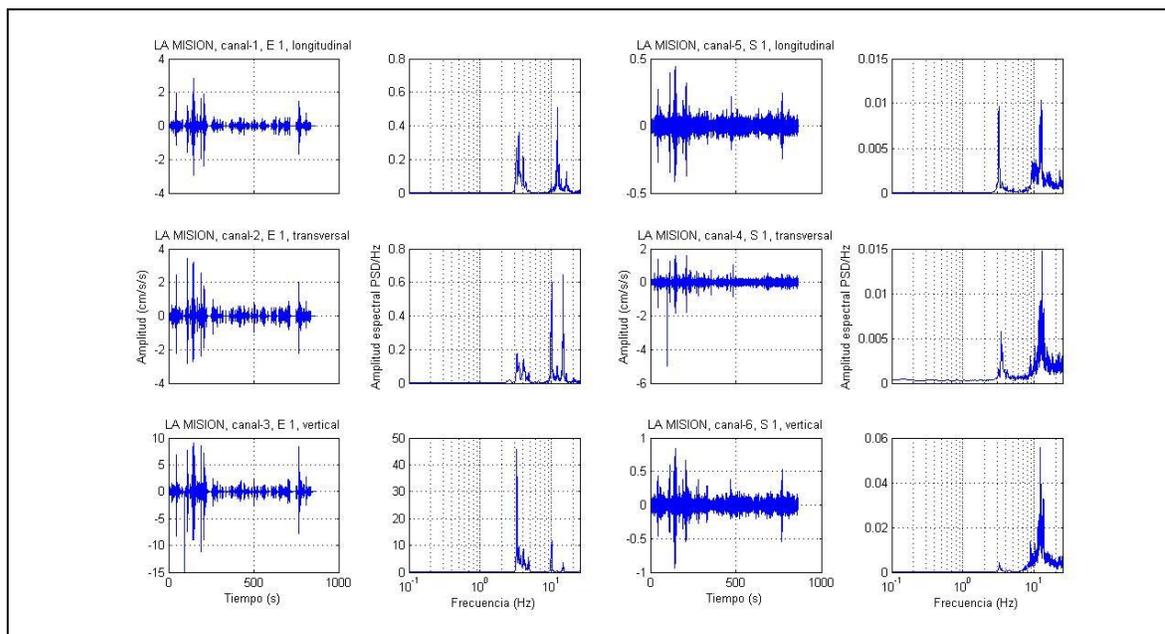
En esta sección, se muestran las series de tiempo con sus respectivos espectros de potencia (PSD) correspondientes a los datos capturados en las tres salidas al campo. Se presentan los datos correspondientes a las mediciones hechas sobre el puente (que inician con la letra “E”) y las mediciones hechas sobre la superficie del terreno (que inician con la letra “S”).

### Primera toma de datos.

En la Figura 11 se muestra la ubicación de los sensores correspondientes al primer arreglo de la primera toma de datos. Por su parte, tanto las series de tiempo como los espectros de potencia de densidad espectral (PSD) correspondientes a cada sitio de registro se muestran en la Figura 12.



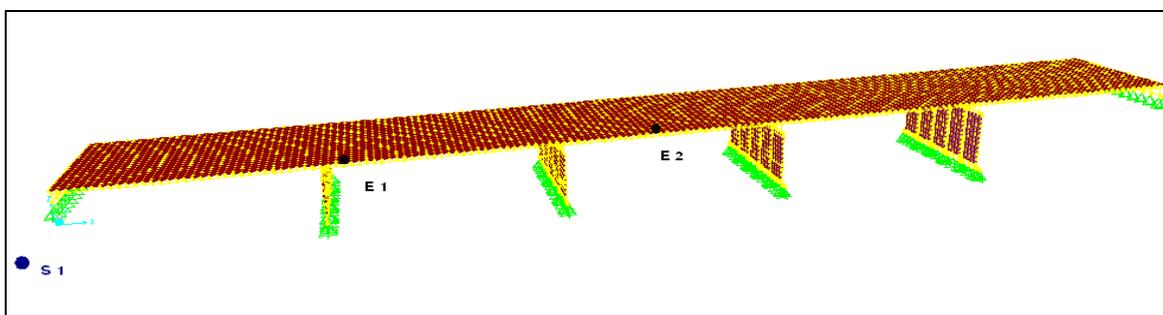
**Figura 11.** Ubicación de los sensores del arreglo uno del primer toma de datos. E 1 = Sensor serie 17 ubicado sobre rodamiento en la mitad del tercer tramo del puente.; S 1 = Sensor serie 18 ubicado justo debajo del E1 sobre la superficie del terreno en su estado natural.



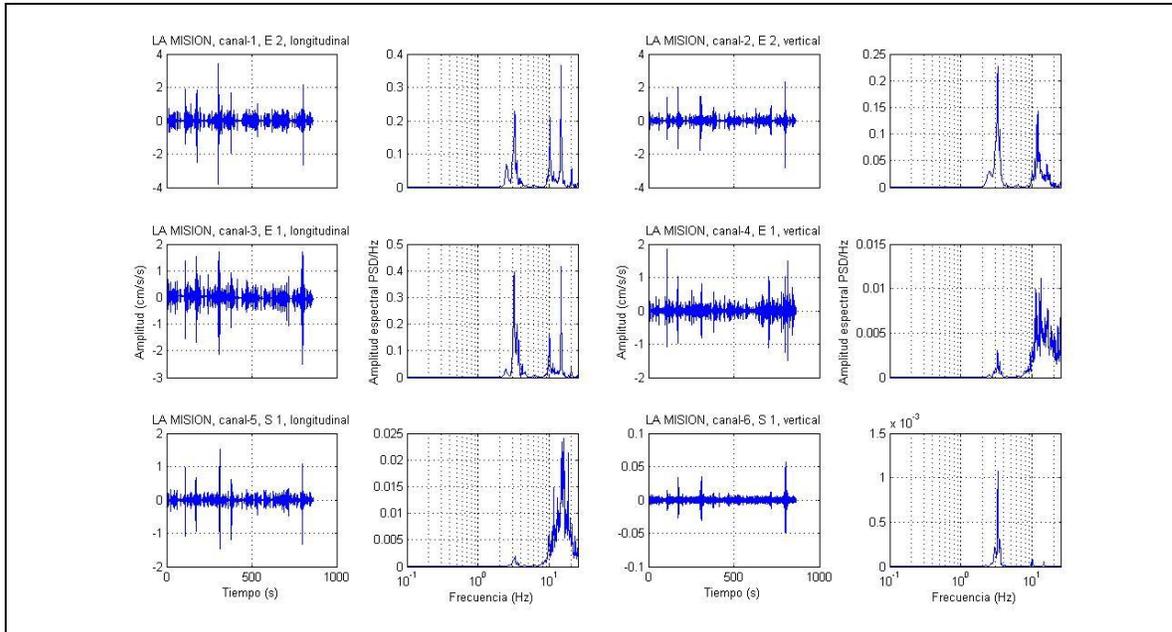
**Figura 12.** Series de tiempo de registros de vibración ambiental en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1 de la primera columna y de la tercera columna), transversal (renglón 2 de la primera columna y de la tercera columna), y vertical (renglón 3 de la primera columna y de la tercera columna)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD) están en la segunda y en la cuarta columna. Corresponden a los sensores ubicados sobre el rodamiento del puente (primera columna y segunda columna) y al sensor ubicado sobre la superficie del terreno, en campo libre, (tercera columna y cuarta columna).

En la Figura 12, la segunda y cuarta columnas corresponden a los PSD's de E1, y S1, respectivamente. En las mismas, se observan dos pico espectrales (a 3 y 10 Hz) tanto para las componentes horizontales como para la componente vertical, excepto para la componente vertical de S1, en la que se observa solo un pico espectral significativo a 10 Hz.

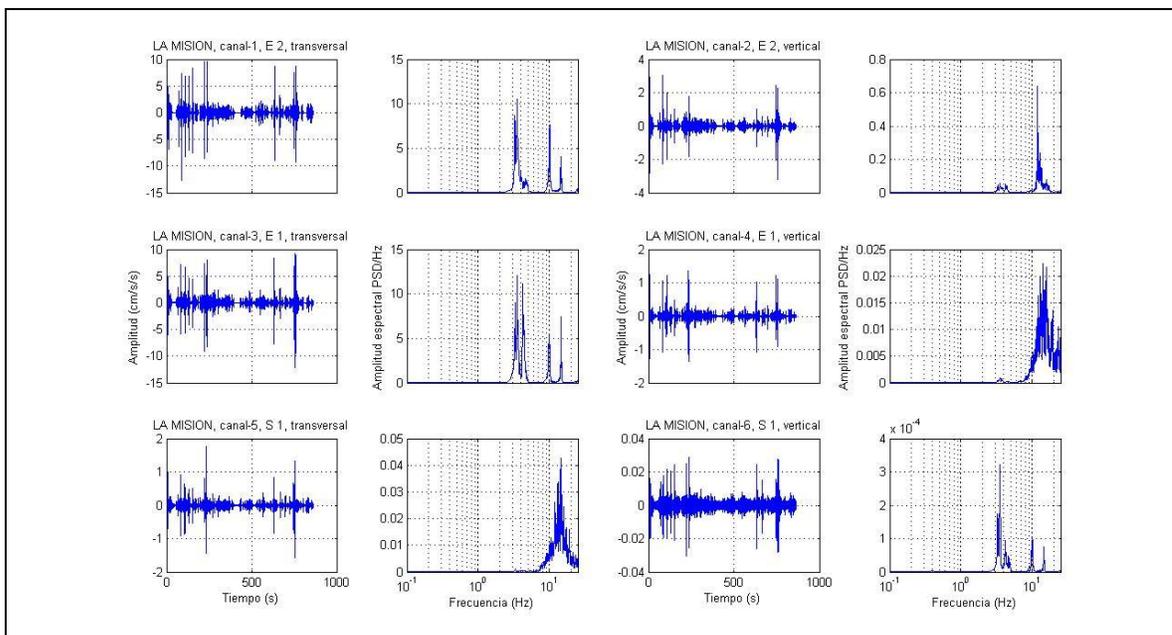
En la Figura 13 se muestra la ubicación de los sensores correspondientes al segundo arreglo de la primera toma de datos. Por su parte, tanto las series de tiempo como los espectros de potencia de densidad espectral (PSD) correspondientes a las parejas longitudinal-vertical y transversal-vertical de cada sitio de registro se muestran en las Figuras 14 y 15, respectivamente.



**Figura 13.** Ubicación de los sensores del arreglo dos de la primera toma de datos. E 1 = Sensor serie 15 ubicado sobre rodamiento donde comienza del segundo tramo del puente.; E 2 = Sensor serie 17 ubicado sobre rodamiento en la mitad del tercer tramo del puente.; S 1 = Sensor serie 16 ubicado sobre la superficie del terreno compactado artificialmente



**Figura 14.** Series de tiempo de registros de vibración ambiental en dos direcciones ortogonales “longitudinal (columna 1), y vertical (columna 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD) del arreglo dos de la primera toma. Corresponden a los sensores ubicados en el sitio E2 (primer renglón), E1 (segundo renglón), y S1 (tercer renglón).

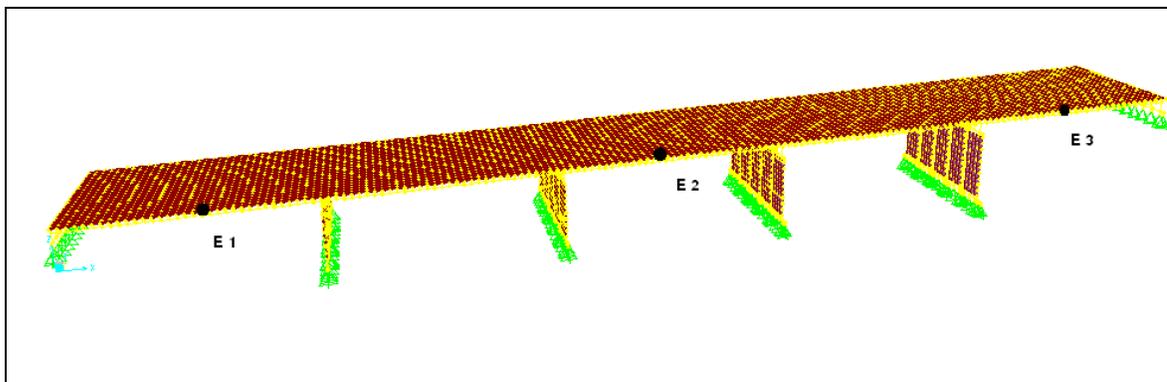


**Figura 15.** Series de tiempo de registros de vibración ambiental en dos direcciones ortogonales “transversal (columna 1), y vertical (columna 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD) del arreglo dos de la primera toma de datos. Corresponden a los sensores ubicados sobre el rodamiento del puente (primer y segundo renglón) y al sensor ubicado sobre la superficie del terreno, en campo libre, (tercer renglón).

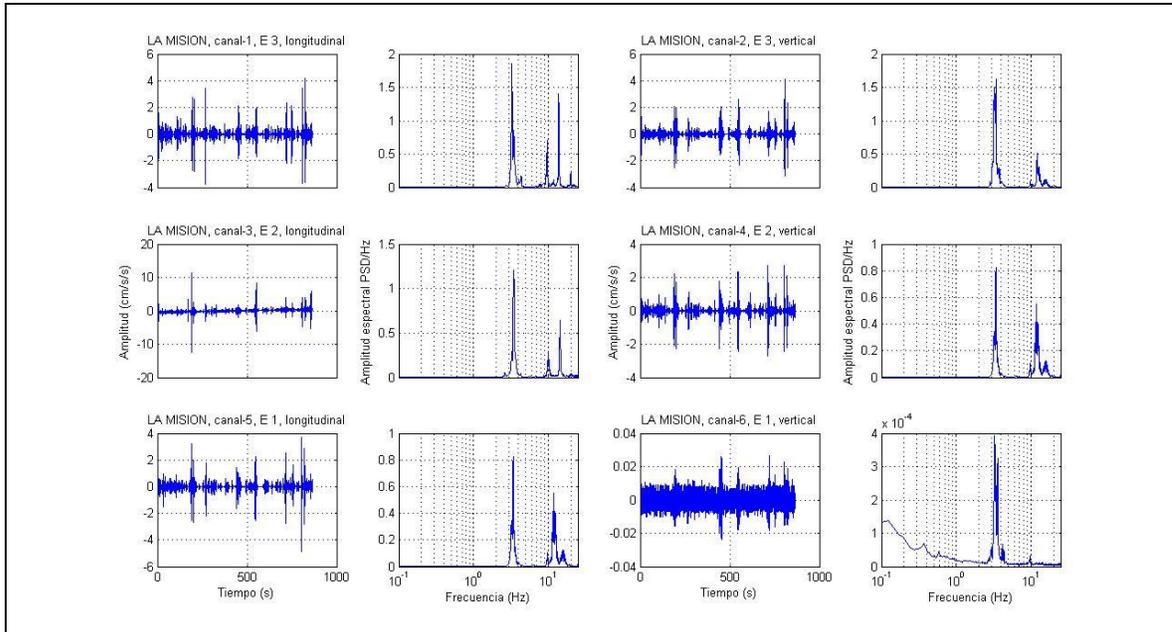
En la segunda y cuarta columna de las Figuras 14 y 15, se muestran los PSD's de E1, E2, y S1. Se puede apreciar que los espectros son similares entre sí, es decir entre las componentes transversales (tres máximos espectrales a 3.5, 10, y 15 Hz) y las componentes verticales (un máximo espectral significativo entre 10 y 20 Hz). Los PSD's de S1 (zona compactada artificialmente) se observa que para la componente transversal un solo máximo a 15 Hz, mientras que para la componente vertical se tienen tres picos espectrales a 3.5, 5 y 10 Hz, siendo el mayor el de 3 Hz.

### Segunda toma de datos.

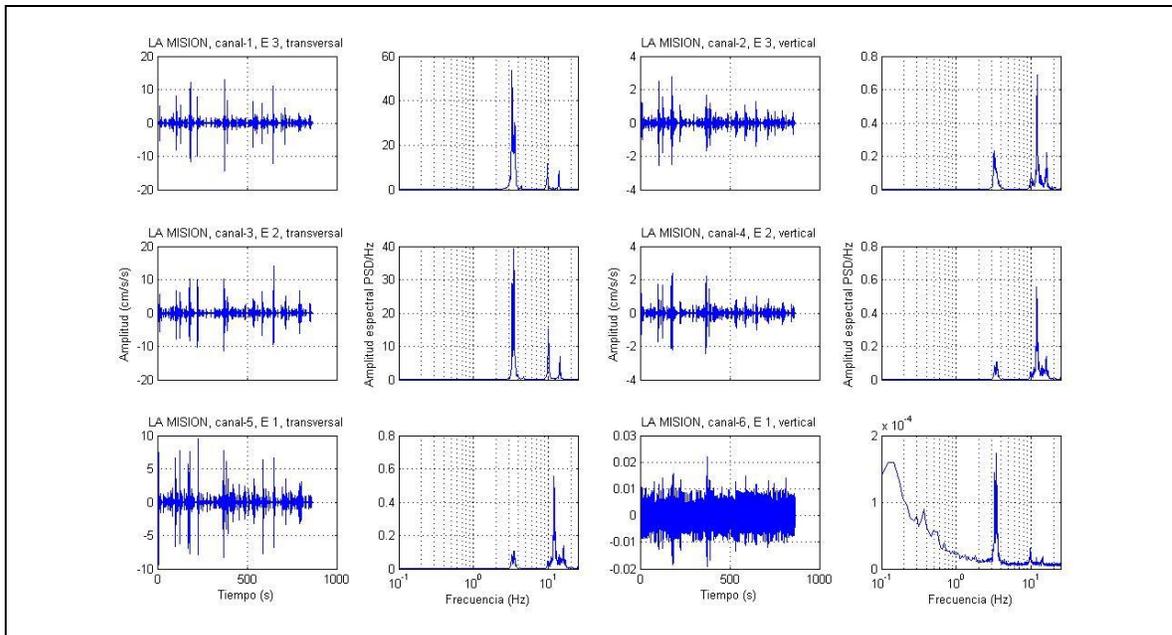
La Figura 16 muestra la ubicación de los sensores (E1, E2, y E3) del primer arreglo (primer, tercera y quinta losa del puente) de la segunda toma de datos. Por su parte, tanto las series de tiempo como los espectros de potencia de densidad espectral (PSD) correspondientes a las parejas longitudinal-vertical y transversal-vertical de cada sitio de registro se muestran en las Figuras 17, 18 y 19, respectivamente.



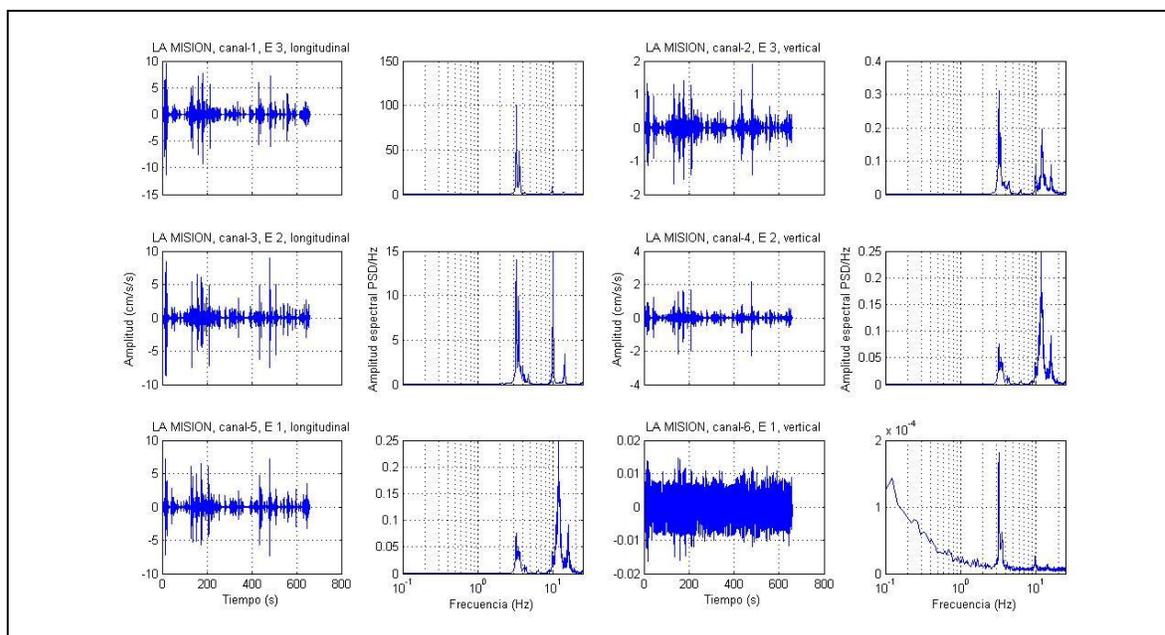
**Figura 16.** Ubicación de los sensores del arreglo uno de la segunda toma de datos. E 1 = Sensor serie 16 ubicado sobre rodamiento en la mitad del primer tramo del puente.; E 2 = Sensor serie 17 ubicado sobre rodamiento en la mitad del tercer tramo del puente.; E 3 = Sensor serie 15 ubicado sobre rodamiento en la mitad del quinto tramo del puente.



**Figura 17.** Series de tiempo de registros de vibración ambiental en dos direcciones ortogonales “longitudinal (columna 1), y vertical (columna 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD) del arreglo uno de la segunda toma. Corresponden a los sensores ubicados en el sitio E3 (primer renglón), E2 (segundo renglón), y E1 (tercer renglón).



**Figura 18.** Series de tiempo de registros de vibración ambiental en dos direcciones ortogonales “transversal (columna 1), y vertical (columna 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD) del arreglo uno de la segunda toma de datos. Corresponden a los sensores ubicados en el sitio E3 (primer renglón), E2 (segundo renglón), y E1 (tercer renglón).

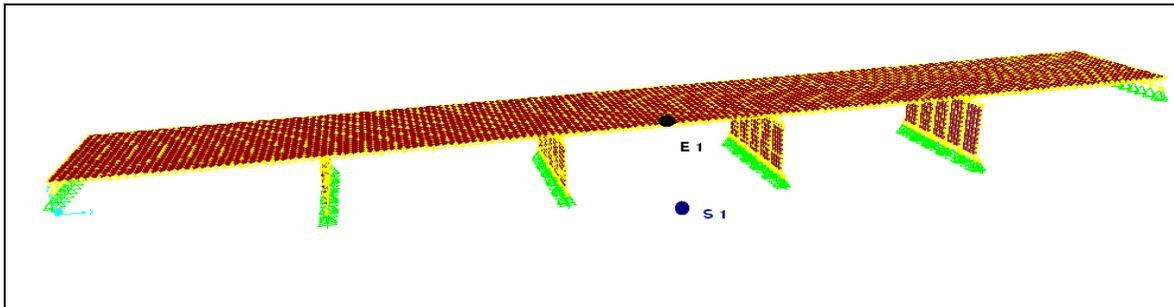


**Figura 19.** Series de tiempo de registros de vibración ambiental en dos direcciones ortogonales “longitudinal (columna 1), y vertical (columna 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD) del arreglo uno de la segunda toma. Corresponden a los sensores ubicados en el sitio E3 (primer renglón), E2 (segundo renglón), y E1 (tercer renglón).

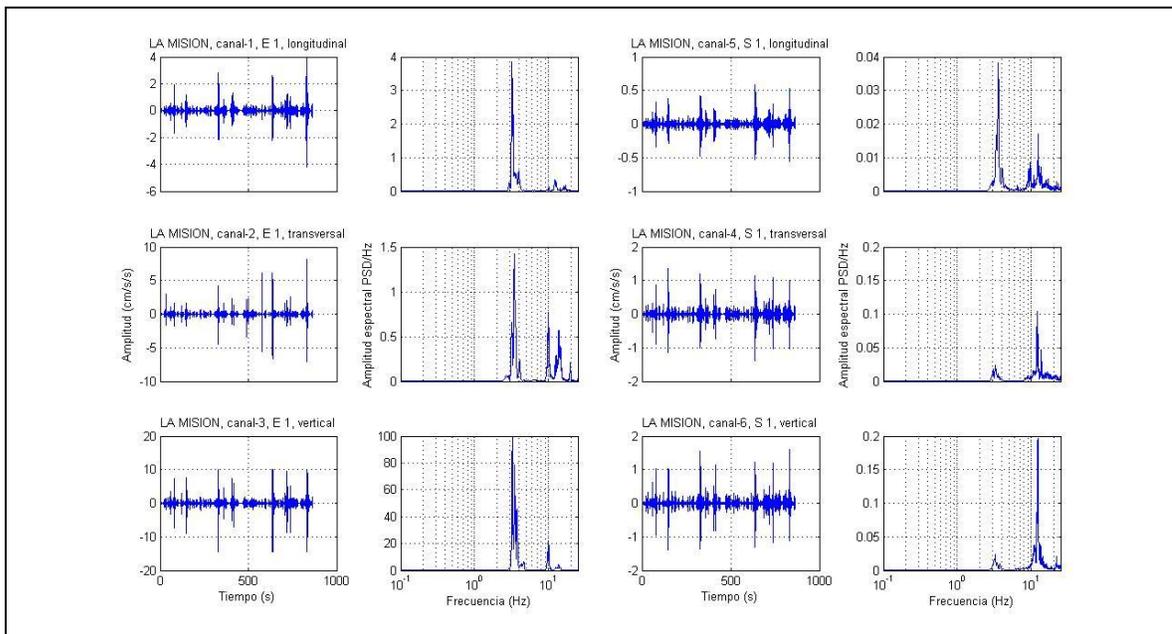
Los datos de la segunda toma de datos del arreglo uno de la Figura 17 y la Figura 19 fueron una verificación de los datos colectados.

En las Figuras 17, 18 y 19, se muestran tanto las series de tiempo como los PSD’s del primer arreglo (E1-E2-E3) de la segunda toma de datos. Las características espectrales (dos picos espectrales de amplitud significativa en los intervalos de 3 a 5 Hz, y de 9 a 20 Hz) que se observan para E3, E2, y E1 son bien similares entre las parejas transversal-vertical, longitudinal-vertical, excepto para la componente vertical de E1 cuyas característica en el dominio del tiempo y espectrales evidencian un comportamiento anómalo por lo que no fue utilizada.

En la Figura 20 se muestra la ubicación de los sensores del segundo arreglo (tercer losa del puente y campo libre) de la segunda toma de datos. Por su parte, tanto las series de tiempo como los espectros de potencia de densidad espectral (PSD) correspondientes a cada sitio de registro se muestran en la Figura 21.



