



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIO DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE UN PUENTE
CARRETERO DE CHILE CENTRAL, CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE
SITIO

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

JOSÉ PABLO GRAND BARROS

PROFESOR GUÍA:

CÉSAR PASTÉN PUCHI

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

FRANCISCO HERNÁNDEZ PRADO

RAMIRO BAZÁEZ GALLARDO

Este trabajo de título fue financiado por CONICYT FONDEF Concurso IDeA I+D ID18I-
10103

SANTIAGO DE CHILE
2019

**RESUMEN DE MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE:** Ingeniero Civil con
mención en Estructuras, Construcción y
Geotecnia
POR: José Pablo Grand Barros
FECHA: Octubre 2019
PROFESOR GUÍA: César Pastén Puchi

ESTUDIO DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE UN PUENTE CARRETERO EN CHILE CENTRAL, CONSIDERANDO LOS EFECTOS LOCALES DE SITIO.

Actualmente, el diseño sísmico de puentes chilenos está regido por el Manual de Carreteras, cuya clasificación de suelos no permite incluir intrínsecamente todos los efectos de interacción suelo-estructura; tales como, la interacción cinemática, el efecto de estratigrafía variable con la profundidad y/o el amortiguamiento debido a radiación geométrica. Por lo tanto, este trabajo tiene como objetivo realizar una modelación detallada que incluya todos los aspectos de interacción suelo-estructura. Es decir, cómo el tipo de suelo y su estratigrafía afectan a la amplificación