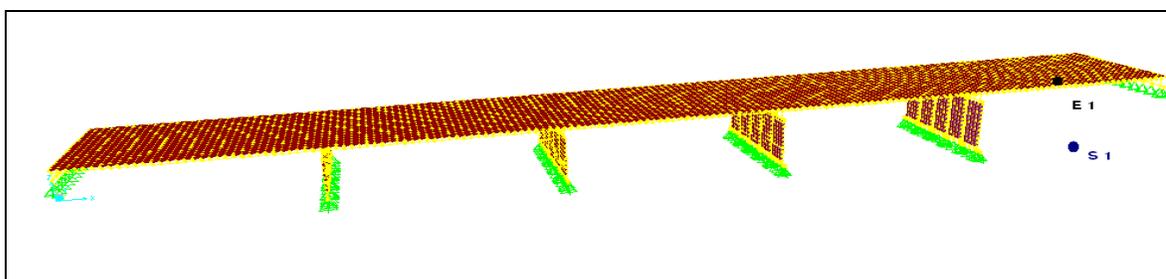
**Figura 20.** Ubicación de los sensores del arreglo dos de la segunda toma de datos. E 1 = Sensor serie 17 ubicado sobre rodapié en la mitad del tercer tramo del puente.; S 1 = Sensor serie 18 ubicado justo debajo del E1 sobre la superficie del terreno en su estado natural.



**Figura 21.** Series de tiempo de registros de vibración ambiental en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1), transversal (renglón 2), y vertical (renglón 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD). Corresponden a los sensores ubicados sobre el rodapié del puente (primera y segunda columna) y al sensor ubicado sobre la superficie del terreno, en campo libre, (tercera y cuarta columna).

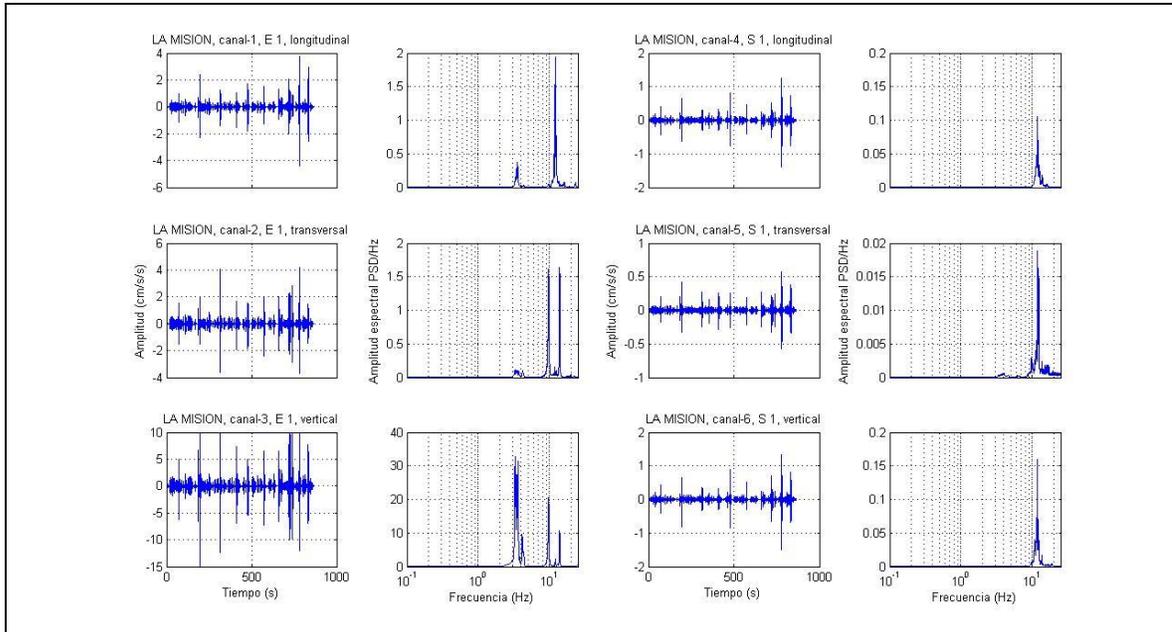
En la Figura 21 se muestran los PSD's de E1 y S1, mismos en que se observan, los picos espectrales de amplitud significativa se encuentran entre 3 y 5 Hz para todas las componentes, excepto para la componente transversal y vertical de S1, cuyos picos espectrales de amplitud significativa se encuentran cercanos a 10 Hz. Otra característica que sobresale es que para S1, tanto las amplitudes espectrales como de las series de tiempo son significativamente menores al compararlas con las de E1.

La Figura 22 muestra la ubicación de los sensores al tercer arreglo (quinta losa del puente y campo libre) de la segunda toma de datos. Por su parte, tanto las series de tiempo como los espectros de potencia de densidad espectral (PSD) correspondientes a cada sitio de registro se muestran en la Figura 23.



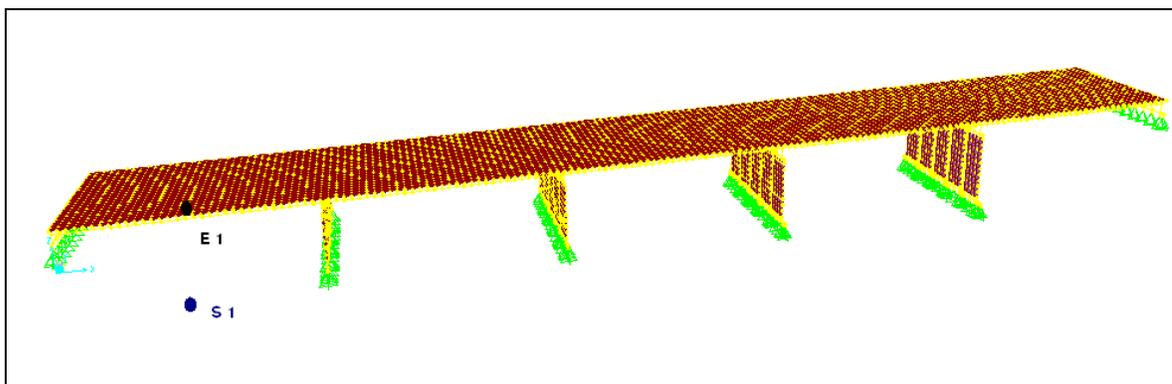
**Figura 22.** Ubicación de los sensores del arreglo tres de la segunda toma de datos. E 1 = Sensor serie 17 ubicado sobre rodamiento en la mitad del quinto tramo del puente.; S 1 = Sensor serie 18 ubicado justo debajo del E1 sobre la superficie del terreno en su estado natural.

En la Figura 23 se muestran los espectros PSD's de E1 y S1. En esta figura, se puede apreciar que para S1 existe solo un pico de amplitud espectral significativa en las tres componentes mutuamente ortogonales a la frecuencia de 10 Hz. Por su parte para E1 se observan dos picos espectrales, donde el de amplitud significativa se observa en el rango de frecuencias de 9 a 15 Hz para las componentes longitudinal y transversal, excepto para la componente vertical en que se observa a frecuencias de entre 3 y 5 Hz. De forma similar como en el caso antes discutido del arreglo dos de la segunda toma de datos, de nueva cuenta aquí, las amplitudes de S1 son significativamente menores a las observadas en E1.



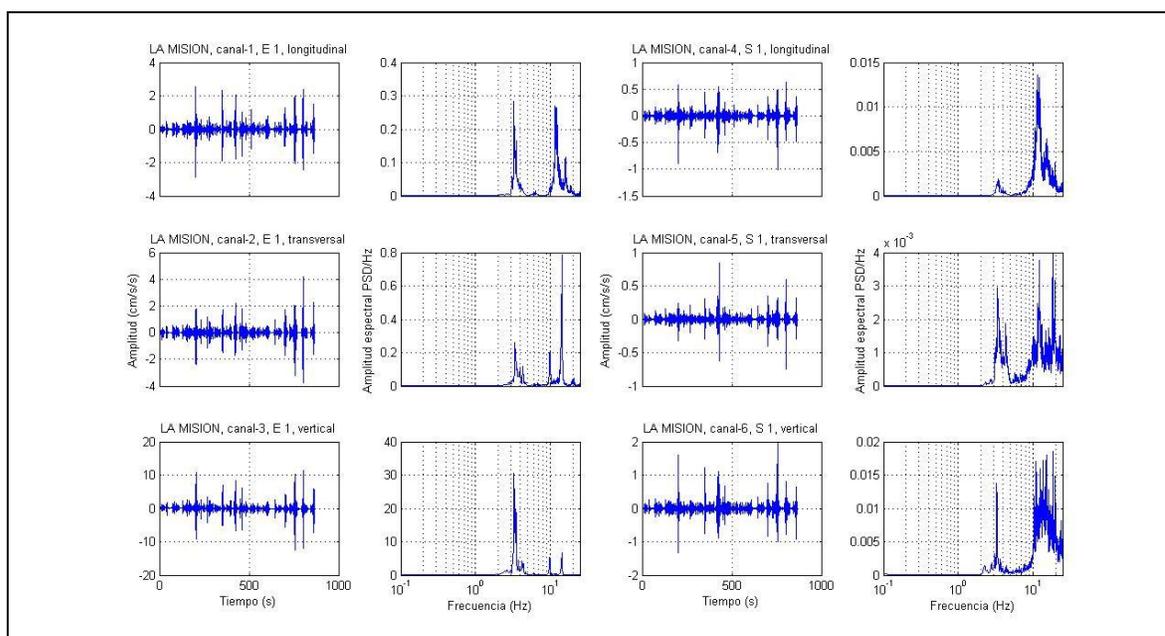
**Figura 23.** Series de tiempo de registros de vibración ambiental en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1), transversal (renglón 2), y vertical (renglón 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD). Corresponden a los sensores ubicados sobre el rodamiento del puente (primera y segunda columna) y al sensor ubicado sobre la superficie del terreno, en campo libre, (tercera y cuarta columna).

En la Figura 24 se muestra la ubicación de los sensores al tercer arreglo (primer losa del puente y campo libre en zona compactada artificialmente) de la segunda toma de datos. Por su parte, tanto las series de tiempo como los espectros de potencia de densidad espectral (PSD) correspondientes a cada sitio de registro se muestran en la Figura 25.



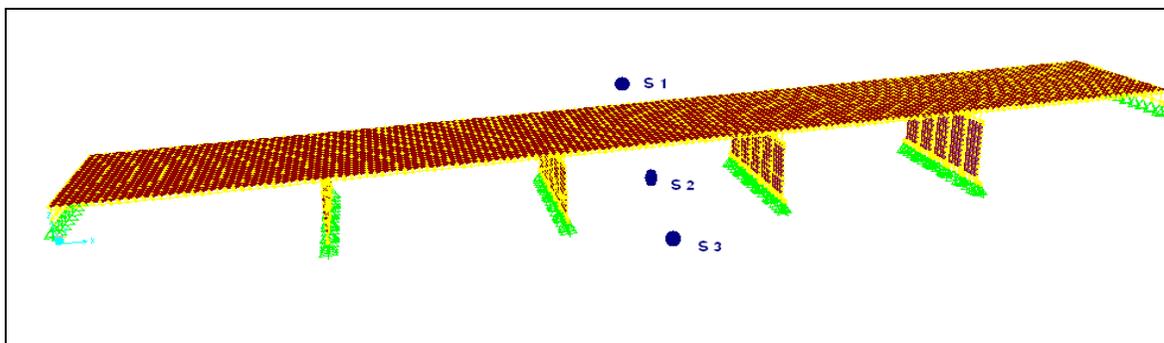
**Figura 24.** Ubicación de los sensores del arreglo cuatro de la segunda toma de datos. E 1 = Sensor serie 16 ubicado sobre rodamiento en la mitad del primer tramo del puente.; S 1 = Sensor serie 15 ubicado justo debajo del E1 sobre la superficie del terreno en su estado natural.

La Figura 25 muestra los PSD's de E1 y S1, misma en que se observa que las características espectrales significativas que S1 presenta están en el rango de 10 a 20 Hz, mientras que en el rango de 3 a 5 Hz estas, aunque se presentan, son de menor amplitud. Para E1, los picos de amplitud espectral significativos están en dos intervalos: i) 3 a 5 Hz, y ii) 10 a 15 Hz, a excepción de la componente vertical que solo exhibe el pico dominante de los 3 Hz.

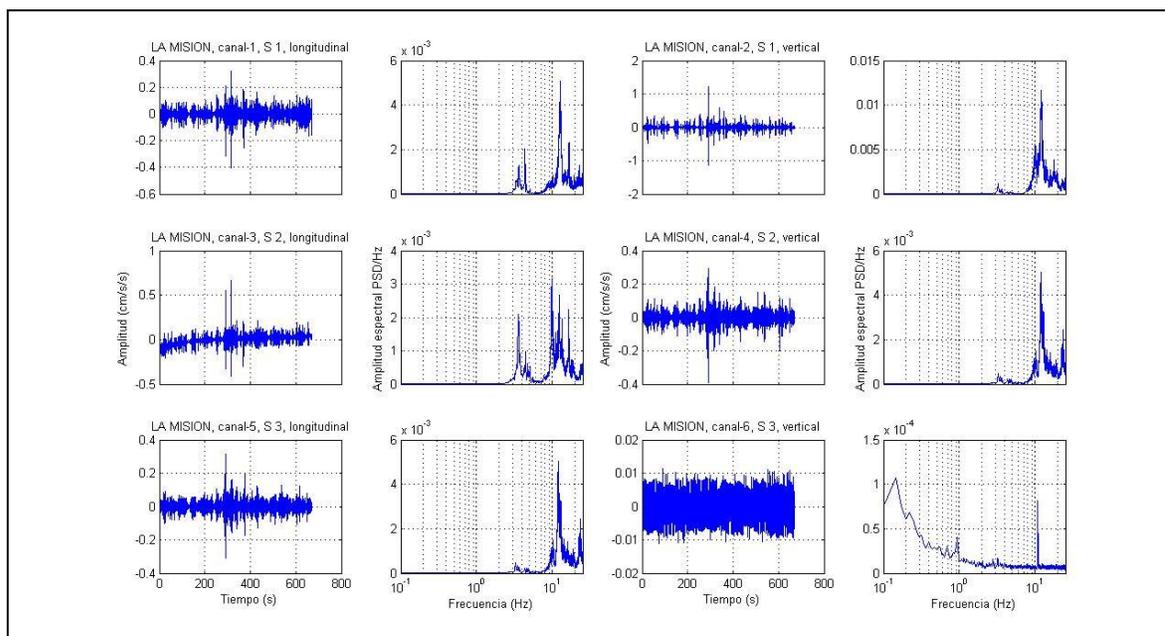


**Figura 25.** Series de tiempo de registros de vibración ambiental en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1), transversal (renglón 2), y vertical (renglón 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD). Corresponden a los sensores ubicados sobre el rodamiento del puente (primera y segunda columna) y al sensor ubicado sobre la superficie del terreno, en campo libre, (tercera y cuarta columna).

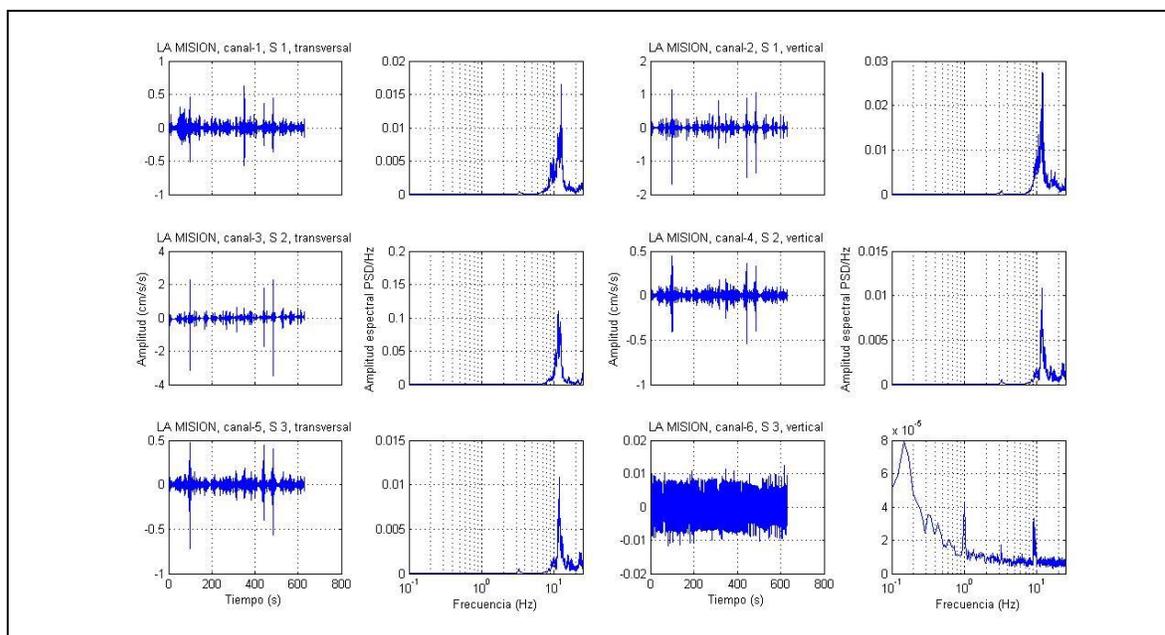
En la Figura 26 se muestra la ubicación de los sensores correspondientes al quinto arreglo de la segunda toma de datos. Por su parte, tanto las series de tiempo como los espectros de potencia de densidad espectral (PSD) correspondientes a cada sitio de registro se muestran en las Figuras 27 y 28.



**Figura 26.** Ubicación de los sensores del arreglo cinco de la segunda toma de datos. S 1 = Sensor serie 15 ubicado sobre la superficie del terreno en su estado natural hacia laguna.; S 2 = Sensor serie 18 ubicado sobre la superficie del terreno en su estado natural en la mitad entre S 1 con S 3.; S 3 = Sensor serie 17 ubicado sobre la superficie del terreno en su estado natural hacia mar.



**Figura 27.** Series de tiempo de registros de vibración ambiental en dos direcciones ortogonales “longitudinal (columna 1), y vertical (columna 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD) del arreglo cinco de la segunda toma. Corresponden a los sensores ubicados en el sitio S1 (primer renglón), S2 (segundo renglón), y S3 (tercer renglón).



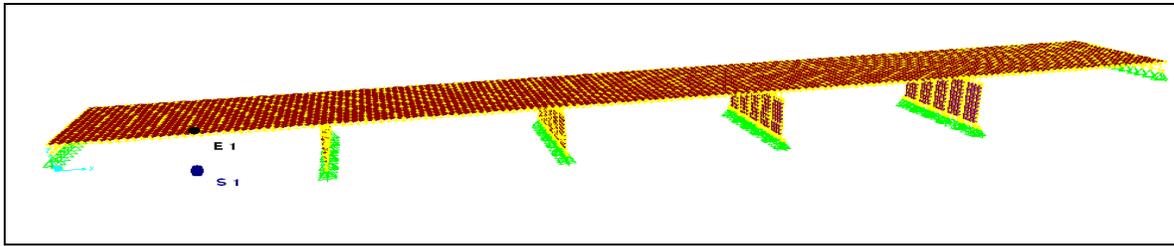
**Figura 28.** Series de tiempo de registros de vibración ambiental en dos direcciones ortogonales “transversal (columna 1), y vertical (columna 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD) del arreglo cinco de la segunda toma. Corresponden a los sensores ubicados en el sitio S1 (primer renglón), S2 (segundo renglón), y S3 (tercer renglón).

En la Figura 27 se muestran los PSD’s de S1, S2 y S3. En estos, se observa que para la componente longitudinal de S1, y S2, hay dos porciones en los espectros que muestran concentración de energía a: (i) el primero entre 3 a 6 Hz, y (ii) el segundo entre 10 a 20 Hz. Para estos mismos casos pero en la componente vertical de S1, y S2 la concentración significativa de la energía espectral se observa solo entre 10 a 20 Hz. Dado que la componente vertical del sitio S3 se saturó, este y su pareja correspondiente no fueron utilizados.

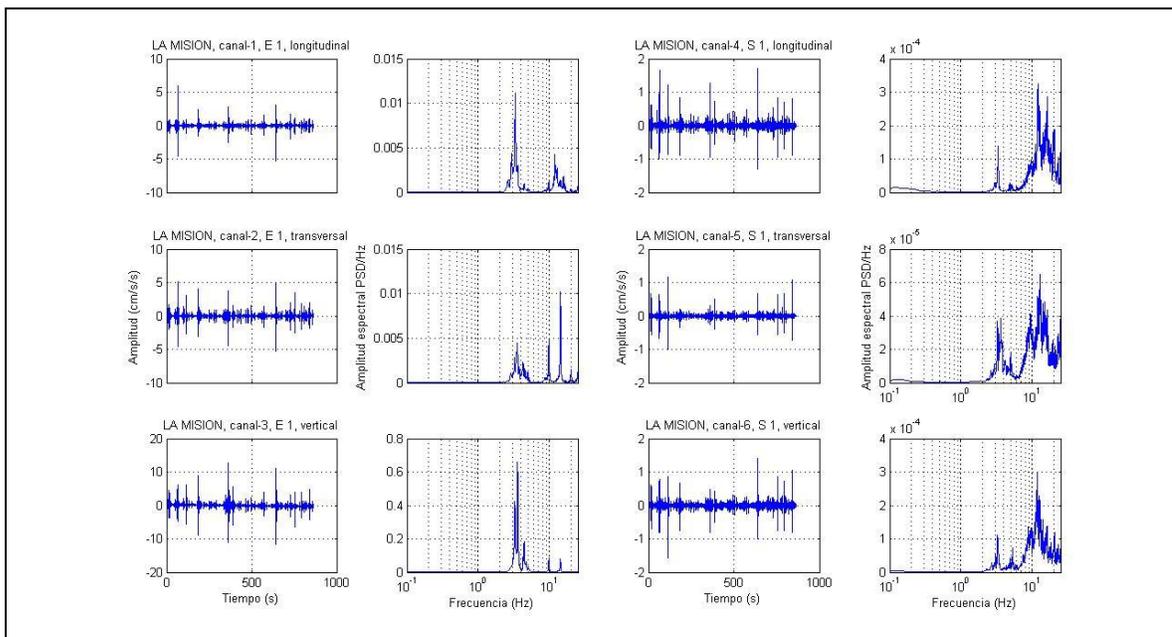
Por su parte, la Figura 28 corresponde a los PSD’s de S1, S2 y S3. Se observa que para la componente transversal y vertical (S1, S2, y S3) hay un solo pico de amplitud espectral que es significativo, y está en el intervalo de 8 a 14 Hz. Dado que la componente vertical del sitio S3 se saturó, este y su pareja correspondiente no fueron utilizados.

### Tercera toma de datos.

En la Figura 29 se muestra la ubicación de los sensores correspondientes al primer arreglo de la tercera toma de datos. Las series de tiempo, así como los espectros de potencia de densidad espectral (PSD) correspondientes a cada sitio de registro se muestran en la Figura 30.



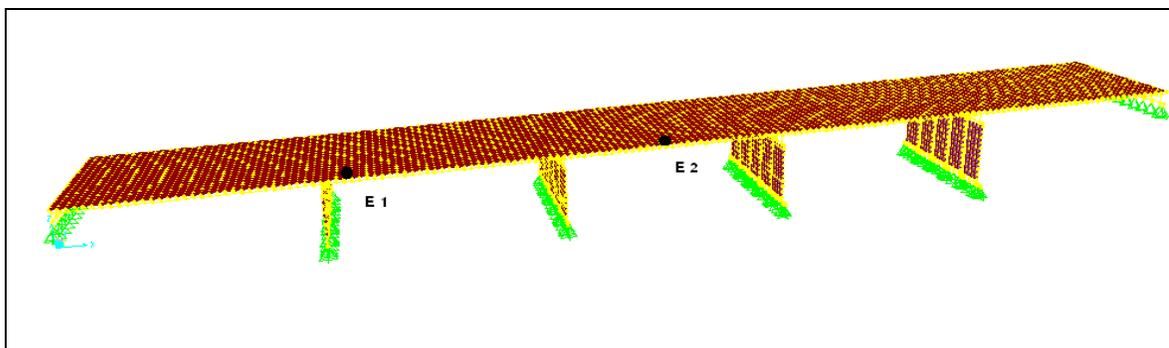
**Figura 29.** Ubicación de los sensores del arreglo uno de la tercera toma de datos. E 1 = Sensor serie 16 ubicado sobre rodamiento en la mitad del primer tramo del puente.; S 1 = Sensor serie 15 ubicado debajo del E 1 sobre la superficie del terreno en su estado natural.



**Figura 30.** Series de tiempo de registros de vibración ambiental en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1), transversal (renglón 2), y vertical (renglón 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD). Corresponden a los sensores ubicados sobre el rodamiento del puente (primera y segunda columna) y al sensor ubicado sobre la superficie del terreno, en campo libre, (tercera y cuarta columna).

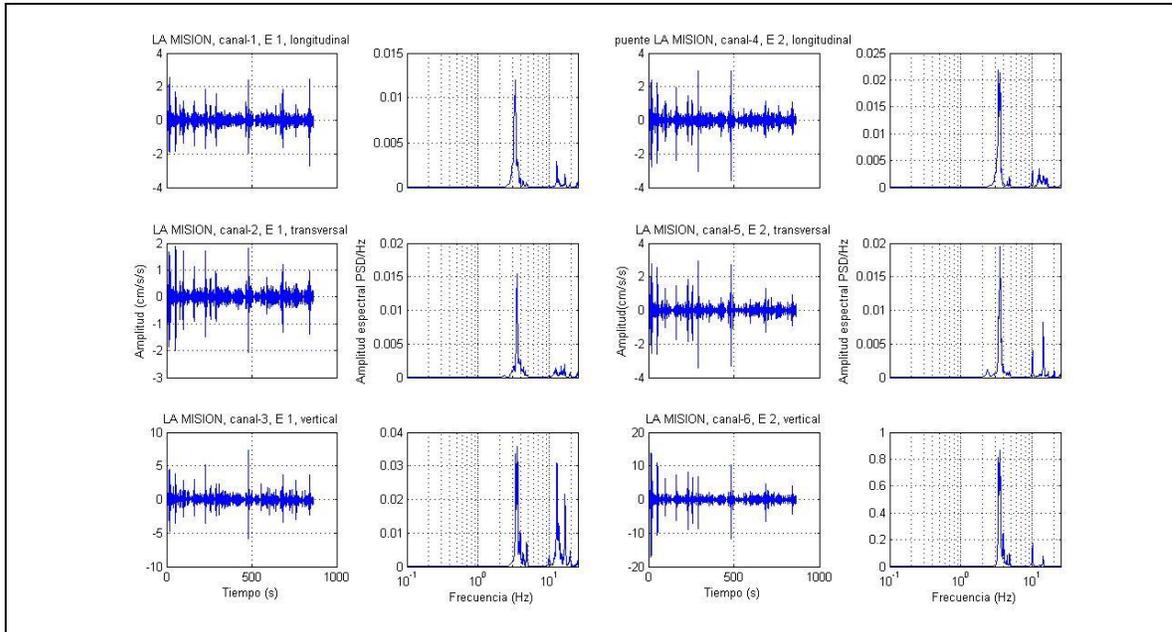
En la Figura 30 se muestran los PSD's de E1 y S1. Se observa en esta figura que hay dos picos de amplitud espectral que son significativos, a decir en el intervalos de 3 a 5 Hz, y en el intervalo de 9 a 15 Hz. De entre los que corresponden a S1, el nivel de amplitud espectral es mayor el ubicado en el rango de frecuencias de 9 a 15 Hz, mientras que para E1 es mayor el ubicado en el rango de 3 a 5 Hz, a excepción de la componente vertical.

La Figura 31 muestra la ubicación de los sensores correspondientes al segundo arreglo de la tercera toma de datos. Las series de tiempo como los espectros de potencia de densidad espectral (PSD) correspondientes a cada sitio de registro se muestran en la Figura 32.



**Figura 31.** Ubicación de los sensores del arreglo dos de la tercera toma de datos. E 1 = Sensor serie 15 ubicado sobre rodamiento en donde comienza del segundo tramo del puente.; E 2 = Sensor serie 16 ubicado sobre rodamiento en la mitad del tercer tramo del puente.

La Figura 32 muestra el caso de los PSD's de E1 y E2. En este caso, se observa en los espectros PSD's claramente dos picos de amplitud espectral significativa, a decir: i) uno en el rango de 3 a 5 Hz, y ii) el otro entre 10 y 15 Hz. Entre todos ellos el que exhibe mayor amplitud es el ubicado entre 3 a 5 Hz, excepto para la componente vertical de E1, en el que el ubicado entre 9 y 15 Hz es comparable en amplitud al ubicado entre 3 a 5 Hz.



**Figura 32.** Series de tiempo de registros de vibración ambiental en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1), transversal (renglón 3), y vertical (renglón 5)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD). Corresponden a los sensores ubicados sobre el rodamiento en donde comienza el segundo tramo del puente (primera y segunda columna) y al sensor ubicado sobre el rodamiento en la mitad del tercer tramo del puente, (tercera y cuarta columna).

## Capítulo V

---

### Resultados

---

#### V.1.- Resultado teóricos de las frecuencias de vibración del puente

Para el análisis teórico del comportamiento estructural del puente, construimos un modelo tridimensional, en el programa de análisis estructural estático y dinámico denominado SAP 2000, V. 12, que considera las propiedades mecánicas y geométricas así como las dimensiones de los elementos estructurales que conforman el puente.

La obtención de resultados modales de la Tabla IV fue dada por medio del análisis de eigenvectores que hace este programa de análisis y diseño estructural SAP 2000, V. 12.

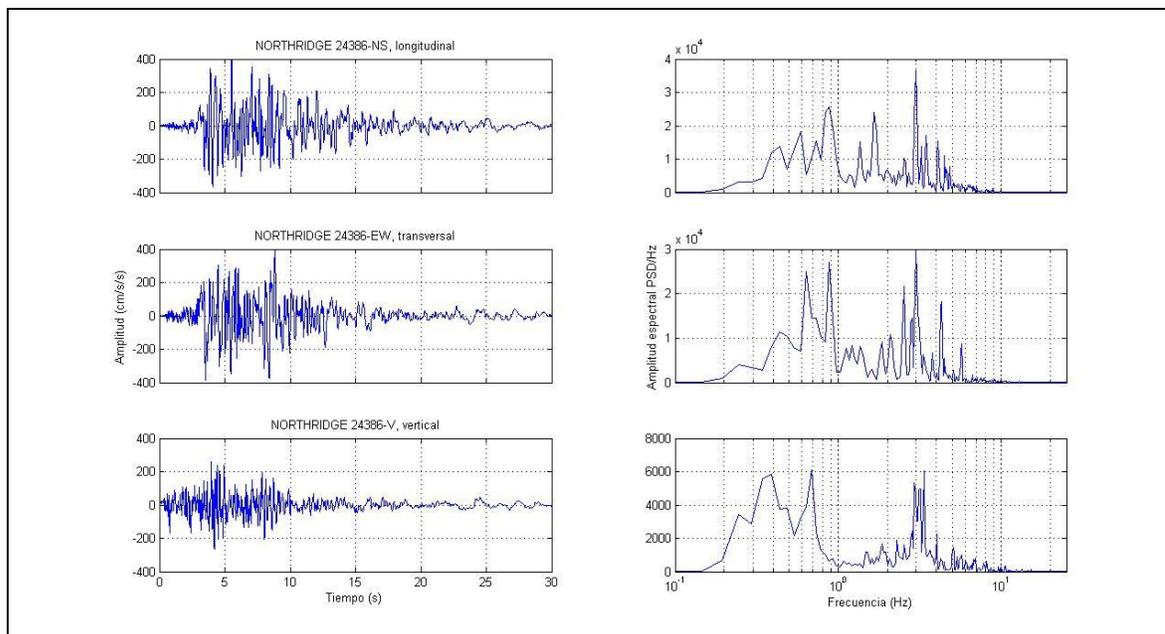
**Tabla IV.** Resultados modales de estudio

Modal	Periodo (seg)	Frecuencia (Hz)	Eigenvalor ( $\text{rad}^2/\text{seg}^2$ )
1	0.35	2.80	309.53
	0.32*	3.10 *	381.73 *
2	0.29	3.41	459.29
	0.26 *	3.82 *	577.09 *
3	0.27	3.62	518.33
	0.24 *	4.02 *	638.11 *

\* Con la contribución del acero.

Una vez construido el modelo virtual, se realizó una investigación de registros de sismos registrados en otros sitios con suelos similares a nuestra zona de estudio donde está desplantado el puente. Lo anterior se realizó para proceder a generar un escenario de la respuesta de la estructura ante la ocurrencia de un evento sísmico que generase movimientos fuertes en el terreno. Se identificó un registro del temblor de *Northridge*

1994 registrado en la estación identificada con el numero 24386. El acelerograma de dicho evento se muestra en la Figura 33.



**Figura 33.** Series de tiempo del registro del temblor de *Northridge* 1994 registrado en la estación identificada con el numero 24386 en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1), transversal (renglón 2), y vertical (renglón 3)” y sus respectivos espectros de potencia (PSD).

Con el modelo virtual construido y con los acelerogramas del sismo de *Northridge* en formato digital, se le hizo incidir al modelo una excitación sísmica virtual en sus tres componentes (N-S, E-W y Vertical) simultáneamente. Con esto se determinaron los desplazamientos y aceleraciones máximas provocadas en los nodos del puente, y en específico los pseudo espectros de aceleración (PSA) al 0% de la respuesta de la estructura. Las Tablas V y VI se muestran los resultados obtenidos.

Tabla V. Resultados de los nodos estudiados

Nodo	Modo	Desplazamiento (mm)			Velocidad (mm/seg)			Aceleración (mm/seg <sup>2</sup> )		
		L	T	V	L	T	V	L	T	V
5991	1	3.001	-0.039	-6.604	52.82	-0.7	-116.19	-929.24	12.25	2044.17
		3.141 *	-0.031 *	6.239 *	61.38 *	-0.62 *	-121.91 *	-1199.27 *	12.13 *	2381.89 *
	2	-0.755	0.049	5.210	-16.2	1.07	111.67	347.21	-22.91	-2393.1
		0.771 *	-0.049 *	-5.228 *	18.54 *	-1.2 *	-125.59 *	-445.37 *	28.81 *	3017.02 *
3	-0.263	-0.290	4.866	-6	-6.62	110.8	136.62	150.65	-2522.49	
	0.274 *	0.317 *	-5.057 *	6.94 *	8.02 *	-127.76	-175.36 *	-202.55 *	3227.26 *	
Sismo	-86.931	-158.280	78.976	-801.8	-359.8	-1190.1	4120.16	22307.6	-23204.33	
	-131.139 *	-0.307 *	-38.258 *	-593.5 *	8.1 *	-961.2 *	9551.79 *	239.57 *	22232.81 *	
6635	1	2.839	0.027	0.119	49.96	0.49	2.1	-878.97	-8.54	-37.01
		3.0180 *	0.031 *	0.103 *	58.97 *	0.61 *	2.03 *	-1152.08 *	-11.85 *	-39.67 *
	2	-0.234	0.016	-0.532	-5.03	0.35	-11.4	107.7	-7.54	244.41
		0.237 *	-0.016 *	0.553 *	5.71 *	-0.4 *	13.29 *	-137.09 *	9.55 *	-319.16 *
3	0.316	0.014	-0.715	7.2	0.32	-16.3	-163.91	-7.36	371.12	
	-0.330 *	-0.009 *	0.768 *	-8.34 *	-0.24 *	19.42 *	210.74 *	6.09 *	-490.61 *	
Sismo	-86.701	-158.268	72.456	-815.1	-362.4	-151.1	8338.88	3982.01	-2614.87	
	-131.163 *	0.214 *	1.323 *	-600.5 *	-6.1 *	39.9 *	10181.2 *	-113.96 *	-866.09 *	
7329	1	3.050	0.003	0.123	53.67	0.052	2.17	-944.26	-0.93	-38.23
		3.274 *	0.002 *	0.044 *	63.98 *	0.046 *	0.88 *	-1250.1 *	-0.92 *	-17.18 *
	2	-0.540	0.074	8.197	-11.58	1.61	175.68	248.09	-34.44	-3764.99
		0.509 *	-0.073 *	-8.003 *	12.25 *	-1.76 *	-192.26 *	-294.23 *	42.35 *	4618.56 *
3	-0.438	-0.626	12.412	-9.98	-14.27	282.6	227.11	324.87	-6434.03	
	0.433 *	0.645 *	-12.253 *	10.94 *	16.31 *	-309.53 *	-276.34 *	-412.12 *	7818.95 *	
Sismo	-87.308	-158.275	73.974	-838.3	-369.8	-364.7	8912.46	4058.26	-9924.43	
	-132.713 *	-0.025 *	-2.056 *	-635 *	-1 *	98.5 *	11166.34 *	-19.85 *	-1657.7 *	
8653	1	2.595	0.044	7.371	45.66	0.79	129.7	-803.3	-13.83	-2281.8
		2.767 *	0.035 *	6.855 *	54.06 *	0.7 *	133.95 *	-1056.27 *	-13.6 *	-2617.09 *
	2	-0.054	0.045	4.330	-1.18	0.97	92.82	25.18	-20.69	-1989.12
		-0.002 *	-0.047 *	-4.585 *	-0.059 *	-1.14 *	-110.15 *	1.44 *	27.31 *	2645.99 *
3	-0.137	-0.436	7.051	-3.12	-9.95	160.55	71.01	226.44	-3655.28	
	0.133 *	0.466 *	-7.095 *	3.38 *	11.79 *	-179.23 *	-85.41 *	-297.75 *	4527.61 *	
Sismo	-86.148	-158.277	82.834	-770.78	-367.67	1185.3	-7967.53	-4014.57	25926.68	
	-130.480 *	0.328 *	41.147 *	-594.72 *	-8.56 *	1006.61 *	9153.38 *	-252.43 *	-23660.53 *	

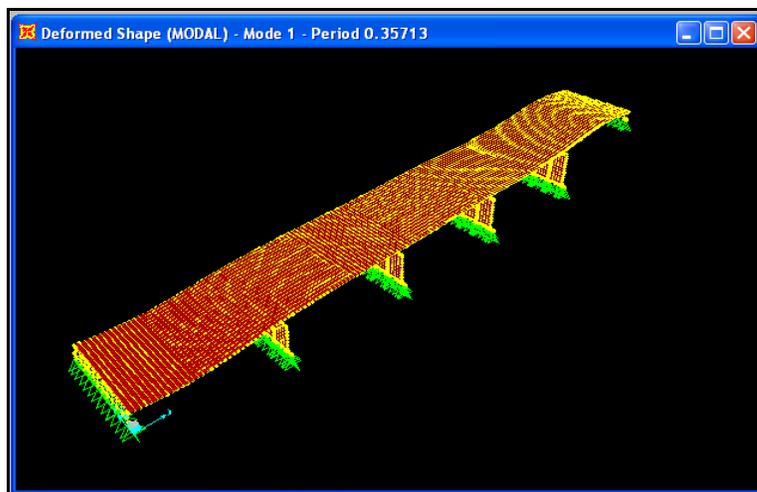
L: Longitudinal, T: Transversal, V: Vertical, \* denota con la contribución del acero

Tabla VI. El máximo desplazamiento del estudio

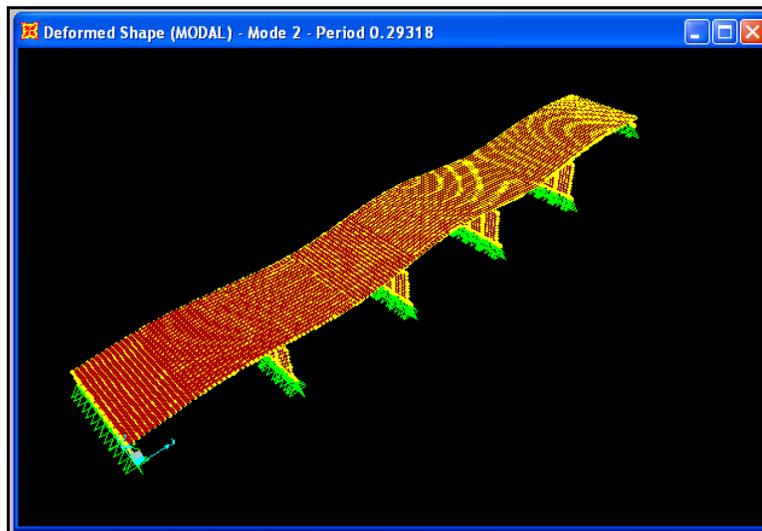
Modo	Nodo	Respecto sin la contribución del acero			Nodo	Respecto con la contribución del acero		
		Desplazamiento (mm)				Desplazamiento (mm)		
		L	T	V		L	T	V
1	1822	<b>3.718</b>	-0.003	0.021	2564	2.935	0.030	-1.087
		-0.159 *	-3.393 *	-0.306 *		<b>1.032 *</b>	5.643 *	-0.353 *
1	2210	2.801	<b>-0.068</b>	-0.360	10411	3.138	-0.022	-2.627
		-0.397 *	-0.944 *	-0.133 *		-0.164 *	<b>8.044 *</b>	0.273 *
1	8972	2.637	-0.000	<b>7.651</b>	1168	1.995	0.001	-0.005
		0.000 *	3.418 *	0.001 *		0.074 *	2.689 *	<b>0.826 *</b>
2	1677	<b>-1.767</b>	0.001	0.002	2441	-0.009	0.035	3.536
		0.329 *	0.091 *	-0.018 *		<b>1.794 *</b>	-1.577 *	-0.031 *
2	2362	-0.541	<b>-0.092</b>	8.217	9692	-0.173	-0.056	-6.875
		-1.350 *	-4.361 *	0.184 *		-0.009 *	<b>-8.183 *</b>	-0.308 *
2	7644	-0.546	-0.000	<b>8.358</b>	1036	0.749	0.000	0.004
		0.001 *	-4.361 *	-0.000 *		0.270 *	-2.099 *	<b>-0.744 *</b>
3	1246	<b>1.697</b>	-0.031	0.015	7650	0.000	-0.649	0.002
		3.484 *	0.019 *	-0.200 *		<b>6.339 *</b>	0.004 *	-1.215 *
3	10172	-0.048	<b>-1.651</b>	1.262	2603	-0.069	-0.464	8.117
		6.307 *	0.009 *	-1.225 *		2.397 *	<b>-0.284 *</b>	-0.501 *
3	2362	0.522	-0.600	<b>-14.755</b>	7644	0.000	-0.684	-0.002
		6.189 *	-0.044 *	-1.201 *		6.308 *	0.005 *	<b>-1.243 *</b>

L: Longitudinal, T: Transversal, V: Vertical, \* denota con la contribución del acero

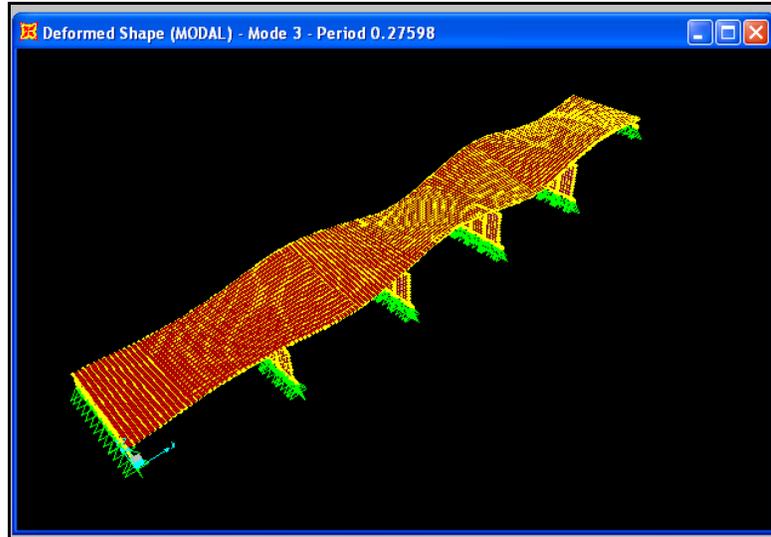
De la Figura 34 a la Figura 39, se muestran gráficamente la deformación, la frecuencia y el periodo estimado considerando con y sin la contribución del refuerzo (acero) para los tres primeros modos de vibración del sistema para vibraciones libres y sin amortiguamiento. En estas figuras, se aplico un factor de exageración igual a 200, a los valores de deformación para facilitar su apreciación grafica.



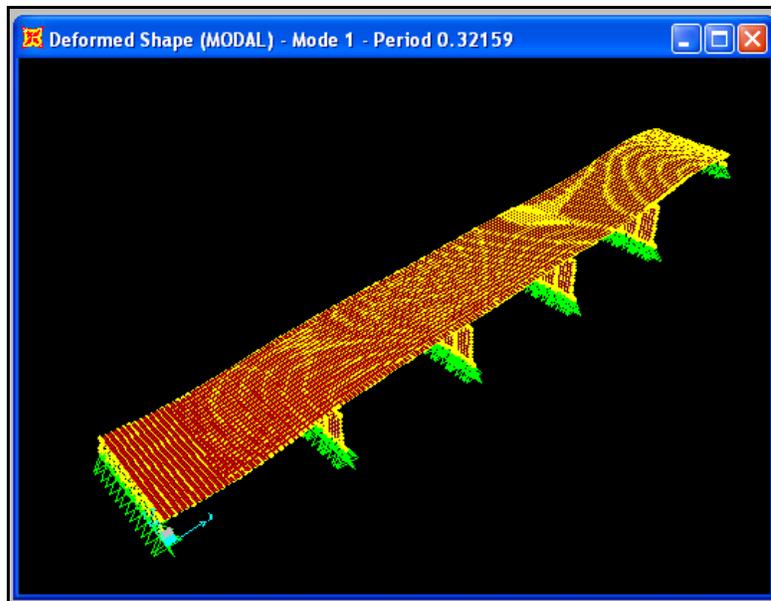
**Figura 34.** Primer modo: (Sin la contribución del acero)  
Frecuencia 2.80 Hz y período 0.35 segundos.



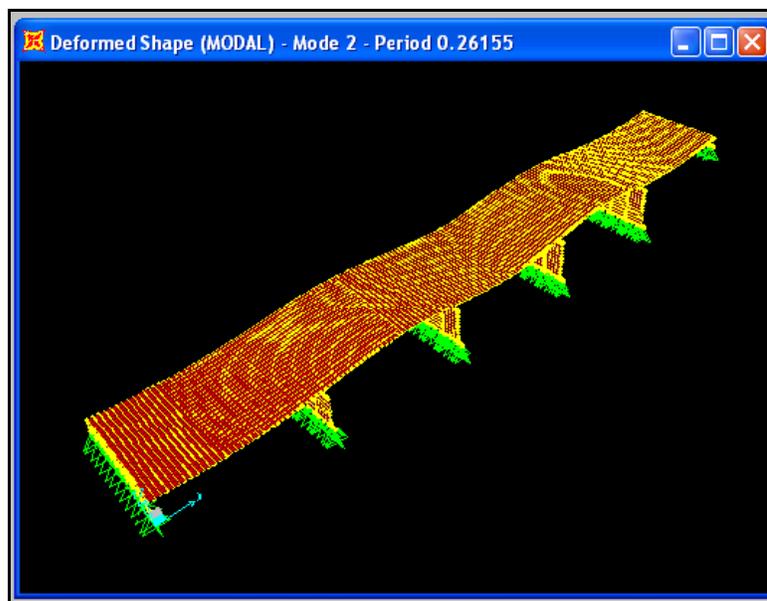
**Figura 35.** Segundo modo: (Sin la contribución del acero)  
Frecuencia 3.41 Hz y período 0.29 segundos.



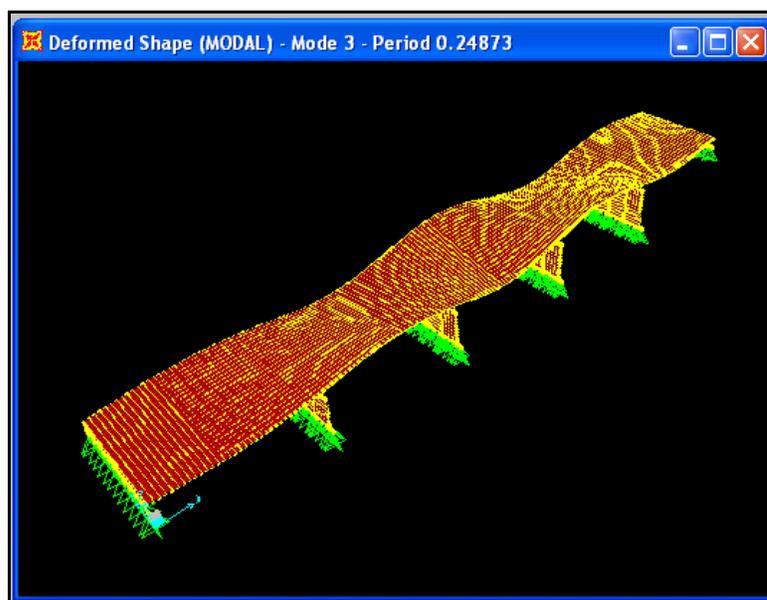
**Figura 36.** Tercer modo: (Sin la contribución del acero)  
Frecuencia 3.62 Hz y período 0.27 segundos.



**Figura 37.** Primer modo: (Con la contribución del acero)  
Frecuencia 3.11 Hz y período 0.32 segundos.



**Figura 38.** Segundo modo: (Con la contribución del acero)  
Frecuencia 3.82 Hz y período 0.26 segundos.

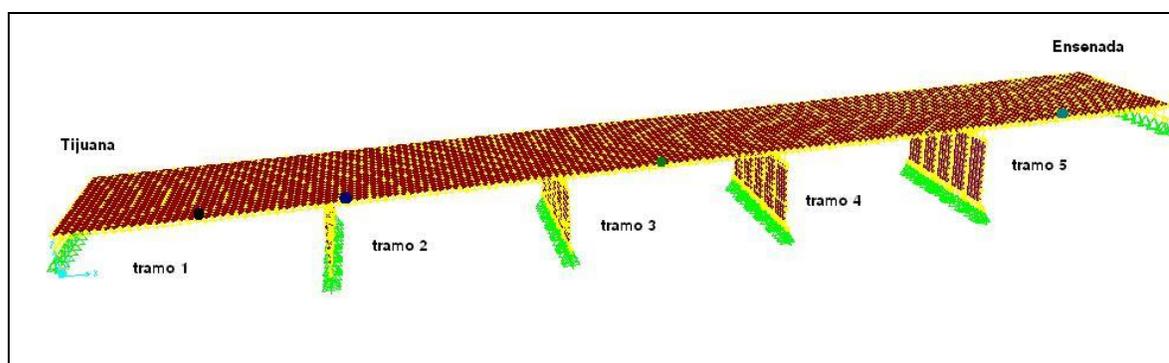


**Figura 39.** Tercer modo: (Con la contribución del acero)  
Frecuencia 4.02 Hz y período 0.25 segundos.

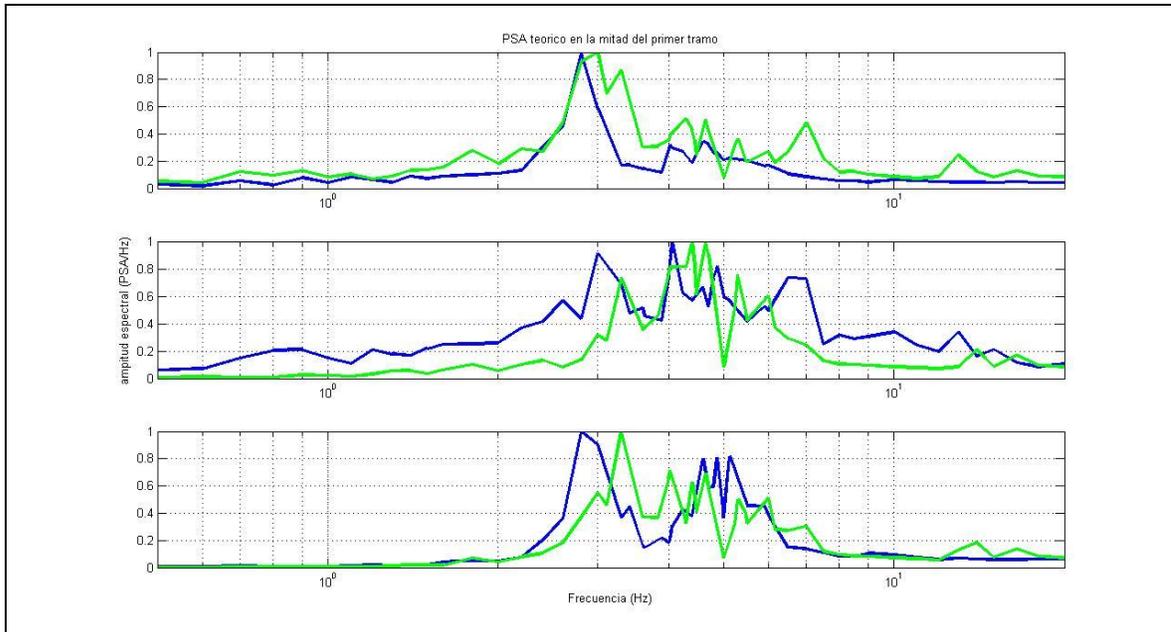
Posteriormente a la estimación de las frecuencias (o periodos) de vibración para las tres primeras formas modales, se estimaron los pseudo-espectros de aceleración (PSA) al 0% de amortiguamiento (del modelo) considerando con y sin la contribución del acero,

correspondientes a las ubicaciones donde se realizaron las mediciones experimentales. Los resultados de estas estimaciones se muestran de la figura 40 a la figura 44. El propósito de obtener dichas estimaciones en los nodos donde se realizaron las mediciones experimentales fue con fines de comparación entre los resultados teóricos y los resultados experimentales.

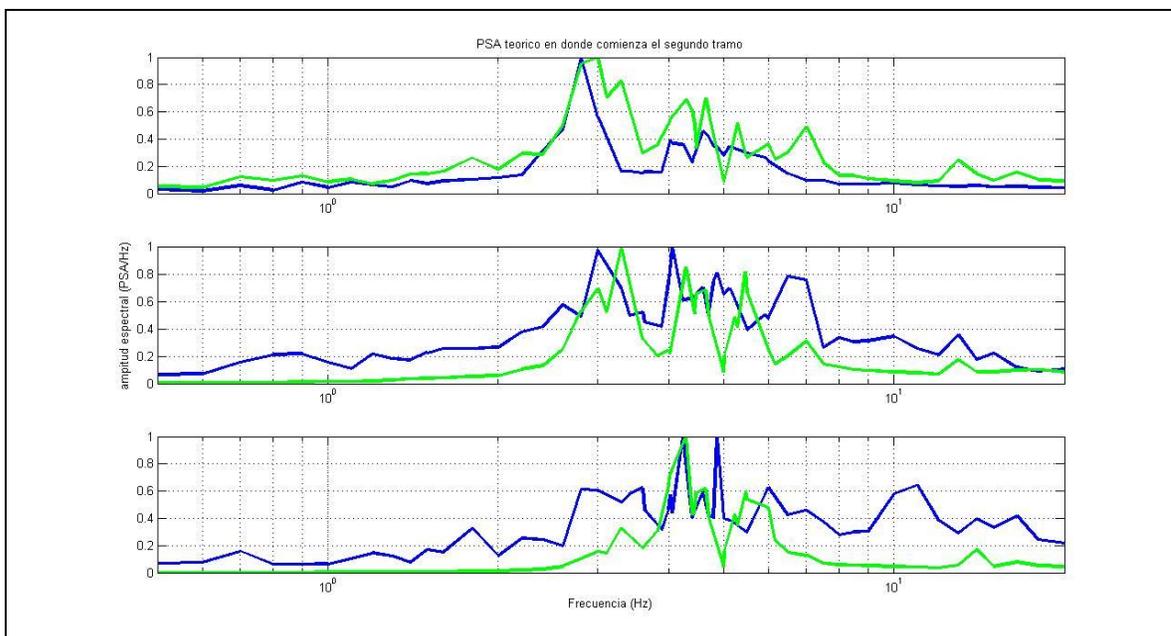
Se puede precisar del análisis de los resultados mostrados en dichas figuras, que la contribución del refuerzo (acero) en la estructura evidencia con toda claridad la rigidización de la estructura, misma que se refleja en un corrimiento de la frecuencia fundamental de vibración hacia frecuencias mayores, y por ende su correspondencia con desplazamientos menores.



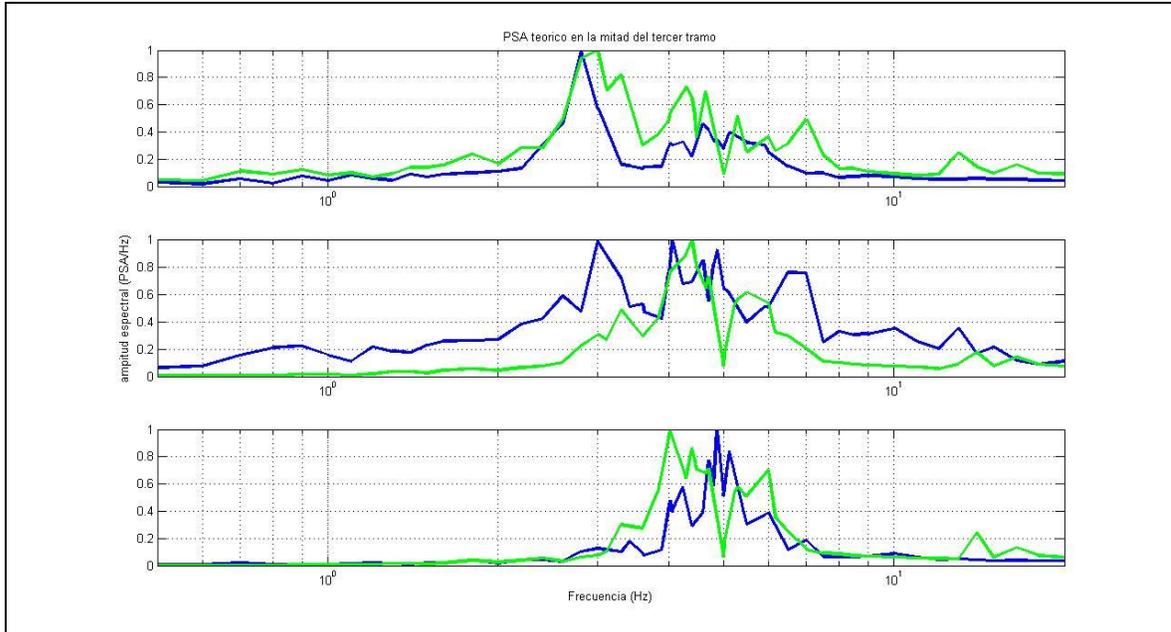
**Figura 40.** Ubicación de nodos estudiados de manera analítica. Los círculos indican la ubicación de los instrumentos para las mediciones experimentales de vibración ambiental.



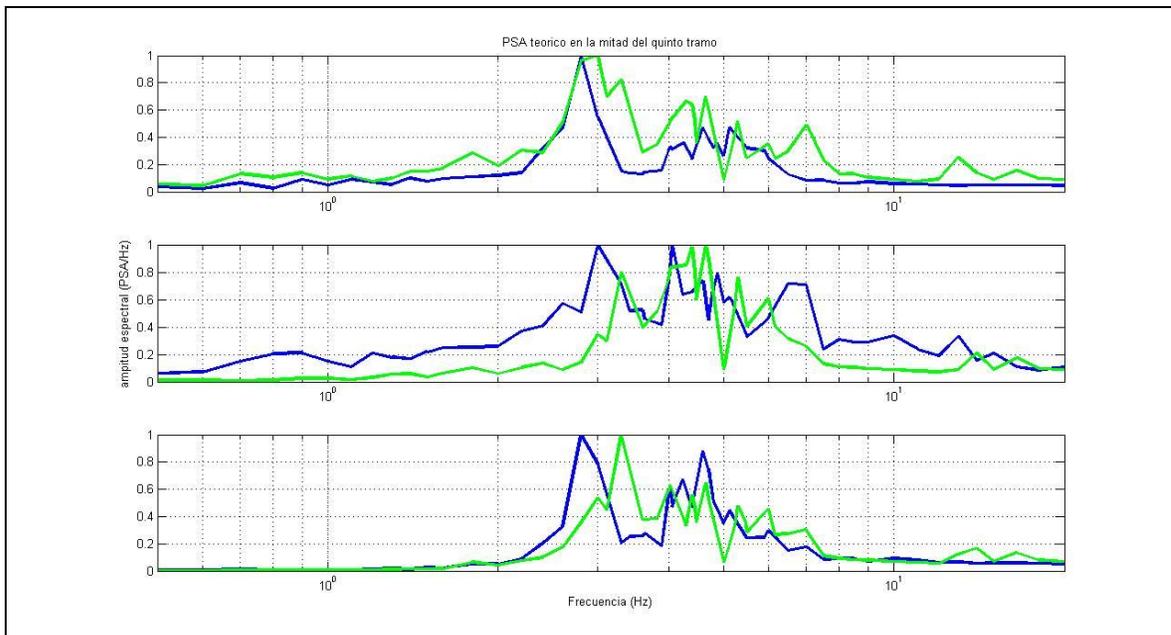
**Figura 41.** PSA normalizado en la mitad del primer tramo del puente en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1), transversal (renglón 2) y vertical (renglón 3)”. Línea azul es sin la contribución del acero y línea verde es con la contribución del acero.



**Figura 42.** PSA normalizado en donde comienza del segundo tramo del puente en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1), transversal (renglón 2) y vertical (renglón 3)”. Línea azul es sin la contribución del acero y línea verde es con la contribución del acero.



**Figura 43.** PSA normalizado en la mitad del tercer tramo del puente en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1), transversal (renglón 2) y vertical (renglón 3)”. Línea azul es sin la contribución del acero y línea verde es con la contribución del acero.



**Figura 44.** PSA normalizado en la mitad del quinto tramo del puente en sus tres direcciones ortogonales “longitudinal (renglón 1), transversal (renglón 2) y vertical (renglón 3)”. Línea azul es sin la contribución del acero y línea verde es con la contribución del acero.

Finalmente, al hacer una primera comparación entre los valores teóricos de la frecuencia dominante de vibración, obtenido mediante la solución de los eigenvectores de la estructura (Figuras 34, 35, 36, 37, 38 y 39), con la frecuencia dominante observada en los espectros PSA (0%) de los nodos analizados (Figuras 41 al 44) se observa que son muy semejantes.

## Capítulo VI

---

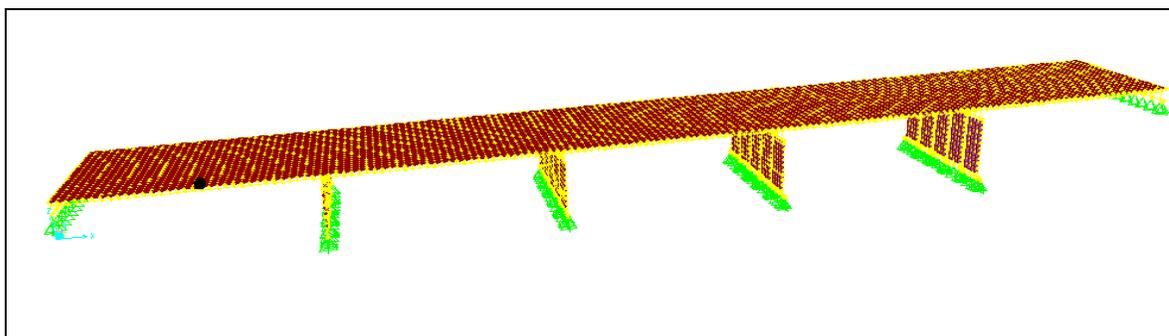
### Análisis y comparación de los resultados

---

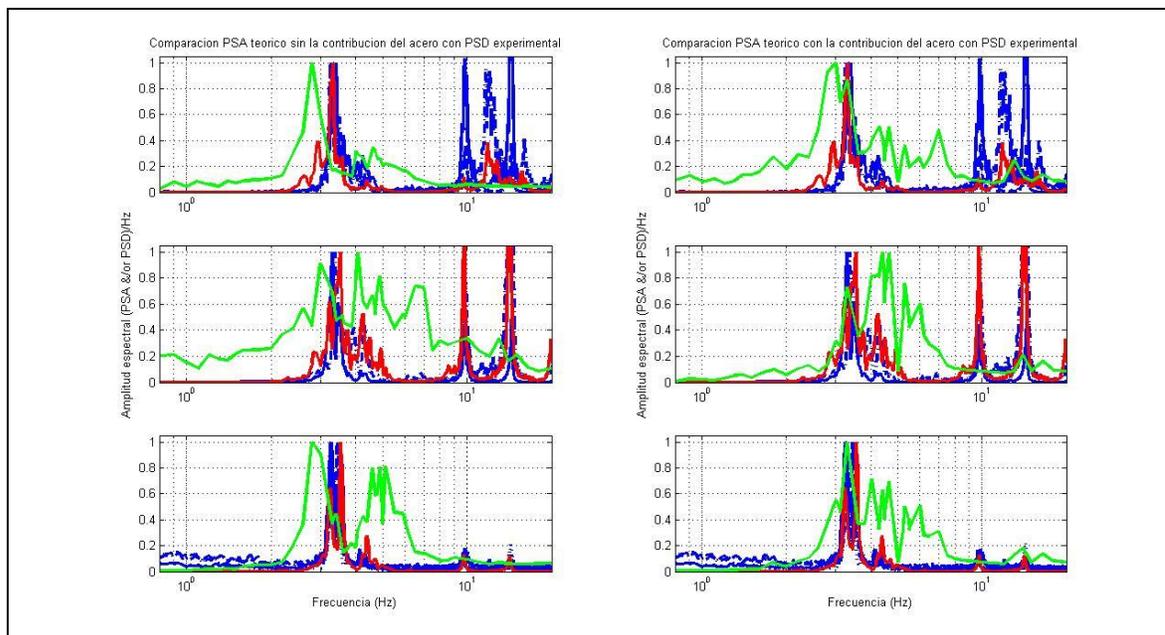
#### VI.1.- Análisis y comparación de resultados teóricos y experimentales del puente

##### *Primera losa*

En las siguientes figuras se muestran tanto la ubicación del sensor y su nodo correspondiente, como los espectros PSD obtenidos a partir de las diferentes tomas de datos, así como el resultado del pseudo-espectro de aceleración (PSA) al 0%, en el nodo correspondiente al modelo teórico.



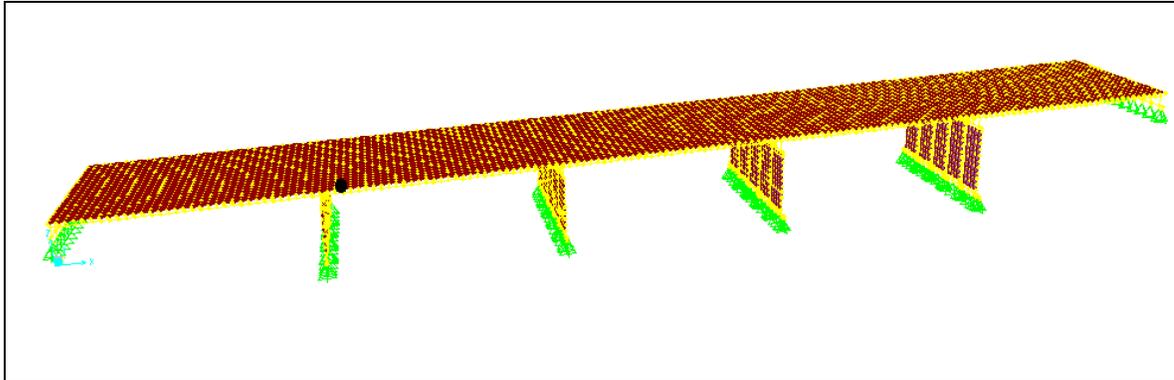
**Figura 45.** Ubicación del sensor y su nodo correspondiente de la primera losa.



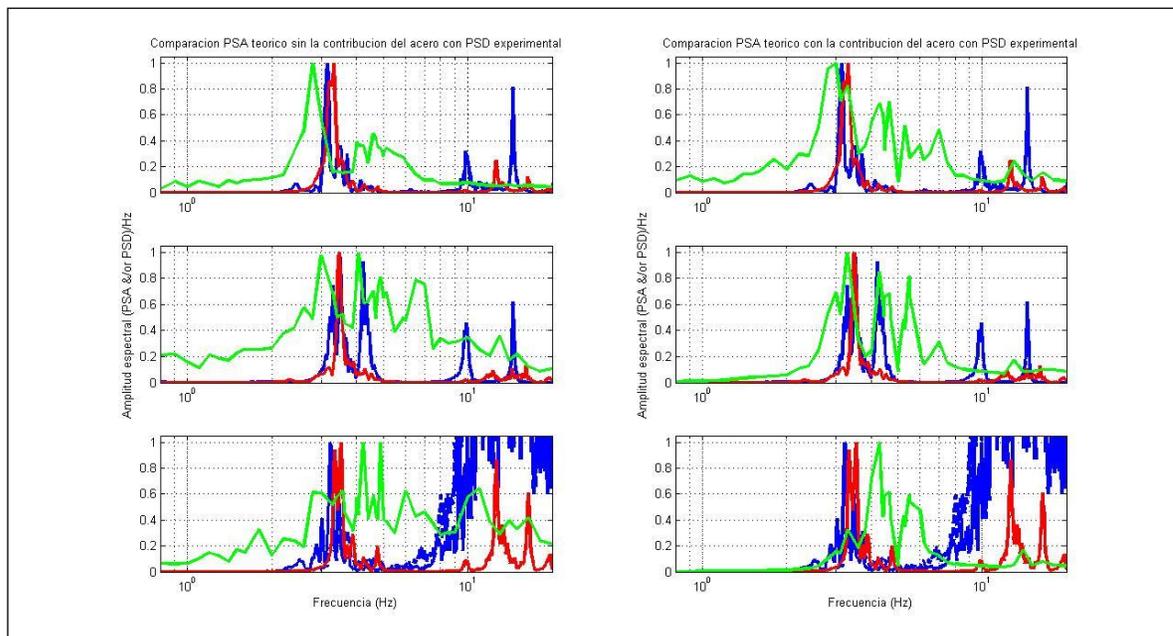
**Figura 46.** Espectros de potencia PSD experimental y PSA teórico, ambos espectros están normalizados respecto al valor máximo. Los espectros están ordenados como sigue: longitudinal (reglón 1), transversal (reglón 2) y vertical (reglón 3). Corresponde al nodo o al sensor ubicado sobre el rodamiento en la mitad del primer tramo del puente. La primera columna es sin la contribución del acero y la segunda es con la contribución del acero. En el primer reglón: la línea verde es la teórica; línea azul continua es el arreglo uno de la segunda toma de datos # 1; línea azul discontinua es el arreglo uno de la segunda toma de datos # 3; línea azul discontinua con punto es el arreglo cuatro de la segunda toma de datos; y la línea roja es el arreglo uno de la tercera toma de datos. En el segundo reglón: la línea verde es la teórica; línea azul continua es el arreglo uno de la segunda toma de datos # 2; línea azul discontinua con punto es el arreglo cuatro de la segunda toma de datos; y la línea roja es el arreglo uno de la tercera toma de datos. En el tercer reglón: la línea verde es la teórica; línea azul continua es el arreglo uno de la segunda toma de datos # 1; línea azul discontinua poca separación es el arreglo uno de la segunda toma de datos # 2; línea azul discontinua con punto es el arreglo uno de la segunda toma de datos # 3; línea azul discontinua más separación es el arreglo cuatro de la segunda toma de datos; y la línea roja es el arreglo uno de la tercera toma de datos.

En la Figura 46, la primera columna muestra los PSD's y los PSA's, ambos normalizados, para el sitio mostrado en la Figura 45 (mitad del primer tramo) en el que el resultado teórico no considera la contribución del refuerzo (acero) se aprecia las frecuencias fundamentales de los tres componentes ortogonales de los PSA's son ligeramente menores que los PSD's experimentales. Por otra parte, al hacer la comparación con el resultado que considera la contribución del refuerzo (segunda columna de la misma figura), la correspondencia entre las frecuencias fundamentales de entre los PSD's y los PSA's se aprecia que (para cada una de las componentes ortogonales) prácticamente coinciden una a otra.

## Segunda losa



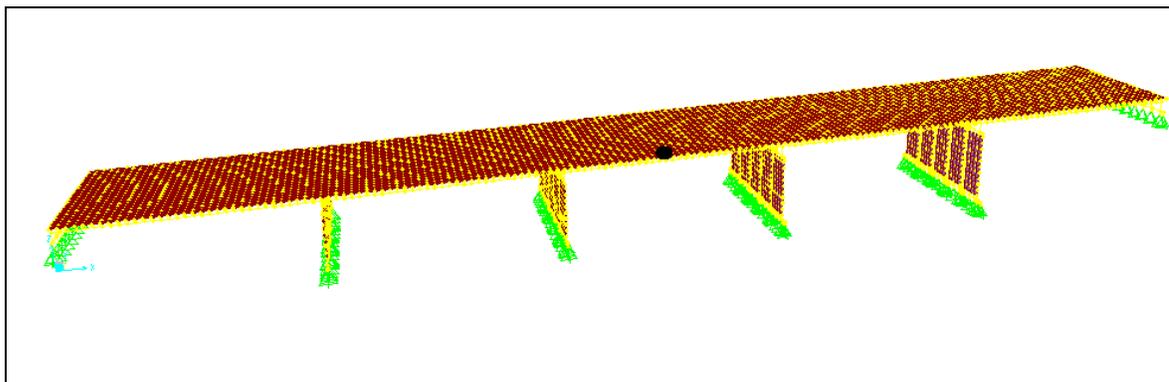
**Figura 47.** Ubicación del sensor y su nodo correspondiente de la segunda losa



**Figura 48.** Espectros de potencia PSD experimental y PSA teórico, ambos espectros están normalizados respecto al valor máximo. Los espectros están ordenados como sigue: longitudinal (región 1), transversal (región 2) y vertical (región 3). Corresponde al nodo o al sensor ubicado sobre el rodamiento en donde comienza del segundo tramo del puente. La primera columna es sin la contribución del acero y la segunda es con la contribución del acero. En el primer reglón: la línea verde es la teórica; línea azul es el arreglo dos de la primera toma de datos # 1 y la línea roja es el arreglo dos de la tercera toma de datos. En el segundo reglón: la línea verde es la teórica, línea azul continua es el arreglo dos de la primera toma de datos # 2; y la línea roja es el arreglo dos de la tercera toma de datos. En el tercer reglón: la línea verde es la teórica; línea azul continua es el arreglo dos de la primera toma de datos # 1; línea azul discontinua es el arreglo dos de la primera toma de datos # 2; y la línea roja es el arreglo dos de la tercera toma de datos.

En la Figura 48, la primera columna muestra los PSD's y los PSA's, ambos normalizados, para el sitio mostrado en la figura 46 (justo sobre la pila en que se apoya el segundo tramo) en el que el resultado teórico no considera la contribución del refuerzo (acero) se aprecia las frecuencias fundamentales de los tres componentes ortogonales de los PSA's son ligeramente menores que las frecuencia fundamental de los PSD's experimentales, a excepción de la componente vertical en donde la diferencia es significativa entre estos. Por otra parte, al hacer la comparación con el resultado que considera la contribución del refuerzo (segunda columna de la misma figura), la correspondencia entre las frecuencias fundamentales de entre los PSD's y los PSA's se aprecia que (para cada una de las componentes ortogonales) prácticamente coinciden una a otra, y se mantiene una mayor diferencia para la componente vertical.

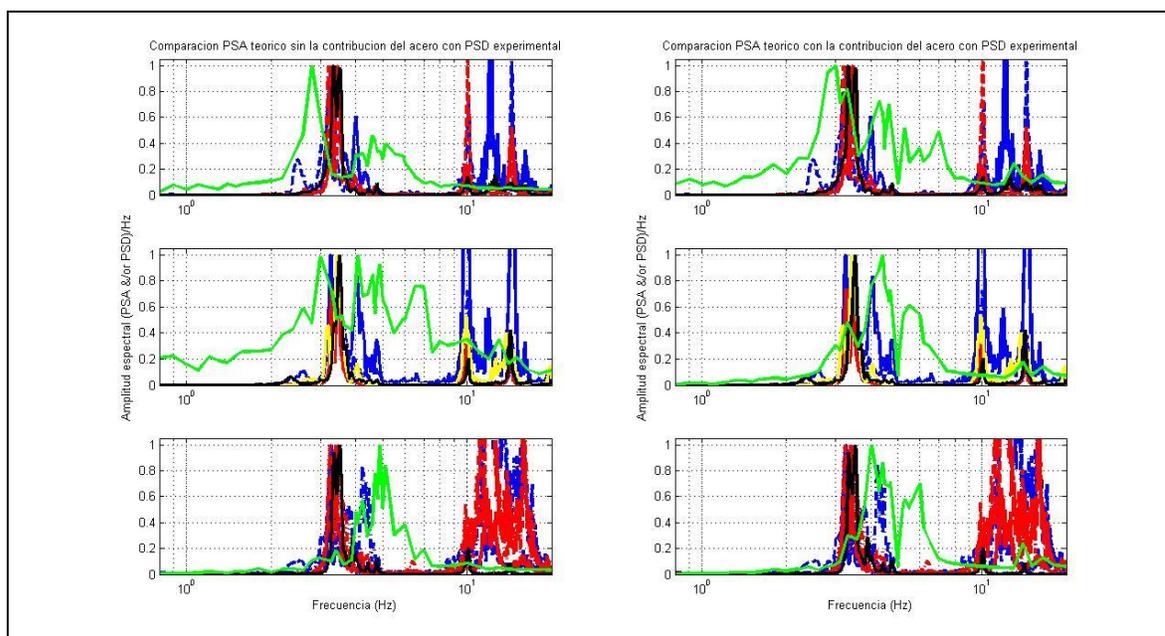
### *Tercera losa*



**Figura 49.** Ubicación del sensor y su nodo correspondiente de la tercera losa

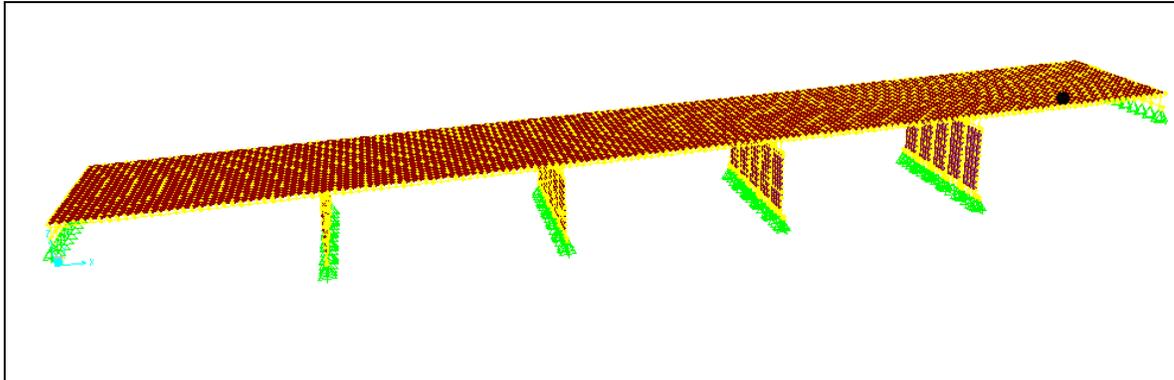
En la Figura 50, la primera columna muestra los PSD's y los PSA's, ambos normalizados, para el sitio mostrado en la figura 48 (mitad del tercer tramo) en el que el resultado teórico no considera la contribución del refuerzo (acero) se aprecia las frecuencias fundamentales de la componente longitudinal de los PSA's son ligeramente menores que las frecuencia fundamental de los PSD's experimentales, mientras que para la componente transversal se observan un rango de frecuencias más amplio que va desde 2.6 a 8 Hz. Por su parte, para la componente vertical la frecuencia del modo fundamental es

significativamente mayor. Al hacer la comparación con el resultado que considera la contribución del refuerzo (segunda columna de la misma figura), la correspondencia entre las frecuencias fundamentales de entre los PSD's y los PSA's se aprecia que (para cada una de las componentes ortogonales) tienen un corrimiento hacia frecuencias mayores, a excepción de la componente longitudinal, que sigue manifestándose a frecuencias menores que los PSD's.

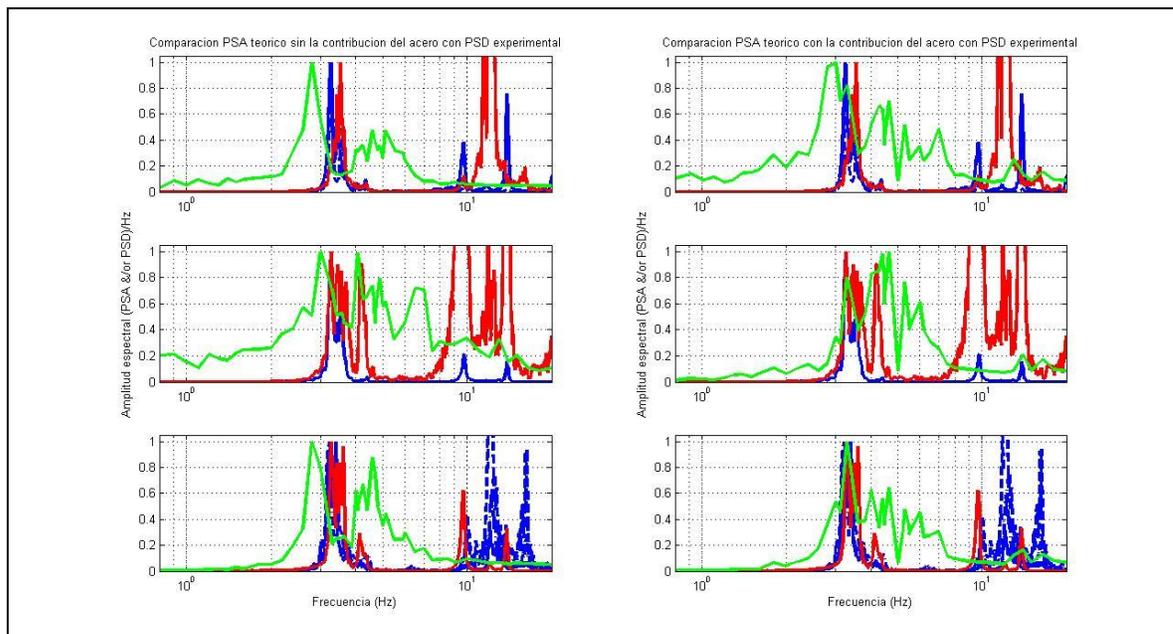


**Figura 50.** Espectros de potencia PSD experimental y PSA teórico, ambos espectros están normalizados respecto al valor máximo. Los espectros están ordenados como sigue: longitudinal (reglón 1), transversal (reglón 2) y vertical (reglón 3). Corresponde al nodo o al sensor ubicado sobre el rodamiento en la mitad del tercer tramo del puente. La primera columna es sin la contribución del acero y la segunda es con la contribución del acero. En el primer reglón: la línea verde es la teórica; línea azul continua es el arreglo uno de la primera toma de datos; línea azul discontinua es el arreglo dos de la primera toma de datos #1; línea roja continua es el arreglo uno de la segunda toma de datos #1; línea roja discontinua es el arreglo uno de la segunda toma de datos #3; línea roja discontinua con punto es el arreglo dos de la segunda toma de datos; y la línea negra es el arreglo dos de la tercera toma de datos. En el segundo reglón: la línea verde es la teórica, línea azul continua es el arreglo uno de la primera toma de datos; línea azul discontinua es el arreglo dos de la primera toma de datos #2; línea roja es el arreglo uno de la segunda toma de datos #2; línea amarilla es el arreglo dos de la segunda toma de datos; y la línea negra es el arreglo dos de la tercera toma de datos. En el tercer reglón: la línea verde es la teórica, línea azul continua es el arreglo uno de la primera toma de datos; línea azul discontinua es el arreglo dos de la primera toma de datos #1; línea azul discontinua con punto es el arreglo dos de la primera toma de datos #2; línea roja continua es el arreglo uno de la segunda toma de datos #1; línea roja discontinua poca separación es el arreglo uno de la segunda toma de datos #2; línea roja discontinua con punto es el arreglo uno de la segunda toma de datos #3; línea roja discontinua con más separación es el arreglo dos de la segunda toma de datos; y la línea negra es el arreglo dos de la tercera toma de datos.

### Quinta losa



**Figura 51.** Ubicación del sensor y su nodo correspondiente de la quinta losa



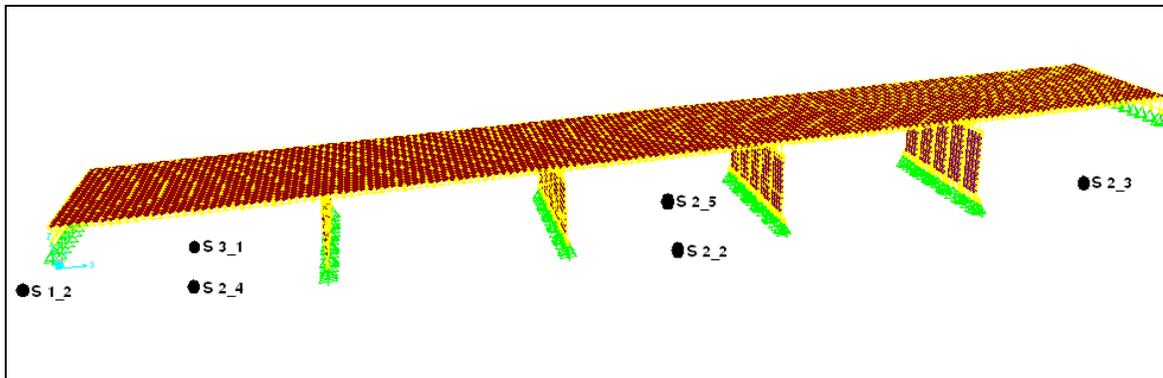
**Figura 52.** Espectros de potencia PSD experimental y PSA teórico, ambos espectros están normalizados respecto al valor máximo. Los espectros están ordenados como sigue: longitudinal (reglón 1), transversal (reglón 2) y vertical (reglón 3). Corresponde al nodo o al sensor ubicado sobre el rodamiento en la mitad del quinto tramo del puente. La primera columna es sin la contribución del acero y la segunda es con la contribución del acero. En el primer reglón: la línea verde es la teórica, línea azul continua es el arreglo uno de la segunda toma de datos #1; línea azul discontinua es el arreglo uno de la segunda toma de datos #3; y la línea roja es el arreglo tres de la segunda toma de datos. En el segundo reglón: la línea verde es la teórica, línea azul es el arreglo uno de la segunda toma de datos #2; y la línea roja es el arreglo tres de la segunda toma de datos. En el tercer reglón: línea verde es la teórica, línea azul continua es el arreglo dos de la primera toma de datos # 1; línea azul discontinua es el arreglo uno de la segunda toma de datos #2; línea azul discontinua con punto es el arreglo uno de la segunda toma de datos #3; y la línea roja es el arreglo tres de la segunda toma de datos.

En la Figura 52, la primera columna muestra los PSD's y los PSA's, ambos normalizados, para el sitio mostrado en la Figura 51 (mitad del quinto tramo) en el que el resultado teórico no considera la contribución del refuerzo (acero) se aprecia las frecuencias fundamentales de las tres componentes ortogonales de los PSA's son ligeramente menores que las frecuencia fundamental de los PSD's experimentales. Al hacer la comparación con el resultado que considera la contribución del refuerzo (segunda columna de la misma figura), la correspondencia entre las frecuencias fundamentales de entre los PSD's y los PSA's se aprecia prácticamente coinciden una a otra.

## **VI.2.- Caracterización del terreno: comparación e interpretación de los cocientes espectrales H/V experimentales y teóricos.**

En la presente sección se presentan los resultados de la caracterización del terreno (sitio) en función de sus cocientes espectrales H/V (pseudo-función de transferencia) y la interpretación la estructura del terreno (sub-suelo) obtenido mediante el proceso de modelado directo. Se presentan los resultados tanto de las mediciones experimentales de los cocientes espectrales H/V ( $H_{N-S}/V$ ,  $H_{E-W}/V$ ) como los resultados de los cocientes espectrales teóricos del campo total de ondas ( $H_{SH}/P$ ,  $H_{SV}/P$ ) obtenidos mediante un esquema de modelado directo que se realizó para la caracterización del terreno en la vecindad del puente estudiado.

La descripción detallada de la ubicación de los sensores, así como de las características tanto en el dominio del tiempo como en el dominio de la frecuencia de las señales registradas se dió en las secciones IV.3 y IV.4, respectivamente. Para facilitar la apreciación y descripción de las características observadas en cada sitio de medición en campo libre (terreno) se incluye a continuación la Figura 53.



**Figura 53.** Ubicación de los sensores en campo libre en la vecindad del puente estudiado. El círculo S 1\_2 ubicado sobre la superficie del terreno compactado artificialmente; El círculo S 3\_1 ubicado desde donde inicia el puente longitudinalmente 11.90 m y transversalmente 6.30 m; El círculo S 2\_4 longitudinalmente ubicado justo debajo de la mitad del primer tramo del puente sobre la superficie del terreno en su estado natural; El círculo S 2\_5 longitudinalmente y transversalmente ubicado sobre la superficie del terreno en su estado natural; El círculo S 2\_2 longitudinalmente ubicado justo debajo de la mitad del tercer tramo del puente sobre la superficie del terreno en su estado natural; El círculo S 2\_3 longitudinalmente ubicado justo debajo de la mitad del quinto tramo del puente sobre la superficie del terreno en su estado natural.

El procedimiento del procesado para obtener los PSD, los cocientes espectrales H/V, así como del modelado teórico para estimar la respuesta del terreno se dio en las secciones III.5, III.5.1, y III.4.3, respectivamente.

En la Tabla VII se presenta en forma resumida los resultados finales de las propiedades físicas de cada modelo y su respectivo sitio donde se realizaron las mediciones experimentales.

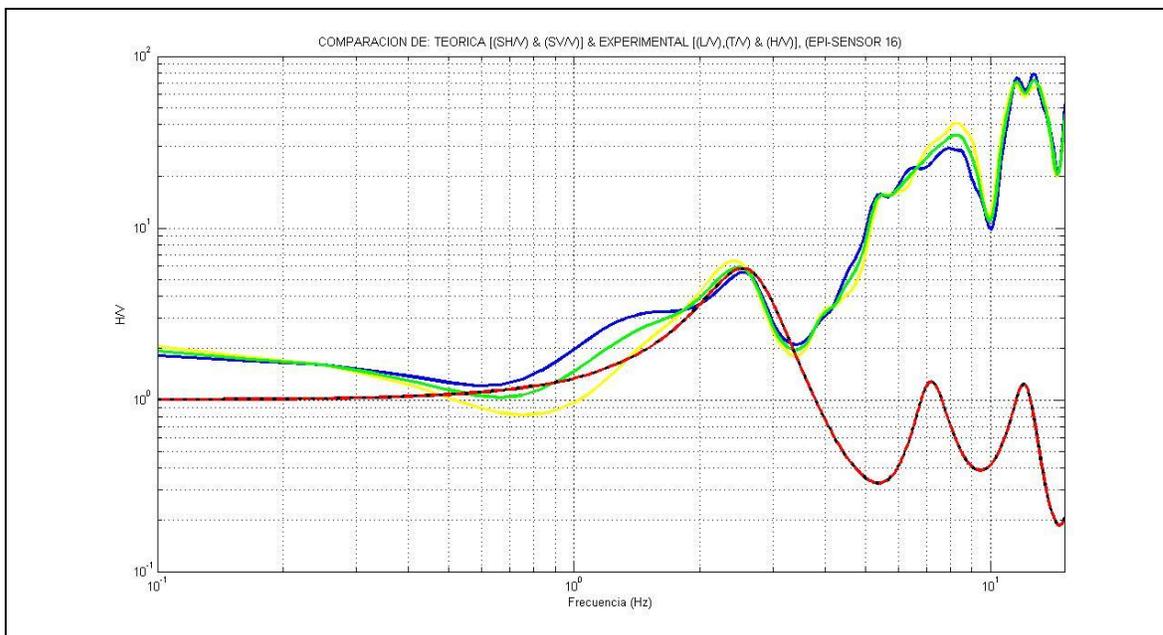
**Tabla VII.** Resultados del modelado de los cocientes espectrales H/V, utilizando datos de vibración ambiental.

SITIO	$h$ (m)	$V_s$ (m/s)	$\rho$ ( $tn \cdot seg^2/m^4$ )	$\xi$ (%)	$\sigma$	$f_d$ (Hz)	$\overline{V_s}, \overline{h}$
S 1_2	7	170	0.1569	0.04	0.30	2.5	196, 20
	13	210	0.1627	0.02	0.40		
	0	550	0.1850	0.0	0.25		
S 3_1	7	100	0.1500	0.10	0.30	1.5	114.3, 20
	13	122	0.1600	0.10	0.40		
	0	200	0.2000	0.0	0.25		
S 2_4	7	100	0.1500	0.05	0.26	1.5	122.75, 20
	13	135	0.1700	0.09	0.36		
	0	200	0.1850	0.0	0.25		
S 2_5	7	100	0.1500	0.035	0.29	1.5	128.083, 24
	13	138	0.1600	0.045	0.38		
	4	145	0.1800	0.025	0.29		
	0	200	0.2000	0.0	0.25		
S 2_2	2.6	200	0.1500	0.05	0.26	3.5	274.859, 21.4
	7	220	0.1600	0.06	0.35		
	7.4	350	0.1700	0.03	0.37		
	4.4	280	0.1700	0.033	0.38		
	0	800	0.2000	0.0	0.25		
S 2_3	3	100	0.1500	0.05	0.26	4.0	346.511, 21.5
	7	175	0.1800	0.05	0.28		
	6.5	450	0.1850	0.005	0.28		
	5	600	0.1900	0.005	0.26		
	0	970	0.2000	0.0	0.25		

$\rho$ : Densidad,  $\xi$ : Amortiguamiento,  $\sigma$ : Razón de Poisson,  $V_s$ : Velocidad de ondas de corte,  $h$ : Espesor,  $f_d$ : Frecuencia dominante,  $\overline{V_s}$ : Velocidad de ondas de corte promedio ponderado,  $\overline{h}$ : Espesor promedio

### Zona compactada

En la figura siguiente se muestra la caracterización del sitio S1\_2 en términos de su cociente espectral H/V, mismo que fue modelado para obtener la interpretación de la estructura del sitio.

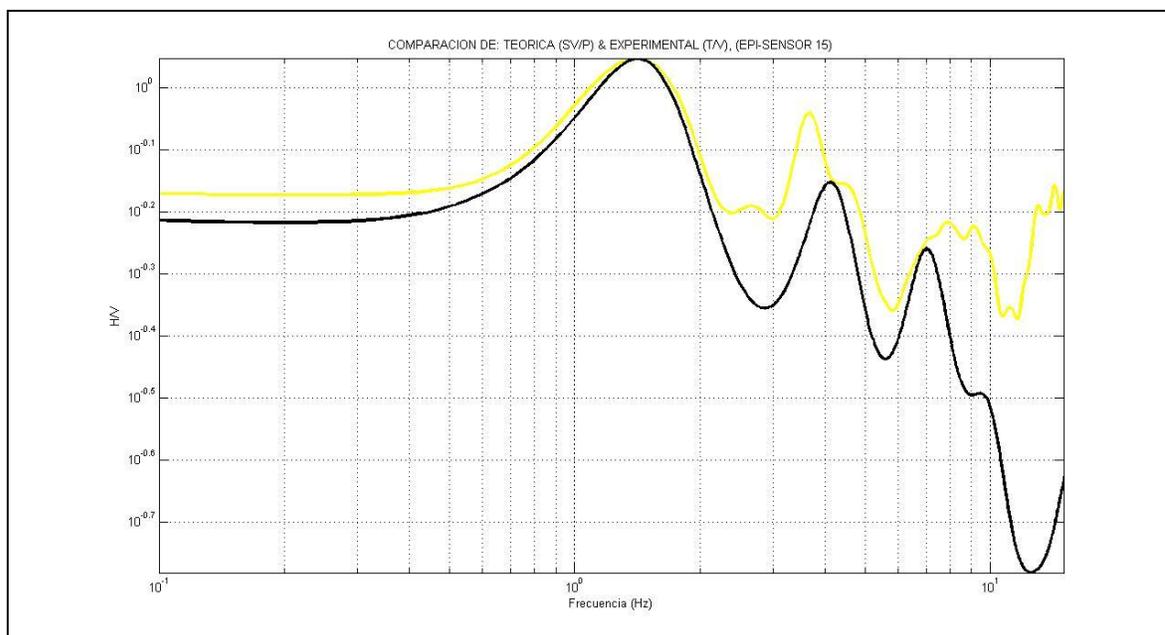


**Figura 54.** Cocientes espectrales experimentales de L/V, T/V y H/V con SV/P y SH/P en S 1\_2. La línea azul es el cociente espectral experimental de L/V, la línea amarilla es el cociente espectral experimental de T/V, la línea verde es el promedio ponderado del cociente espectral experimental (H/V) y la línea negra es el cociente espectral teórica de (SV/P); línea roja discontinua es el cociente espectral teórica de (SH/P).

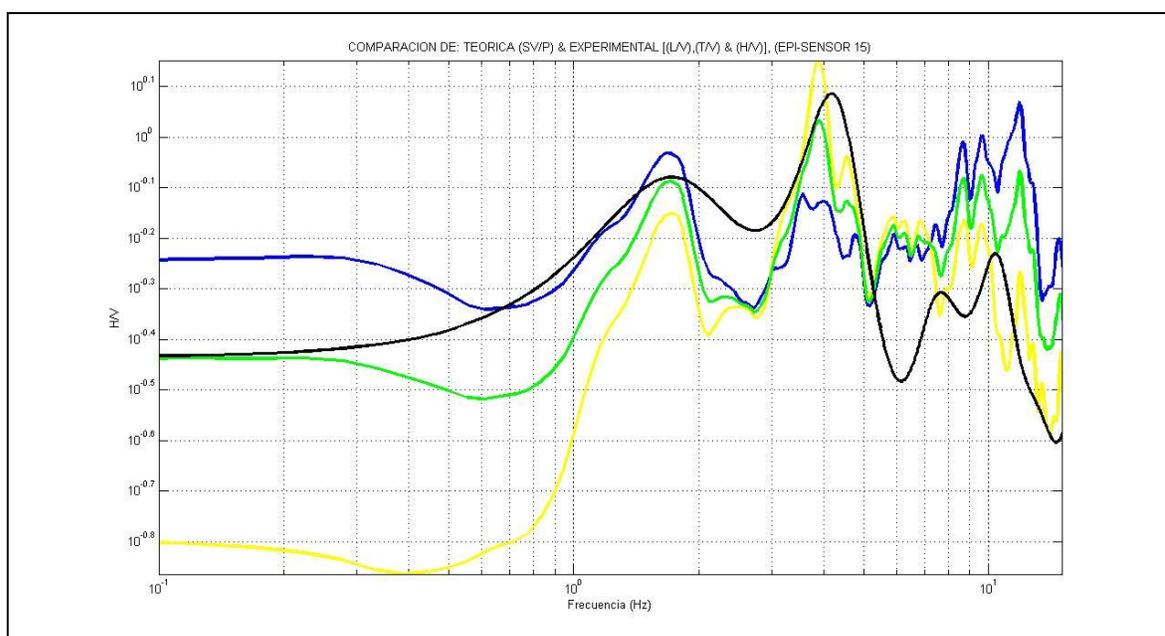
El resultado del modelado en el sitio S1\_2 (Figura 53, Figura 54, Tabla VII) se muestra que el pico fundamental del promedio de L/V y T/V está aproximadamente en 2.5 Hz. Sin embargo, se observa para la componente L/V, la tendencia de un levantamiento en el intervalo de 1 a 2 Hz. Después del pico fundamental se aprecia un comportamiento anómalo de los cocientes espectrales experimentales en los que se observan dos picos relativos entre sí con amplitud creciente. Los dos picos que se observan a 8 y a 12 Hz en ambos cocientes espectrales (L/V y T/V), se ajustan moderadamente a las frecuencias que se observan en las curvas de los cocientes teóricos. El ajuste tanto en amplitud como en frecuencia entre los picos, aquí considerados fundamental, teórico y experimental muestra un muy buen ajuste entre sí.

### **Primer tramo**

A continuación la Figura 55 muestra el cociente experimental  $H_{T/V}$  (línea en amarillo), y el obtenido teóricamente para la componente SV/P (línea en negro).



**Figura 55.** Cociente espectral experimental de T/V con SV/P del primer tramo en S 3\_1. La línea amarilla es el cociente espectral experimental de T/V y la línea negra es el cociente espectral teórico de (SV/P).



**Figura 56.** Cocientes espectrales experimentales de L/V, T/V y H/V con SV/P del primer tramo en S 2\_4. La línea azul es el cociente espectral experimental de L/V, la línea amarilla es el cociente espectral experimental de T/V, la línea verde es el promedio ponderado del cociente espectral experimental (H/V) y la línea negra es el cociente espectral teórico de (SV/P).

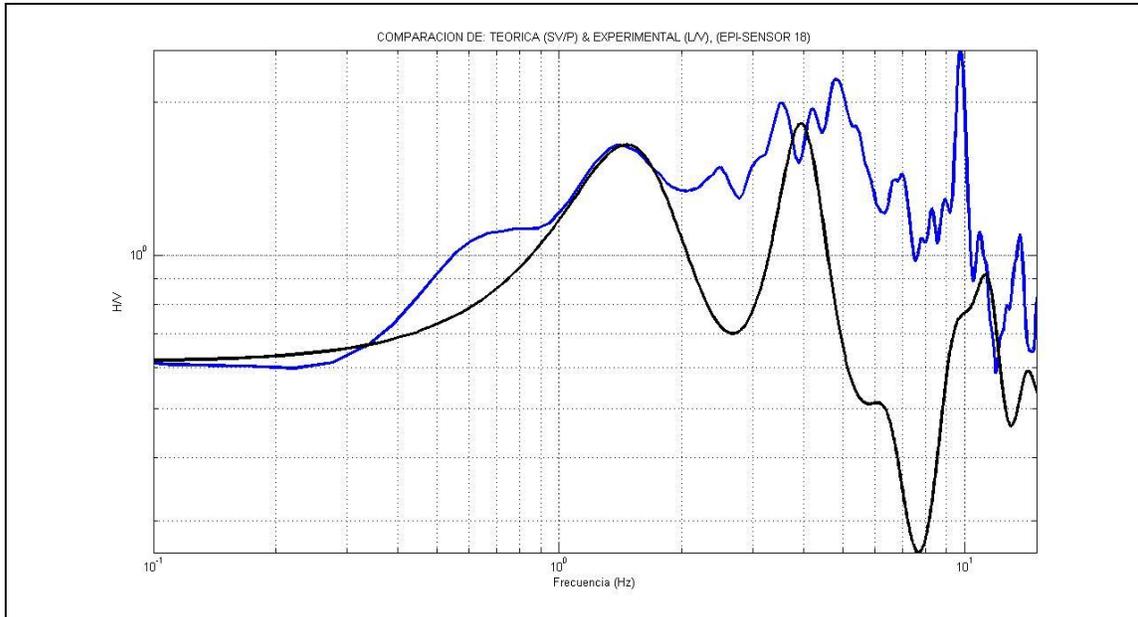
El resultado del modelado en el sitio S3\_1 (Figura 53, Figura 55, Tabla VII) se muestra que para el modo fundamental de vibración se obtuvo un muy buen ajuste entre el cociente teórico (SV/P) con el cociente experimental ( $H_T/V$ ) tanto en su posición en frecuencia, amplitud y apertura de este pico espectral (1.5 Hz). Se observa también que a 4 Hz y a 7 Hz la posición en frecuencia de los modos de vibración de orden superior también coinciden apropiadamente, mas no así el ajuste en amplitud.

Tanto en los resultados experimentales como en el resultado teórico para el sitio S2\_4 (Figura 53, Figura 56, Tabla VII) se observan dos picos espectrales, uno a 1.5 Hz, y el otro a 3.8 Hz. El resultado del modelo muestra ambos picos a 1.5 y a 4 Hz. En general, tanto el resultado del modelo como del resultado experimental sus comportamientos guardan buena correspondencia entre si, a excepción del ajuste en amplitud de los pico observados a frecuencias del orden de los 9 Hz.

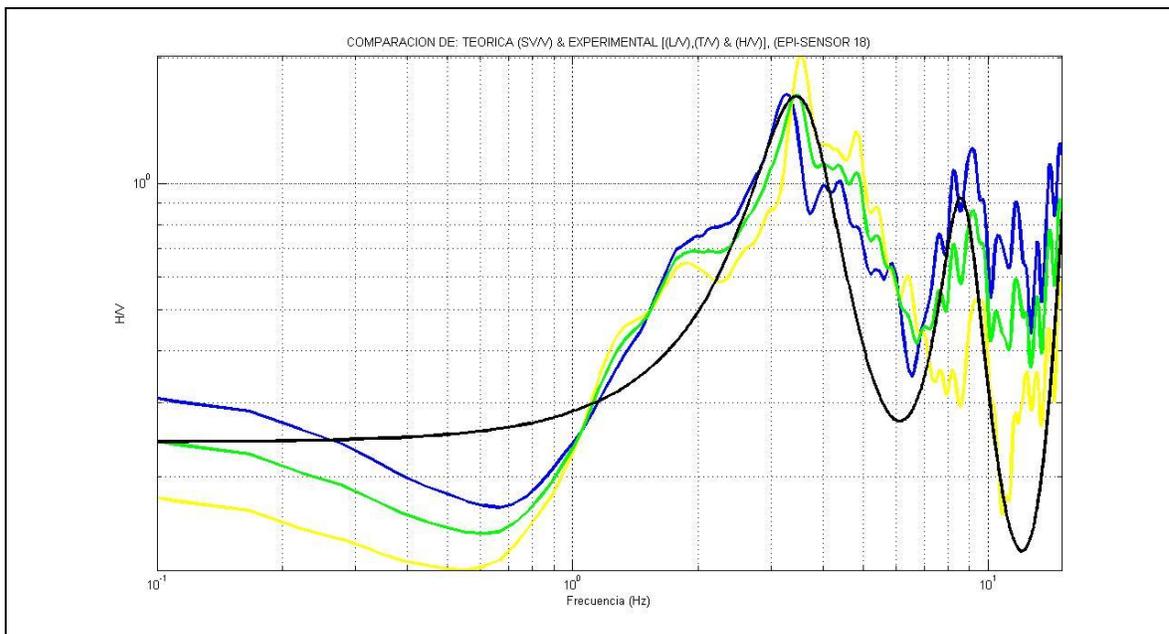
Existen dos tendencias de cómo explicar el comportamiento antes descrito: (i) la primera es manejar la existencia del segundo pico como el siguiente modo de vibración, sin embargo esta consideración falla cuando en el segundo modo las amplitudes de este son mayores a las del primer modo, y (ii) la segunda es explicar la existencia de dos picos relativamente cerca uno de otro es como consecuencia de la respuesta del terreno debida a: (a) efectos de estructura profunda y más rígida, y (b) el efecto de estructura somera usualmente constituida por materiales menos rígidos.

### ***Tercer tramo zona no compactada***

A continuación se muestran su comportamiento de manera en cociente espectral.



**Figura 57.** Cociente espectral experimental de L/V con SV/P del tercer tramo en S 2\_5. La línea azul es el cociente espectral experimental de L/V y la línea negra es el cociente espectral teórica de (SV/P).



**Figura 58.** Cocientes espectrales experimentales de L/V, T/V y H/V con SV/P del tercer tramo en S 2\_2. La línea azul es el cociente espectral experimental de L/V, la línea amarilla es el cociente espectral experimental de T/V, la línea verde es el promedio ponderado del cociente espectral experimental (H/V) y la línea negra es el cociente espectral teórica de (SV/P).

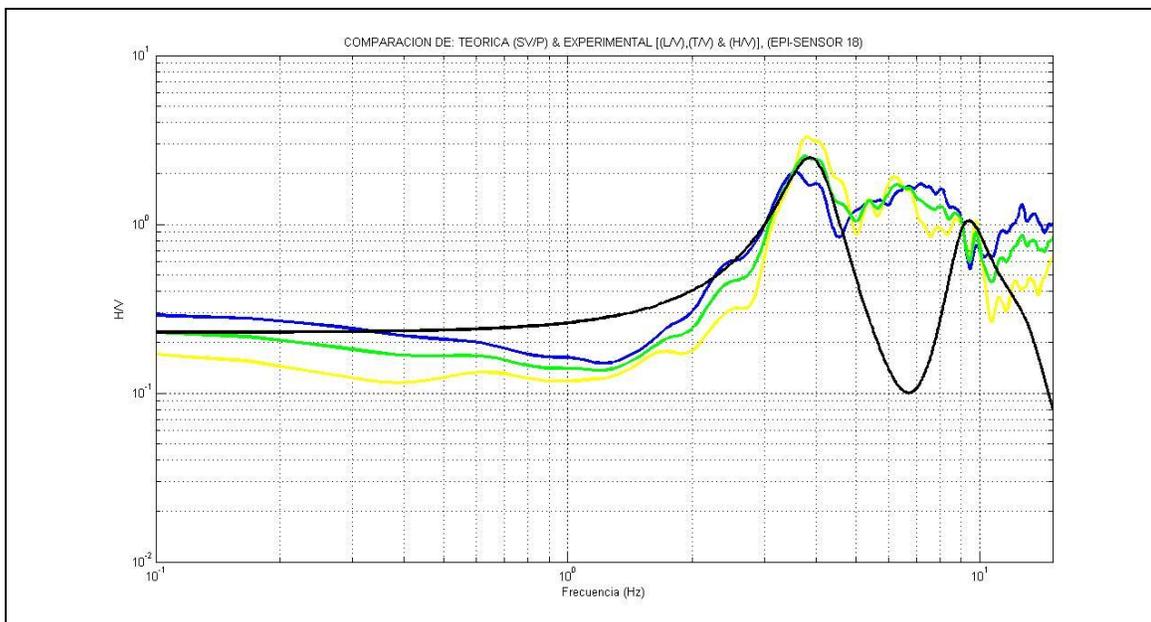
Tanto en los resultados experimentales como en el resultado teórico para el sitio S2\_5 (Figura 53, Figura 57, Tabla VII) se observan dos picos espectrales, uno a 1.5 Hz, y el otro máximo en el rango de 3 a 5.3 Hz. El resultado del modelo muestra ambos picos a 1.5 y a 3.9 Hz. En general, tanto el resultado del modelo como del resultado experimental sus comportamientos guardan buena correspondencia entre sí, a excepción del ajuste en amplitud para el segundo pico (~ a 4 Hz).

Tanto en los resultados experimentales como en el resultado teórico para el sitio S2\_2 (Figura 53, Figura 58, Tabla VII) se observan dos picos espectrales, uno a 4 Hz, y el otro a 9 Hz. El resultado del modelo muestra ambos picos a 3.5 y a 8.5 Hz. En general, tanto el resultado del modelo como del resultado experimental sus comportamientos guardan buena correspondencia entre sí.

Estos dos sitios marcan diferencia relativa entre ellos, muy probablemente debido a que el sitio S2\_5 está más cercano a la estructura del puente y se haya registrado no precisamente la respuesta de campo libre. La explicación de la existencia observacional de dos picos espectrales próximos entre sí, sigue la misma explicación dada para el caso del primer tramo en la zona no compactada.

#### ***Quinto tramo zona no compactada***

A continuación la figura 59 muestra el cociente experimental H/V (la línea en azul es L/V, la línea en amarillo es el T/V; la línea en verde es el promedio ponderado del cociente espectral experimental H/V), y el obtenido teóricamente para la componente  $H_{sv}/P$  (línea en negro).



**Figura 59.** Cocientes espectrales experimentales de L/V, T/V y H/V con SV/P del quinto tramo en S 2\_3. La línea azul es el cociente espectral experimental de L/V, la línea amarilla es el cociente espectral experimental de T/V, la línea verde es el promedio ponderado del cociente espectral experimental (H/V) y línea negra es el cociente espectral teórica de (SV/P).

El resultado del modelado en el sitio S2\_3 (Figura 53, Figura 59, Tabla VII) se muestra que el primer pico anda cerca de 4 Hz. Después de este máximo espectral, las amplitudes decaen muy suavemente, lo que indica posiblemente que el sistema tiene a amplificar también la energía contenida en los modos de vibración de orden superior. Este comportamiento no pudo ser replicado a través del proceso de modelado, salvo para el primer modo de vibración, mismo que se observa a 4 Hz.

## Capítulo VII

---

### Conclusiones y Recomendaciones

---

**Conclusiones.** Después de caracterizar terreno en la vecindad del puente La Misión. Se ofrece las características más importantes del terreno y al mismo tiempo poder predecir sobre el comportamiento de las estructuras del puente.

En la Tabla VII se ofrece una clara característica del terreno que en los tramos 1 y 2 con una frecuencia dominante menor que en los tramos 3 y 5. En la zona compactada se dió una frecuencia dominante a 2.5 Hz. En el primer tramo de sitio S3\_1 y de S2\_4 se dieron una frecuencia dominante a 1.5 Hz. En el tercer tramo de sitio S2\_2 con una frecuencia dominante 3.5 Hz. Pero, de sitio S2\_5 se dió 1.5 Hz. Este valor de sitio S2\_5 se ofrece el comportamiento del terreno hacia la laguna es muy diferente que hacia al mar. Una frecuencia dominante baja de S2\_5 y con una frecuencia dominante alta de S2\_2 nos ofrece que en la zona del lado laguna es blando que en la zona del lado mar. En el quinto tramo de sitio S2\_3 la frecuencia dominante está a 4.0 Hz. En otras palabras, hacia la mitad del lado norte del puente, el terreno es más blando que en la porción sur, esto es el terreno es más rígido.

En la Tabla IV y la sección VI.1 se ofrecen una clara evidencia del comportamiento dinámico del puente que muestra como influyó la contribución del acero. La frecuencia fundamental del primer modo teórico con la contribución del acero fue 3.10 Hz y la experimental fue 3.15 Hz. Sin embargo, la frecuencia fundamental del primer modo teórico sin la contribución del acero fue 2.80 Hz.

### **Observación en el campo**

Al estar en el campo observamos la parte de los pilotes no fueron hincados como se indican en los planos de la construcción. Según los planos deben hincar dos pilotes verticales y dos pilotes inclinados en la parte extrema de cada base que soporta las pilas y muros. Sin embargo, observamos la parte extrema en cada base nada mas observamos dos pilotes verticales. Estos se hacen suponer que la estructura del puente podría no comportarse igual experimental y teóricamente. Lo más impactante que se observo en la estructura, es que los pilotes verticales ya estaban en la etapa de corrosión e inclinados como si fueran como pilotes inclinados.

**Recomendaciones.** En los dos primeros capítulos ya mencionamos la importancia y las características de la región estudiada. El puente analizado es una conexión de dos ciudades (Tijuana y Ensenada) importante en la región noroeste de Baja California. Se recomienda hacer mediciones de vibración ambiental en el puente y el campo libre con cierta periodicidad para tratar de identificar cambios en sus propiedades dinámicas y encausar dichos resultados para el monitoreo del estado de salud de la estructura.

## REFERENCIAS

---

Alfaro A., Goula X., Susagna T., Pujades L.G., Canas J.A. Navarro M. y Sánchez J. 1998. Estimación del Período Predominante del Suelo a Partir de Microtemblores. Aplicación a Barcelona. IX Asamblea Nacional de Geodesia y Geofísica. Aguadulce (Almería, España) Febrero 9-13.

Alain W., Le Page M., Chávez V.G., Vela G.R., Castañeda S.R., y González V.C. (2000). Aportes para un escenario sísmico en Tijuana, ¿y si un terremoto de magnitud 6.5 se produjera en la falla La Nación?. El Colegio de la Frontera Norte y el Institut de Recherche pour le Développement. 74p.

Bendat, J.S., y Piersol A.G (1971). Random data: Analysis and measurements procedures. John Wiley & Sons, Inc. New York, 407 p.

Chatelain J. L., Guillier B. F. C., Duval A. M., Bard K. A. P. Y. y The WP02 SESAME team. (2008). Evaluation of the influence of experimental conditions on H/V results from ambient noise recordings. Bull Earthquake Eng. 6: 33–74 p.

Chopra Anil K. (2007). DYNAMICS OF STRUCTURES-Theory and Applications to Earthquake Engineering, Third Edition, Prentice Hall. 1 – 48, 208 – 212, 244 – 245 p.

Esparza Fuentes M., Huerta López C. I., Lomelí Limón D. S., Baltasar Cifuentes Y., Contreras Porras R. S., Espinoza Barreras F., y Song H. (2007). Theoretical and experimental vibration frequencies of a nine story building located near the Tijuana's river zone (Estimación teórica y experimental de la frecuencias de vibración de un edificio de nueve niveles localizado en la vecindad de la zona río de Tijuana, B.C.). Memorias del XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ixtapa Zihuatanejo, México. Oct/31-Nov/3, 2007. CD proceedings paper Nov-14, 1-19 p.

Espinoza Barreras F., Huerta López C. I., Juárez García J. R., Contreras Porras R. S., Reynaga Márquez A., Ramírez González E., González Ortega J. A., Baltasar Cifuentes Y., Figueroa Martínez M., y Baltasar Rodríguez R. (2007). Ambient vibrations on Ensenada B.C. urban bridges (Vibración ambiental en puentes urbanos de Ensenada, B.C.). Memorias del XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ixtapa Zihuatanejo, México. Oct/31-Nov/3, 2007. CD proceedings paper Nov-13, 1-12 p.

Hallin M.W., Ball A., Esplín R., y Hsieh K. (2004). Modal analysis and modeling of highway bridges 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, paper # 2996.

Huang C.S. (2000). Modal identification of structures using ARMV model for ambient vibration measurement. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, paper # 1702.

Huerta López C. I., Roësset J. M., Stokoe K. H., y Acosta J. G. (1994). In-situ determination of soil damping from earthquake records. A. A. Balkema/Rotterdam/Brookfield (ISBN 90 5410 392 2), Editor S. A. Savidis. Proceedings of the Second International Conference in Earthquake Resistant Construction and Design (ERCAD). 1, 8, 227-234 p, 06/1994.

Huerta López C. I., Roësset J. M., y Stokoe K. H. (1998). Evaluation of the random decrement method for in-situ soil properties estimation. A. A. Balkema/Rotterdam/Brookfield (ISBN 90 5809 030 2), Editors: Kojiro Irikura, Kazuyoshi Kudo, Hiroshi Okada y Tsutomu Sasatani. Proceedings of the Second International Symposium on The effects of Surface Geology on Seismic Motion. Recent progress and new horizon on ESG study. Vol. II, 749-756p. 12/1998.

Huerta López C. I., Pulliam J., Nakamura Y., y Yates B. (2001). Modeling amplification effects of marine sedimentary layers via horizontal/vertical spectral ratios. Society of Exploration Geophysicist (SEG) (ISSN 1052-3812), Proceedings of the 71<sup>st</sup> SEG meeting, Vol. 1, 825-828 p. 09/2001.

Huerta López C. I., Pulliam J., Stokoe K. H., Roësset J. M., y Valle-Molina C. (2003). Spectral characteristics of earthquakes recorded on the Gulf of Mexico seafloor and soft sediment characterization. ASME invited lecture at the Offshore Geotechnics Workshop of the 22<sup>nd</sup> Offshore Mechanics and Arctic Engineering International Conference 06/2003. (ISBN 0-7918-3672-X). Proceedings of the 22<sup>nd</sup> Offshore Mechanics and Arctic Engineering 2003 International Conference in CD proceedings, paper N° 37504, 1-9p.

Huerta López C. I., Stokoe K. H., Jay Pulliam, José M. Roësset, y Valle-Molina C. (2005). Modeling of seafloor soft marine sediments and spectral characteristics of earthquakes recorded on the Gulf of México. *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering. American Society of Mechanical Engineers, ASME* (ISSN 0892-7219) 127, 1, 59-67 p.

Irie Y., y Nakamura K. (2000). Dynamic characteristics of a r/c building of five stories based on microtremor measurements and earthquake observations. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, paper # 0500.

Kanasewich, E.R. (1981). Time series analysis in geophysics. Third Edition. University of Alberta Press, Edmonton, Alberta, 480 p.

Kausel E. y Roësset J. M. (1981). Stiffness matrices for layered soils. Bull. Seism. Soc. Am. 71. (6): 1743-1761p.

Midorikawa S. (1990). Ambient vibration tests of buildings in Santiago and Viña del Mar. Report of the Chilean-Japan Joint Study Project on Seismic Design of Structures. Sponsor, JICA. Departamento de Ingeniería Estructural, Escuela de Ingeniería. Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.

Muriá-Vila D., Fuentes O.L., y Gonzáles A.R. (2000). Uncertainties in the estimation of natural frequencies of buildings in México City. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, paper # 2092.

Nakamura Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. Quarterly Report of Railway Technical Research Institute. 30. (1): 25-33 p.

Oppenheim, A.V., y R. W. Schafer (1975). Digital signal processing. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 556 p.

Ren W.X., Zatar W., y Harik I.E. (2004). Ambient vibration-based seismic evaluation of continuous girder bridge. Engineering Structures vol. 26, 631-640 p.,

Rojas R.R., Jara G.J.M., y Hernández B.H. (2006). Estudio analítico y experimental de un puente peatonal en la ciudad de Morelia. Revista Ciencia Nicolaita, Universidad Autónoma de Morelia, México, 143-140 p.

Roësset J. M., Huerta López C. I., y Stokoe K. H. (1995). Effect of magnitude and type of damping in soil amplification. University of Missouri-Rolla (ISBN 1887009019), Editor Shamsher Prakash. Proceedings of the Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. 725-732 p. 04/1995.

SAP2000 V10.,(2000), Computers and structures, Inc.

SESAME. (2004). Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibration: measurements processing and interpretation. <http://sesame-fp5.obs.ujf-grenoble.fr/Delivrables/Del-D23-HVUserGuidelines.pdf>. consultado Feb/09

SESAME European project, (2004). Overall comparisons for test sites. Deliverable D17.10.

## APÉNDICE A

---

### **Método de rigideces (estructura)**

Hipótesis: Estructura lineal.

Todos los movimientos y esfuerzos son funciones lineales de las (cargas-pequeñas) deformaciones (ecuaciones de equilibrio en la estructura no distorsionada).

Las barras son rectas y de sección constante.

Para estudiar una estructura por el método de la rigidez, al igual que en cualquier otro problema elástico, disponemos de tres conjuntos de ecuaciones que deben cumplirse: (i) ecuaciones de compatibilidad, (ii) ecuaciones constitutivas, y (iii) ecuaciones de equilibrio.

Las ecuaciones de compatibilidad relacionan las deformaciones de barras con los desplazamientos nodales. Introduciendo estas relaciones en las ecuaciones constitutivas, relacionamos las fuerzas en los extremos de barras con los desplazamientos nodales.

Posteriormente, introduciendo estas últimas relaciones en las ecuaciones de equilibrio se obtiene un conjunto de ecuaciones de fuerzas nodales en función de desplazamientos nodales, que pueden ser consideradas como ecuaciones de equilibrio de la estructura en función de desplazamientos.

La resolución de este sistema de ecuaciones nos permite obtener el valor de las incógnitas (desplazamientos nodales), a partir de los cuales se obtienen las solicitaciones de las barras de la estructura, así como las reacciones.

Cuando se van a calcular las relaciones esfuerzos de extremo de barra (desplazamientos), es natural escoger un sistema de coordenadas que haga estas ecuaciones lo más sencillas posible.

Tomaremos por lo tanto como eje  $x$  el que coincide con el eje geométrico de la pieza y los ejes  $y$  y  $z$  coincidentes con los ejes principales de la sección transversal.

Tal sistema pertenece a la barra, y no depende de la orientación de la misma en la estructura y lo denominaremos sistemas de ejes locales.

Por el contrario, cuando las piezas se unen entre sí para formar la estructura, es necesario tener un sistema de coordenadas común para todos los movimientos y esfuerzos de extremo de barras para poder aplicar las condiciones de equilibrio y compatibilidad. A dicho sistema lo denominamos sistema de ejes globales.

Dichos esfuerzos de extremos de barras y desplazamientos dependerán del tipo de estructura que estamos resolviendo, para barras de:

a) Reticulado Plano: tendremos dos desplazamientos por nudo

b) Reticulado Espacial: tres desplazamientos por nudo.

En ambos casos sólo tendremos esfuerzos normales.

c) Pórtico Plano: tres desplazamientos por nudo. (una rotación en el plano del pórtico y dos traslaciones), como solicitaciones de extremo de barra una fuerza axial, un esfuerzo de corte y un momento flector.

d) Pórtico Espacial: seis desplazamientos por nudo, tres traslaciones y tres rotaciones. Como solicitaciones de extremo de barra una fuerza axial, dos esfuerzos de corte dos momentos de flexión y un momento torsional.

e) Emparrillado de vigas: tres desplazamientos nodales (un corrimiento normal al plano de la retícula) y dos rotaciones alrededor de los ejes contenidos en el plano mencionado). Los esfuerzos son un cortante y dos momentos (una torsión y una flexión).

## APÉNDICE B

---

### Método de rigideces (suelos)

Considere de un sistema de capas de suelo, como se muestra en la figura B.1. Las interfaces son establecidas por las discontinuidades en las propiedades del material en la dirección vertical, o por la presencia de cargas externas a una determinada elevación. Se define entonces el vector de estado:

$$\mathbf{Z} = \{u_x, \bar{u}_y, i\bar{u}_z, \bar{\tau}_{xz}, \bar{\tau}_{yz}, i\bar{\sigma}_z\}^T = \begin{Bmatrix} \bar{\mathbf{U}} \\ \bar{\mathbf{S}} \end{Bmatrix} \quad (\text{B.1})$$

en coordenadas cartesianas, o

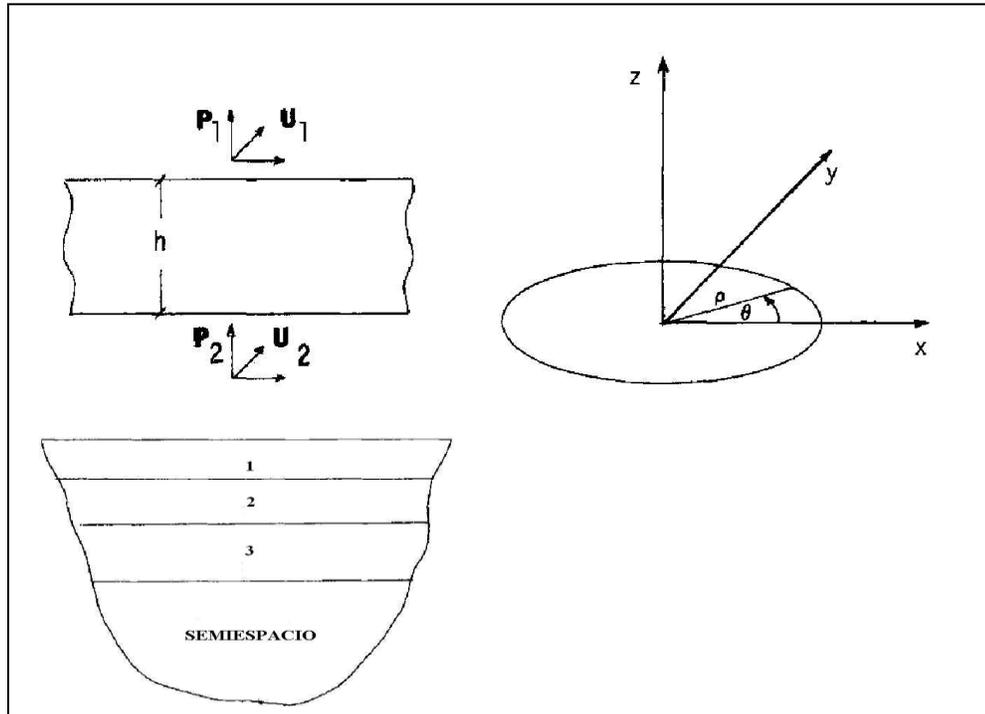
$$\mathbf{Z} = \{\bar{u}_\rho, \bar{u}_\theta, i\bar{u}_z, \bar{\tau}_{\rho z}, \bar{\tau}_{\theta z}, i\bar{\sigma}_z\}^T = \begin{Bmatrix} \bar{\mathbf{U}} \\ \bar{\mathbf{S}} \end{Bmatrix} \quad (\text{B.2})$$

en coordenadas cilíndricas.

En estas expresiones,  $\bar{u}$ ,  $\bar{\tau}$ ,  $\bar{\rho}$  denotan el desplazamiento, el esfuerzo tangencial y el esfuerzo normal, respectivamente de los componentes en una determinada elevación en la dirección que identifica en la figura B.1, y  $T$  denota la transpuesta. El factor  $i = -1^{0.5}$ , se ha introducido para  $u_z$ ,  $\sigma_z$  por razones de conveniencia del caso de las coordenadas cartesianas. Por otra parte, el vector del desplazamiento  $\bar{\mathbf{U}}$  y el vector del esfuerzo  $\bar{\mathbf{S}}$  son funciones únicamente de  $z$ , es decir, se supone que la variación de los desplazamientos y esfuerzos es armónico en el plano horizontal.

De coordenadas cartesianas, el desplazamiento real y esfuerzos en un punto se obtiene multiplicando  $\bar{\mathbf{U}}$ ,  $\bar{\mathbf{S}}$ , por el factor  $\exp i(\omega t - kx - ly)$ , es decir,

$$\begin{Bmatrix} U \\ S \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{U} \\ \bar{S} \end{Bmatrix} \exp i(\omega t - kx - ly) \quad (\text{B.3})$$



**Figura B.60** Un sistema de capas de suelos

donde  $\omega$  = frecuencia de excitación, y  $k$  y  $l$  son los números de onda. Si restringimos nuestra atención a un plano donde la condición es deformada (es decir, ondas planas), se deduce que  $l = 0$  y el factor se convierte en simplemente  $\exp i(\omega t - kx)$ .

Por otra parte, para coordenadas cilíndricas, la variación de los desplazamientos y esfuerzos en la dirección azimutal se obtiene multiplicando por  $\bar{u}_\rho, \bar{u}_z, \bar{\tau}_{\rho z}, \bar{\sigma}_z$  por  $\cos \mu\theta$  y  $\bar{u}_\theta, \bar{\tau}_{\theta z}$  por  $-\sin \mu\theta$  (o por el  $\sin \mu\theta$  y  $\cos \mu\theta$ , respectivamente) con  $\mu = 0, 1, 2, \dots$  un número entero. La variación en la dirección radial se obtiene multiplicando  $\bar{U}, \bar{S}$  por la matriz  $C$  (que es común a todas las capas)

$$\begin{Bmatrix} U \\ S \end{Bmatrix}_\mu = \begin{Bmatrix} C\bar{U} \\ C\bar{S} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} C & \\ & C \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{U} \\ \bar{S} \end{Bmatrix} \quad (\text{B.4})$$

$$\mathbf{C} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{d(k\rho)} C_\mu \\ \frac{\mu}{k\rho} C_\mu \\ \frac{\mu}{k\rho} C_\mu \\ - C_\mu \end{array} \quad \begin{array}{l} \frac{\mu}{k\rho} C_\mu \\ \frac{d}{d(k\rho)} C_\mu \end{array} \right\} \quad (\text{B.5})$$

donde  $C_\mu = C_\mu(k\rho)$  son funciones cilíndricas de orden  $\mu$ -enésimo y primero, segundo o tercer tipo (de Bessel, Neumann, o funciones de Hankel, respectivamente). El argumento  $k$  es el número de onda. Esto corresponde a la conocida descomposición de los desplazamientos y esfuerzos en una serie de Fourier en la dirección azimutal y funciones cilíndricas en la dirección radial. La variación con el tiempo se da una vez más por el factor  $\exp i\omega t$ .

Las Funciones de Hankel son frecuentemente utilizadas en los problemas de propagación de ondas, porque se comportan como asintóticamente complejos exponenciales. Por esta razón, pueden modelar [en relación con el término  $\exp(i\omega t)$ ] ondas que viajan desde el infinito hacia el origen (primera función de Hankel) o de la región central hacia el campo lejano (segunda función de Hankel). Sin embargo, una singularidad de argumento cero no puede ser utilizado, en general, si el problema incluye el origen.

En el método de matriz de transferencia, el vector de estado en una intercace determinada se tiene así (Haskell, 1953)

$$\mathbf{Z}_{j+l} = \mathbf{H}_j \mathbf{Z}_j \quad (\text{B.6})$$

donde  $\mathbf{H}_j$  es la matriz de transferencia de  $j$ -enésima capa. Esta matriz es una función de la frecuencia de excitación  $\omega$ , el número de onda  $k$ ,  $l$ , las propiedades del suelo, y el espesor de la capa. Es interesante observar que la matriz de transferencia de coordenadas cilíndricas

es idéntica en el caso del esfuerzo plano, y es independiente del índice de Fourier  $\mu$ . Esto implica, entre otras cosas, que la solución para cargas puntuales se pueden derivar, en principio, desde la solución para los tres casos del esfuerzo plano.

Refiriéndose a la Figura B.1, se puede aislar una determinada capa y preservar el equilibrio mediante la aplicación de cargas externas  $\bar{\mathbf{P}}_1 = \bar{\mathbf{S}}_1$  en la parte superior de la interface, y  $\bar{\mathbf{P}}_2 = \bar{\mathbf{S}}_2$  en la parte inferior de la interface. A partir de la ecuación (B.6) tenemos

$$\begin{Bmatrix} \bar{\mathbf{U}}_2 \\ -\bar{\mathbf{P}}_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{H}_{11} & \mathbf{H}_{12} \\ \mathbf{H}_{12} & \mathbf{H}_{22} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{\mathbf{U}}_1 \\ \bar{\mathbf{P}}_1 \end{Bmatrix} \quad (\text{B.7})$$

donde  $\mathbf{H}_{ij}$  son submatrices de la matriz de transferencia  $\mathbf{H}_j$ . Después de hacer algo de álgebra matricial, obtenemos

$$\begin{Bmatrix} \bar{\mathbf{P}}_1 \\ \bar{\mathbf{P}}_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\mathbf{H}_{12}^{-1} \mathbf{H}_{11} & \mathbf{H}_{12}^{-1} \\ \mathbf{H}_{22} \mathbf{H}_{12}^{-1} \mathbf{H}_{11} - \mathbf{H}_{21} & -\mathbf{H}_{22} \mathbf{H}_{12}^{-1} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{\mathbf{U}}_1 \\ \bar{\mathbf{U}}_2 \end{Bmatrix} \quad (\text{B.8})$$

o sencillamente

$$\bar{\mathbf{P}} = \mathbf{K} \bar{\mathbf{U}} \quad (\text{B.9})$$

donde  $\mathbf{K}$  = matriz de rigidez de la capa;  $\bar{\mathbf{P}}$  = externa "vector de carga", y  $\bar{\mathbf{U}}$  = vector de desplazamiento. Se puede demostrar también que  $\mathbf{K}$  es simétrica.

En el caso de un suelo que consta de varias capas, la matriz de rigidez global es construida por la superposición de la contribución de la capa en las matrices de cada "nodo" (interface) del sistema. El vector de la carga global en este caso corresponde a los esfuerzos exteriores prescritos en las interfaces. Por lo tanto, el armado y la solución de las

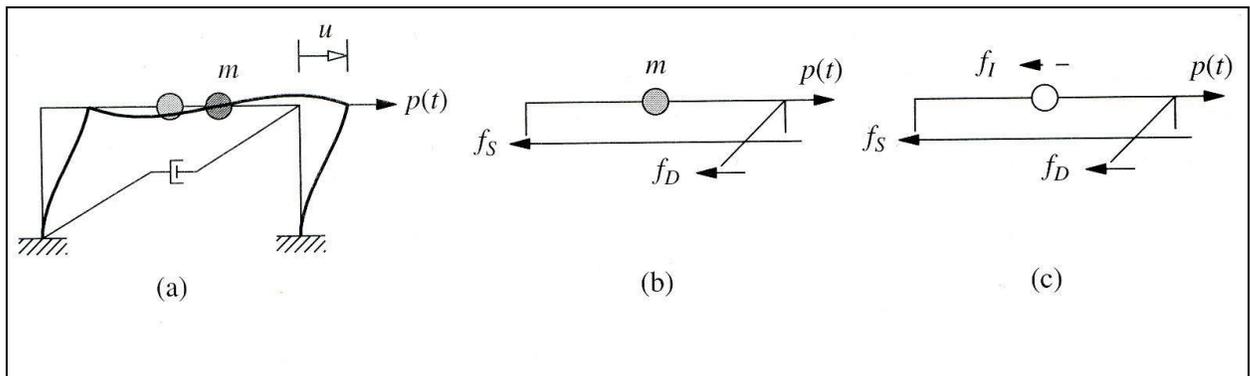
ecuaciones es formalmente análoga a la solución de problemas dinámica estructural en el dominio de la frecuencia. De ello se deduce entonces que los teoremas y las técnicas disponibles para estos problemas también pueden ser aplicados a los suelos estratificados.

## APÉNDICE C

### Dinámica estructural

#### La ecuación de movimiento: la fuerza externa

Figura C.1a muestra un marco al que se ha aplicado a una fuerza dinámica externa  $p(t)$  en la dirección de DOF (*Degrees Of Freedom* = Grados De Libertad)  $u$ . Esta notación indica que la fuerza  $p$  varía con el tiempo  $t$ . El consiguiente desplazamiento de la masa también varía con el tiempo, y se denota por  $u(t)$ .



**Figura C.61.** Comportamiento dinámico de un marco

#### Uso de la segunda ley de Newton del movimiento

Las fuerzas que actúan sobre la masa en un cierto instante se muestra en la figura C.1b. Estos incluyen la fuerza externa  $p(t)$ , la fuerza resistente elástica (o inelástica)  $f_s$  (Fig. C.2), y la fuerza que resisten por el amortiguamiento  $f_D$  (Fig. C.3). La fuerza externa se considera positivo en la dirección del eje  $x$ , y el desplazamiento  $u(t)$ , la velocidad  $\dot{u}(t)$  y la aceleración  $\ddot{u}(t)$  también son positivas en la dirección del eje  $x$ . Las fuerzas de amortiguamiento y elástica actúan en la dirección opuesta, ya que son las fuerzas internas que se resisten a la deformación y la velocidad, respectivamente.

La fuerza resultante a lo largo del eje  $x$  es  $p - f_s - f_D$  y la segunda ley de Newton del movimiento da

$$p - f_s - f_D = m\ddot{u} \quad \text{ó} \quad m\ddot{u} + f_D + f_s = p(t) \quad (\text{C.1})$$

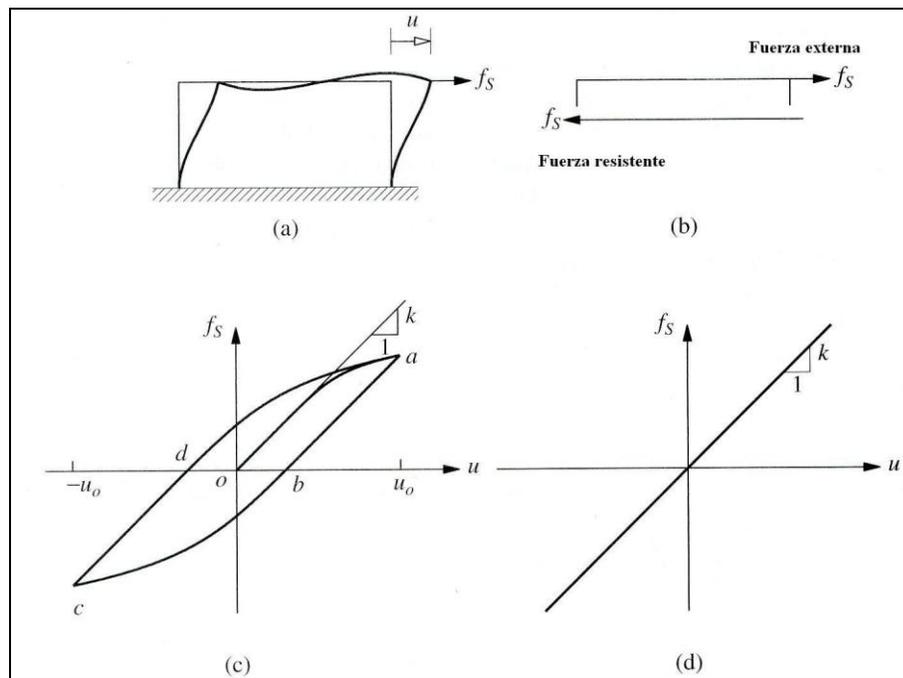
Sustituyendo éstas ecuaciones  $f_s = ku$  y  $f_D = c\dot{u}$  en la ecuación superior se convierte en

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (\text{C.2})$$

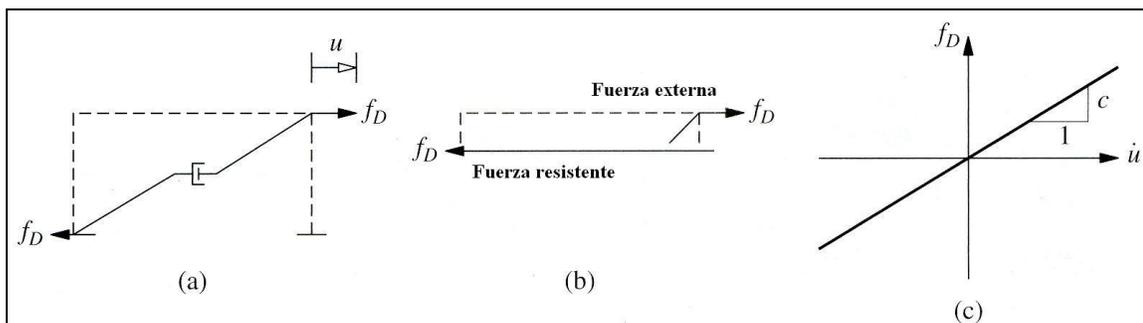
Esta es la ecuación de movimiento que rigen la deformación o el desplazamiento de  $u(t)$  de la estructura mostrada de la figura C.1a, que se supone linealmente elástica, sometida a una fuerza dinámica externa  $p(t)$ . Las unidades de masa son fuerza/aceleración.

Esta derivación se puede extender fácilmente a los sistemas inelásticos. La ecuación (C.1) sigue siendo válida y todo lo que hay que hacer es reemplazar la ecuación  $f_s = ku$ , restringida a sistemas lineales, por la ecuación  $f_s = f_s(u, \dot{u})$ , válida para los sistemas inelásticos. Para tales sistemas, la ecuación de movimiento es

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \dot{u}) = p(t) \quad (\text{C.3})$$



**Figura C.62.** Comportamiento dinámico de un marco. Fuerza por resistente elástica.



**Figura C.63.** Comportamiento dinámico de un marco, fuerza de resistencia por el amortiguamiento.

### Equilibrio dinámico

El principio de D'Alembert de equilibrio dinámico está basado en la idea de una fuerza de inercia ficticia, una fuerza igual al producto de masa por su aceleración que actúa en dirección opuesta a la aceleración. Se afirma que, con las fuerzas de inercia incluidas, un sistema está en equilibrio en cada instante de tiempo. Así, un diagrama de cuerpo libre de una masa en movimiento se puede elaborar, y los principios de la estática pueden ser utilizados para desarrollar la ecuación de movimiento.

Figura C.1c es el diagrama de cuerpo libre en el tiempo  $t$  con la masa sustituida por su fuerza de inercia, que se muestra por una línea discontinua para distinguir esta fuerza ficticia con las fuerzas reales. Ajustando de la suma de todas las fuerzas igual a cero, da la ecuación (C.1b), que se derivó utilizando la segunda ley de Newton del movimiento.

### La ecuación de movimiento: excitación del terremoto

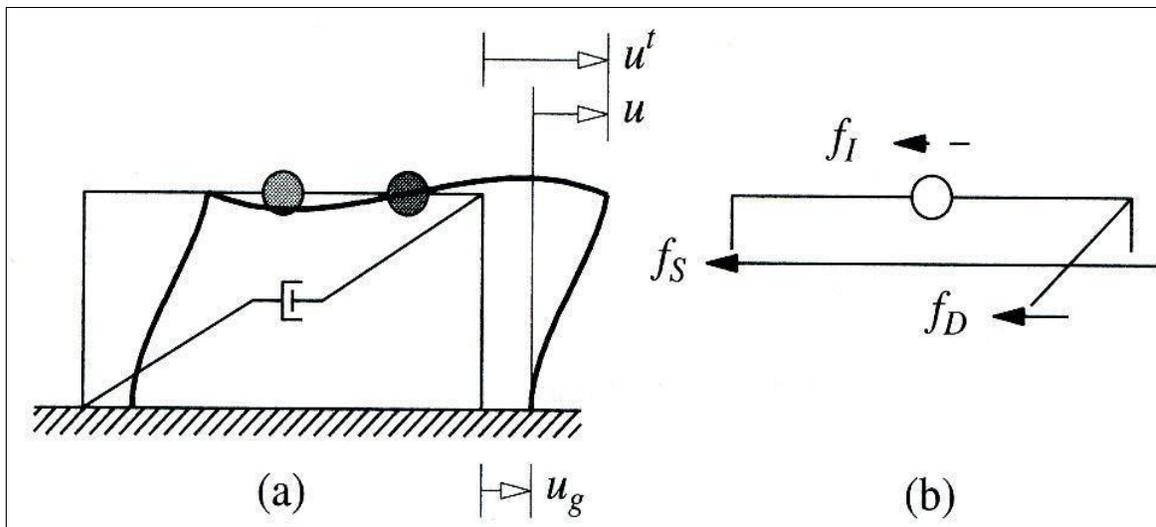
En las regiones propensas a terremotos, el principal problema de la dinámica estructural es el comportamiento de estructuras sometidas a terremotos inducidos por el movimiento de la base de la estructura. El desplazamiento del suelo se representa por  $u_g$ , el desplazamiento total (o absoluto) de la masa por  $u'$ , y el desplazamiento relativo entre la masa y la tierra por  $u$  (Fig. C.4). Para cada instante de tiempo, estos desplazamientos están relacionados por

$$u^t(t) = u(t) + u_g(t) \quad (\text{C.4})$$

ambos  $u^t$  y  $u_g$ , se refieren al mismo sistema de referencia inercial y sus direcciones positivas coinciden.

En el diagrama de cuerpo libre, incluye la fuerza inercia  $f_I$ , que se muestra en la figura C.4b, la ecuación de equilibrio dinámico es

$$f_I + f_D + f_s = 0 \quad (\text{C.5})$$



**Figura C.64.** Comportamiento dinámico de un marco

Sólo el movimiento relativo  $u$  entre la masa y la base debido a la deformación estructural producida por su elasticidad y la fuerza de amortiguamiento (es decir, el cuerpo rígido del componente de desplazamiento de la estructura no produce fuerzas internas). Así, para un sistema de ecuaciones lineales  $f_s = ku$  y  $f_D = c\dot{u}$  siguen siendo válidos. La fuerza de inercia  $f_I$  está relacionada con la aceleración de la masa  $\ddot{u}^t$  por

$$f_I = m\ddot{u}^t \quad (\text{C.6})$$

Sustituyendo las ecuaciones  $f_s = ku$ ,  $f_D = c\dot{u}$ , y (C.6) en la ecuación (C.5) y usando la ecuación (C.4) da

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (\text{C.7})$$

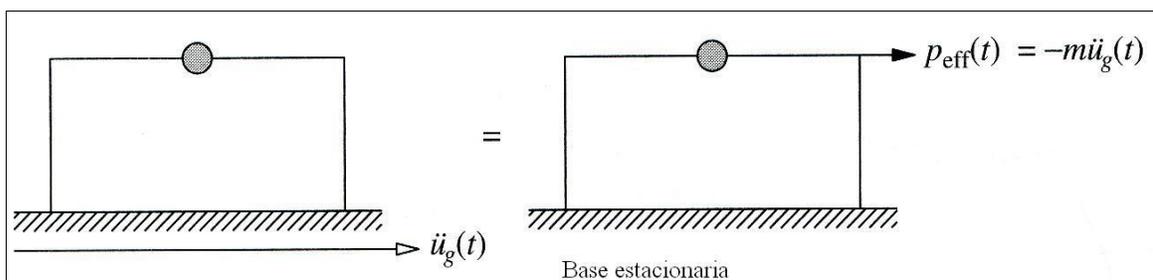
Esta es la ecuación de movimiento que rige el desplazamiento relativo o la deformación  $u(t)$  de la estructura lineal de la figura (C.4.a) sometida a aceleración de suelos  $\ddot{u}_g(t)$ .

Para sistemas inelásticos, la ecuación (C.5) es válida, pero la ecuación  $f_s = ku$  debe ser sustituida por  $f_s = f_s(u, \dot{u})$ . La ecuación del movimiento resultante es

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \dot{u}) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (\text{C.8})$$

Comparando de las ecuaciones (C.2) y (C.7), o de las ecuaciones (C.3) y (C.8), se observa que las ecuaciones de movimiento de la estructura sometida a dos excitaciones separadas: aceleración de suelo  $\ddot{u}_g(t)$  y la fuerza externa  $= -m\ddot{u}_g(t)$  son lo mismo. Así, el desplazamiento relativo o la deformación  $u(t)$  de la estructura debido a la aceleración de suelo  $\ddot{u}_g(t)$  será el mismo que el desplazamiento  $u(t)$  de la estructura si fuera base estacionaria y si ésta sujeta a una fuerza externa  $= -m\ddot{u}_g(t)$ . Como se muestra en la figura C.5, el movimiento del suelo por lo tanto puede ser sustituido por *la fuerza efectiva del terremoto* (indicado por subíndice "eff"):

$$p_{\text{eff}}(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (\text{C.9})$$



**Figura C.65.** Fuerza efectiva del terremoto: movimiento horizontal de suelo

Esta fuerza es igual a masa por la aceleración del suelo, actuando contra la aceleración. Es importante reconocer que la fuerza efectiva del terremoto es proporcional a la masa de la estructura. Así, el diseñador estructural aumenta la fuerza efectiva del terremoto si se aumenta la masa estructural.

Aunque los componentes rotacionales del movimiento de suelo no se miden durante los terremotos, pueden estimarse a partir de los componentes de traslación medida. Para ello, considere la torre de voladizo de la figura. (C.6.a), sometida a rotación de base  $\theta_g$ . El desplazamiento total  $u^t$  de la masa se compone de dos partes:  $u$  asociados con la deformación estructural y una componente del cuerpo rígido  $h\theta_g$ , donde  $h$  es la altura de la masa sobre la base. Para cada instante de tiempo, estos desplazamientos están relacionados por

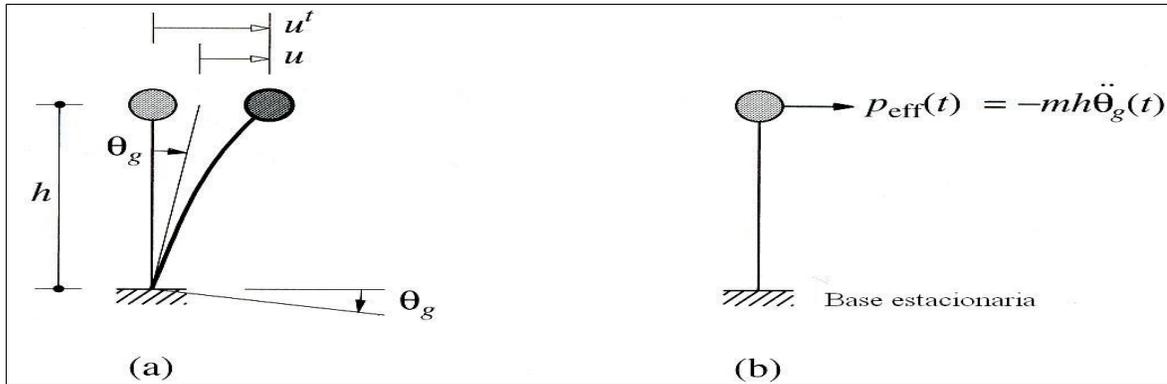
$$u^t(t) = u(t) + h\theta_g(t) \quad (\text{C.10})$$

Las ecuaciones (C.5) y (C.6) siguen siendo válidas, pero la aceleración total  $\ddot{u}^t(t)$  debe determinarse a partir de la ecuación (C.10). Poniendo en conjunto de todas estas ecuaciones da

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -mh\ddot{\theta}_g(t) \quad (\text{C.11})$$

La fuerza efectiva del terremoto asociada con la rotación de suelo es

$$p_{eff}(t) = -mh\ddot{\theta}_g(t) \quad (\text{C.12})$$



**Figura C.66.** Fuerza efectiva del terremoto: movimiento de suelo rotacional

### Vibración libre sin amortiguamiento

El movimiento de los sistemas lineales de un grado de libertad (*SDF = Single Degree of Freedom*), visualizado como un marco o de un sistema masa-resorte-amortiguador, sometidas a una fuerza externa  $p(t)$  se rige por la ecuación (C.2). Configurando  $p(t) = 0$ , da la ecuación diferencial que rige la vibración libre del sistema, que para los sistemas sin amortiguamiento ( $c = 0$ ) se reduce a:

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (\text{C.13})$$

La vibración libre se inicia al perturbar el sistema desde su posición de equilibrio estático impartiendo la masa algún desplazamiento  $u(0)$  y la velocidad  $\dot{u}(0)$  en tiempo cero, que se define como el movimiento instantáneo en que se inició:

$$u = u(0) \quad \dot{u} = \dot{u}(0) \quad (\text{C.14})$$

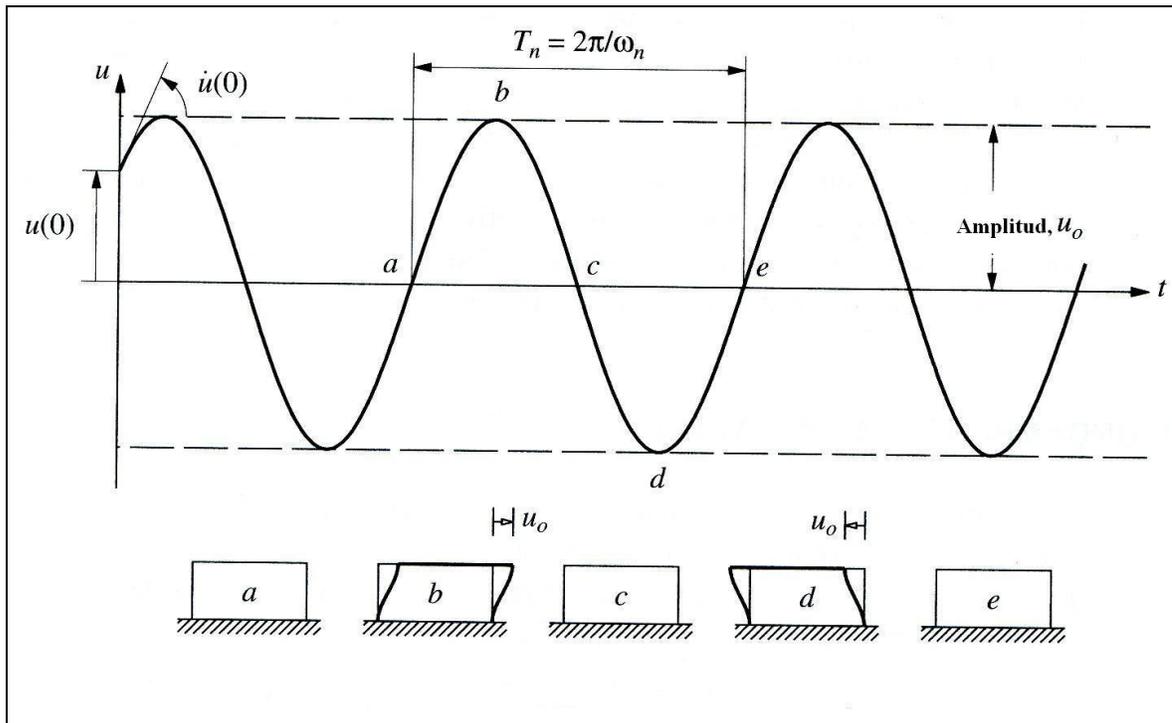
Sujeta a estas condiciones iniciales, la solución a la ecuación diferencial homogénea es:

$$u(t) = u(0) \cos \omega_n t + [\dot{u}(0)/\omega_n] \text{sen } \omega_n t \quad (\text{C.15})$$

donde

$$\omega_n = (k/m)^{0.5} \quad (\text{C.16})$$

La ecuación (C.15) se representa en la figura C.7. Esto demuestra que el sistema experimenta movimiento vibratorio (o oscilatorio) sobre su posición del equilibrio estático (o indeformada,  $u = 0$ ), y que este movimiento se repite de si mismo después de cada  $2\pi/\omega_n$  segundos. En particular, el estado (desplazamiento y velocidad) de la masa en dos instantes de tiempo,  $t_1$  y  $t_1 + 2\pi/\omega_n$ , es idéntico:  $u(t_1) = u(t_1 + 2\pi/\omega_n)$  y  $\dot{u}(t_1) = \dot{u}(t_1 + 2\pi/\omega_n)$ . Estas igualdades fácilmente se pueden demostrar, a partir de la ecuación (C.15). El movimiento está descrito por la ecuación (C.15) y se muestra en la figura C.7 que se conoce como *movimiento armónico simple*.



**Figura C.67.** Vibración libre de un sistema sin amortiguamiento

La porción  $a-b-c-d-e$  de la curva desplazamiento-tiempo describe un ciclo de vibración libre del sistema. Desde su equilibrio estático (o indeformado) en posición  $a$ , la masa se mueve a la derecha, alcanzando su máximo desplazamiento positivo  $u_o$  en  $b$ , en que la velocidad es cero y el desplazamiento comienza a decrecer y la masa vuelve de nuevo a su

posición de equilibrio  $c$ , en que la velocidad es máxima y por lo tanto la masa sigue moviéndose hacia la izquierda, llegando a su desplazamiento mínimo  $-u_o$  en  $d$ , en posición  $e$  la velocidad es otra vez de cero y el desplazamiento comienza a decrecer de nuevo y regresa la masa a su equilibrio. En tiempo instante  $e$ ,  $2\pi/\omega_n$  segundos después de tiempo-instante  $a$ , el estado (desplazamiento y velocidad) de la masa es la misma que en el tiempo instante  $a$ , y la masa está lista para comenzar otro ciclo de la vibración.

El tiempo necesario para que el sistema sin amortiguamiento para completar un ciclo de vibración libre es el *período natural de vibración* del sistema, que se denota como  $T_n$ , en unidades de segundos. Esto está relacionado con la *frecuencia natural de vibración circular*,  $\omega_n$ , en unidades de radianes por segundo:

$$T_n = 2\pi/\omega_n \quad (\text{C.17})$$

Un sistema ejecuta  $1/T_n$  ciclos en 1 segundo. Esta *frecuencia cíclica naturales de vibración* se denota por

$$f_n = 1/T_n \quad (\text{C.18})$$

Las unidades de  $f_n$  son hertz (Hz) [ciclos por segundo (cps)];  $f_n$  está obviamente relacionado con  $\omega_n$  a través de

$$\omega_n = T_n/2\pi \quad (\text{C.19})$$

El término de *frecuencia natural de vibración* se aplica tanto a  $\omega_n$  y  $f_n$ .

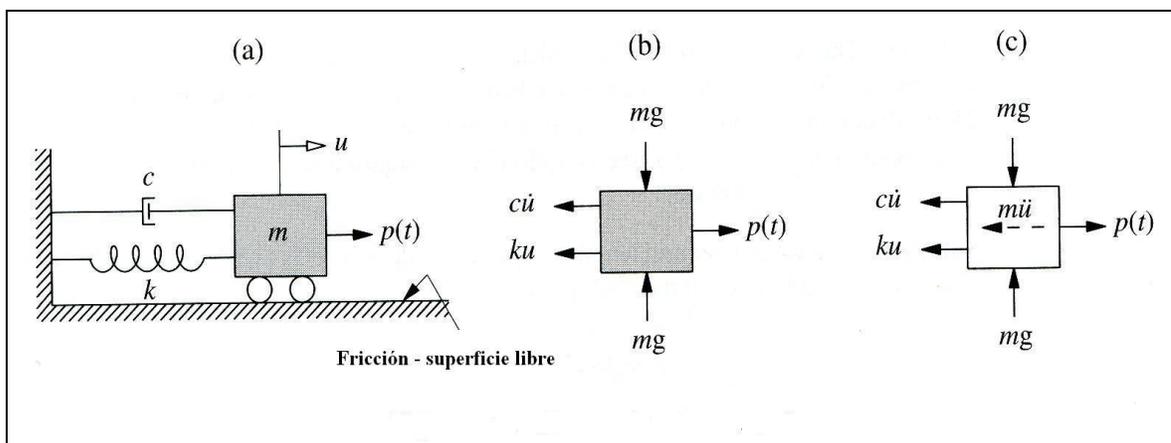
Las propiedades de las vibraciones naturales  $\omega_n$ ,  $T_n$  y  $f_n$  sólo dependen de la masa y la rigidez de la estructura; ver las ecuaciones (C.16) a (C.18). La más rígida de dos sistemas de un grado de libertad con la misma masa que tendrá la frecuencia natural alta y el período natural corto. Del mismo modo, el más pesado (más masa) de dos estructuras con la misma rigidez tendrá la frecuencia natural baja y el período natural largo. La clasificación *natural* se utiliza en la definición de  $T_n$ ,  $\omega_n$ , y  $f_n$  para enfatizar que estas son propiedades naturales

del sistema cuando se le permite vibrar libremente sin ningún tipo de excitación externa. Debido a que el sistema es lineal, estas propiedades de vibración son independientes del desplazamiento inicial y la velocidad.

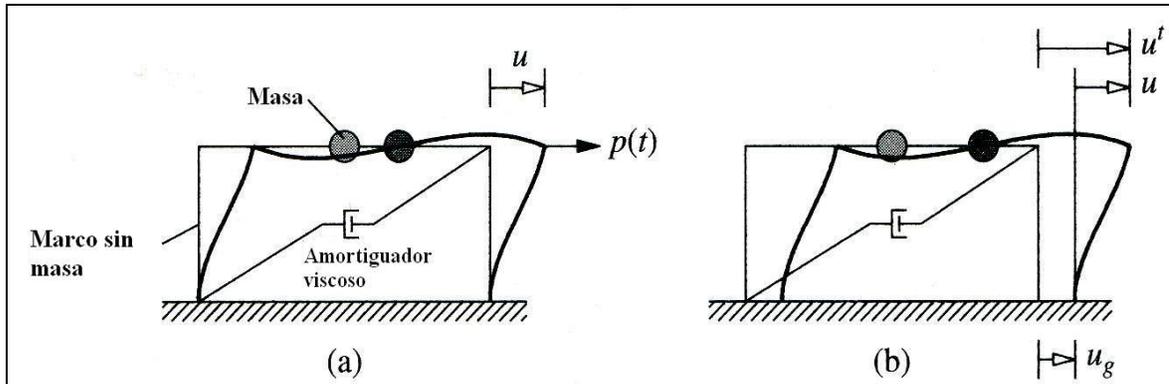
La frecuencia natural circular  $\omega_n$ , frecuencia natural cíclica  $f_n$ , y período natural  $T_n$  definido por las ecuaciones (C.16) a (C.18) se puede expresar en la forma alternativa

$$\omega_n = (g/\delta_{st})^{0.5} \quad f_n = (1/2\pi) (g/\delta_{st})^{0.5} \quad T_n = 2\pi(\delta_{st}/g)^{0.5} \quad (C.20)$$

donde  $\delta_{st} = mg/k$ , y donde la  $g$  es la aceleración de la gravedad. Esta es la deflexión estática de la masa  $m$  suspendida de un resorte de rigidez  $k$ ; Esto puede ser como el sistema de la figura C.8 orientado en la dirección vertical. En el contexto del marco simple de la figura C.9,  $\delta_{st}$  es el desplazamiento lateral de la masa debido a la fuerza lateral  $mg$ .



**Figura C.68.** Sistema de masa – resorte – amortiguador



**Figura C.69.** Sistema de un grado de libertad: (a) aplicando una fuerza  $p(t)$ ; (b) Induciendo movimiento de suelo – terremoto.

El sistema sin amortiguamiento oscila de ida y vuelta entre el desplazamiento máximo  $u_o$  y desplazamiento mínimo  $-u_o$ . La magnitud  $u_o$  de estos dos valores de desplazamiento es el mismo; se llama la *amplitud de movimiento* y está dada por

$$u_o = \{[u(0)]^2 + [\dot{u}(0)/\omega_n]^2\}^{0.5} \quad (\text{C.21})$$

La amplitud  $u_o$  dependerá del desplazamiento inicial y de la velocidad. Ciclo tras ciclo sigue siendo lo mismo; es decir, el movimiento no se descompone.

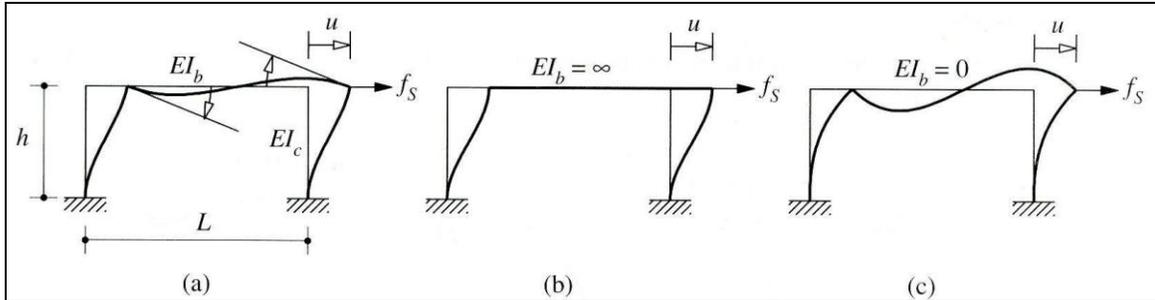
La frecuencia natural del marco simple de la figura C.10a con masa  $m$  concentrada y columnas empotradas en la base está dado por:

$$\omega_n = (k/m)^{0.5} \quad k = [(24EI_c)/h^3][(12\rho + 1)/(12\rho + 4)] \quad (\text{C.22})$$

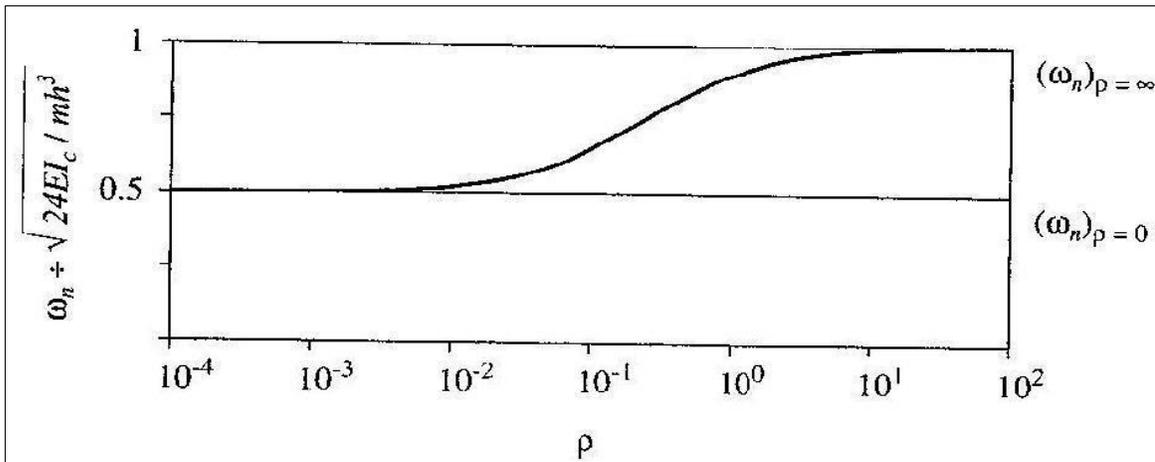
donde la rigidez lateral proviene de la ecuación (C.22b) y  $\rho = I_b/4I_c$ . Para el caso extremo de una viga rígida,  $\rho = \infty$ , y una viga sin rigidez,  $\rho = 0$ , las rigideces laterales se dan por las ecuaciones  $k = (24EI_c)/h^3$  “viga rígida” y  $k = (6EI_c)/h^3$  “viga no rígida” y las frecuencias naturales son

$$(\omega_n)_{\rho=\infty} = [(24EI_c)/(mh^3)]^{0.5} \quad (\omega_n)_{\rho=0} = [(6EI_c)/(mh^3)]^{0.5} \quad (\text{C.23})$$

La frecuencia natural es doble como la razón de rigideces viga – a – columna,  $\rho$ , aumenta de 0 a  $\infty$ ; y su variación con la  $\rho$  se muestra en la figura C.11.



**Figura C.70.** Comportamiento dinámico de un marco



**Figura C.71.** Variación de frecuencia natural,  $\omega_n$ , con razón de rigideces viga–a–columna,  $\rho$ .

La frecuencia natural es igualmente afectada por las condiciones de frontera en la base de las columnas. Si las columnas están articuladas en la base en lugar de empotramiento y la viga es rígida,  $\omega_n = [(6EI_c)/(mh^3)]^{0.5}$ , que es la mitad de la frecuencia natural del marco con empotramiento en la base de la columna.

Derivación de la solución de la ecuación (C.13), lineal, homogénea, ecuación diferencial de segundo orden con coeficientes constantes, tiene la forma de

$$u = e^{st} \quad (\text{C.24})$$

donde la constante  $s$  es desconocida. Sustituyendo en la ecuación (C.13) da

$$(ms^2 + k)e^{st} = 0 \quad (\text{C.25})$$

el término exponencial nunca es cero, por lo que la ecuación característica es

$$(ms^2 + k) = 0 \quad s_{1,2} = \pm i\omega_n \quad (\text{C.26})$$

donde  $i = (-1)^{0.5}$ . La solución general de la ecuación (C.13) es

$$u(t) = A_1 e^{s_1 t} + A_2 e^{s_2 t}$$

que después sustituyendo de la ecuación (C.26) se convierte en

$$u(t) = A_1 e^{i\omega_n t} + A_2 e^{-i\omega_n t} \quad (\text{C.27})$$

donde  $A_1$  y  $A_2$  son constantes aún indeterminadas. Usando el teorema de Moivre,

$$\cos x = (e^{ix} + e^{-ix})/2 \quad \text{sen } x = (e^{ix} - e^{-ix})/2i$$

La ecuación (C.27) puede ser reescrita como

$$u(t) = A \cos \omega_n t + B \text{sen } \omega_n t \quad (\text{C.28})$$

donde  $A$  y  $B$  son constantes aún indeterminadas. La ecuación (C.28) está diferenciada para obtener

$$\dot{u}(t) = -\omega_n A \text{sen } \omega_n t + \omega_n B \cos \omega_n t \quad (\text{C.29})$$

Evaluando de las ecuaciones (C.28) y (C.29) en tiempo cero da las constantes  $A$  y  $B$  en términos del desplazamiento inicial  $u(0)$  y la velocidad inicial  $\dot{u}(0)$ :

$$u(0) = A \quad \dot{u}(0) = \omega_n B \quad (\text{C.30})$$

Substituyendo para  $A$  y  $B$  de la ecuación (C.30) en la ecuación (C.28) conduce a la solución dada en la ecuación (C.15)

### **Respuesta espectral de pseudo- aceleración**

Considere una cantidad de  $A$  para un sistema de un grado de libertad con frecuencia natural  $\omega_n$  relacionado a sus picos de deformación  $D \equiv u_o$  debido al movimiento sísmico del suelo:

$$A = \omega_n^2 D = (2\pi/T_n)^2 D \quad (\text{C.31})$$

La cantidad  $A$  tiene unidades de aceleración y está relacionada con el valor pico de la base cortante [o con el valor pico de fuerza estática equivalente  $f_{so}$ ]:

$$V_{bo} = f_{so} = mA \quad (\text{C.32})$$

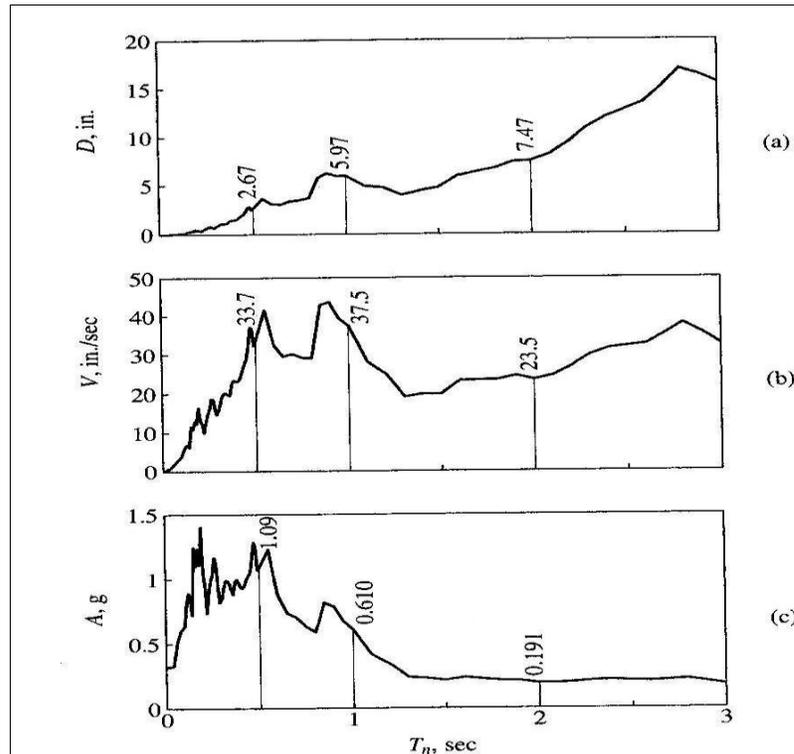
El pico de la base cortante puede ser escrito en forma

$$V_{bo} = (A/g)w \quad (\text{C.33})$$

donde  $w$  es el peso de la estructura y  $g$  es la aceleración gravitacional. Cuando se escribe en esta forma,  $A/g$  puede ser interpretado como *el coeficiente de la base cortante* o *coeficiente de la fuerza lateral*. Se utiliza en los códigos de construcción para representar el coeficiente por el cual el peso de la estructura se multiplica para obtener la base cortante.

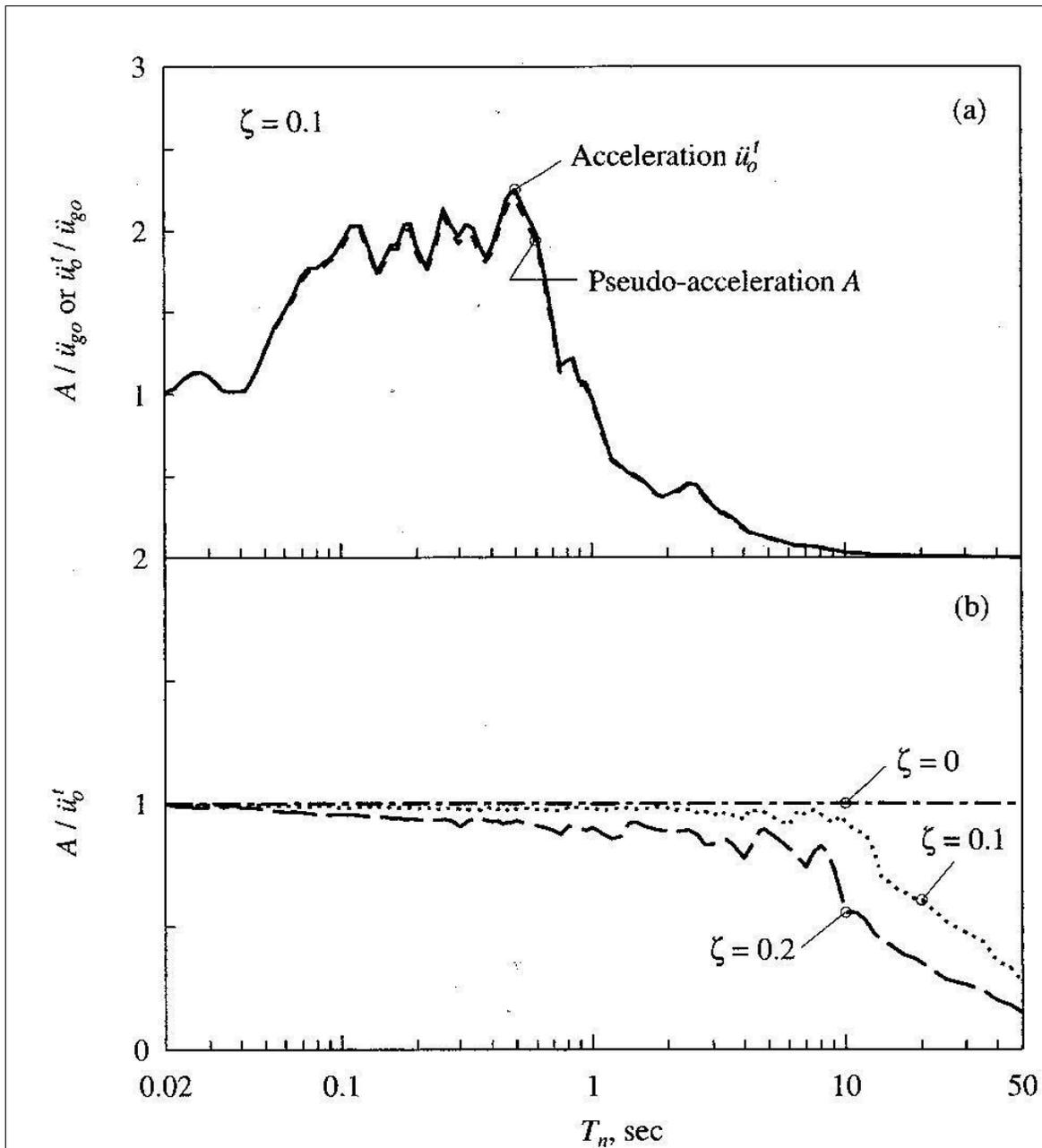
Observe que la base cortante es igual a la fuerza de inercia asociada con la masa  $m$  sometidos a la aceleración  $A$ . Esta cantidad se define por la ecuación (C.31) en general es

diferente de la aceleración pico  $\ddot{u}_o^t$  del sistema. Es por esta razón, llamamos  $A$  es la *pseudo-aceleración pico*, el prefijo *pseudo* se utiliza para evitar la posible confusión con la verdadera aceleración pico  $\ddot{u}_o^t$ .



**Figura C.72.** Espectro de respuesta para el movimiento “El Centro” con  $\zeta = 0.02$ : (a) Espectro de respuesta de deformación; (b) Espectro de respuesta de pseudo-velocidad; (c) Espectro de respuesta de pseudo-aceleración.

### Pseudo-aceleración y espectro de aceleración



**Figura C.73.** (a) Comparación entre pseudo-aceleración y espectro de respuesta de aceleración;  $\zeta = 10\%$ ; (b) razón  $A / \ddot{u}'_0$  para  $\zeta = 0, 10$ , y  $20\%$ .

La pseudo-aceleración y espectros de respuesta de aceleración son idénticos para los sistemas sin amortiguamiento.

$$\ddot{u}'_o(t) = -\omega_n^2 u(t) \quad (\text{C.34})$$

Los valores picos de las dos partes, por lo tanto igual, es decir,

$$\ddot{u}'_o = -\omega_n^2 u_o = \omega_n^2 D = A \quad (\text{C.35})$$

Con el amortiguamiento, la ecuación (C.34) no es válida en todo momento, pero sólo en los tiempos instantes cuando  $\dot{u}(t) = 0$ , en particular, cuando  $u(t)$  alcanza su pico  $u_o$ . En este instante,  $-\omega_n^2 u_o$  representa la verdadera aceleración de la masa. El valor pico  $\ddot{u}'_o$  de  $\ddot{u}'(t)$  no se produce en el mismo instante, sin embargo, a menos que  $\zeta = 0$ . Los valores de pico  $\ddot{u}'_o$  y  $A$  se presentan al mismo tiempo y son iguales sólo para  $\zeta = 0$ .

## GLOSARIOS

---

La estructura de un puente está compuesta fundamentalmente por dos partes: subestructura y superestructura.

### **Superestructura:**

La superestructura comprende todos los componentes que se encuentran por encima de los elementos de soporte:

- **Superficie de rodamiento**, sobre la cual circulan los vehículos. Puede ser de asfalto o de concreto.
- **Losa**, cuya función principal es distribuir las cargas transversal y longitudinalmente en toda la longitud del puente.
- **Vigas**. Las vigas son los miembros principales del puente y se diseñan para resistir el trabajo a flexión.

### **Subestructura:**

La subestructura está formada por todos los elementos que requiere la superestructura para sustentarse, como son apoyos, columnas, pilas, estribos y cabezales. Su función es la de transmitir eficientemente las cargas de la superestructura a la cimentación.

**Estribos:** Estructura que soporta el extremo de un tramo de puente y proporciona apoyo lateral para el material de relleno sobre cual descansa el camino inmediatamente adyacente al puente.

**Pila:** Parte de la estructura de un puente que provee un apoyo intermedio para la superestructura.

- **Pilas Tipo Muro Macizo:** Las pilas tipo muro macizo se diseñan como si se tratara de columnas para las fuerzas y momentos que actúan respecto del eje resistente. Estas pilas pueden tener su extremo superior articulado, empotrado o libre, pero habitualmente están empotradas en la base.

- **Pilas de Doble Muro:** Las pilas de doble muro consisten en dos muros independientes separados en la dirección del tráfico para proveer apoyo en el intradós continuo de las secciones de superestructura tipo cajón.
- **Pilas Tipo Caballete:** Las pilas tipo caballete consisten en dos o más columnas de secciones transversales macizas separadas transversalmente. En general estas pilas están empotradas en la base y no son integrales ni con la superestructura ni con un cabezal en la parte superior. Las columnas pueden estar soportadas por una zapata ensanchada o una zapata sobre pilotes; también pueden ser prolongaciones de los pilotes por encima del nivel del terreno.
- **Pilas de Un Sola Columna:** Generalmente son soportadas en su base por una zapata ensanchada, una zapata sobre pilotes perforados o una zapata sobre pilotes hincados, y puede ser integral con la superestructura o bien proveerle a la estructura un apoyo independiente.
- **Pilas Tubulares:** Sección de núcleo hueco que puede ser de acero, concreto reforzado o concreto pretensado. Su sección transversal le permite soportar las fuerzas y momentos que actúan sobre los elementos.

**Diafragma:** Pieza estructural rígida que puede soportar el esfuerzo cortante al estar cargado en una dirección paralela a un plano. También llamado tímpano.

**Parapeto:** Sistema de protección para peatones u otros usuarios de las carreteras, situado en el borde de un puente, muro de contención o estructura similar y que no está concebido para actuar como un sistema de contención de vehículos.

**Pilote:** Los pilotes son miembros estructurales con un área de sección transversal pequeña en comparación con su longitud. Se hincan en el suelo a base de golpes generados por maquinaria especializada, en grupos o en filas, conteniendo cada uno el suficiente número de pilotes para soportar la carga de una sola columna o muro.

**Zapata:** Una zapata es una ampliación de la base de una columna o muro y que tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo. Las zapatas que soportan una sola columna se llaman zapatas aisladas o individuales. La zapata que se construye debajo de un muro se llama zapata corrida o continua. Si una zapata soporta varias columnas se llama zapata combinada. Un tipo especial de zapata combinada que se usa comúnmente en el caso de que una de las columnas soporte un muro exterior es la zapata en voladizo o en cantiléver.

**Torones:** Alrededor de un alambre central (ánima), el torón está formado por varios alambres arrollados en el hélice, espaciados regularmente unos de otros, en una o varias capas superpuestas.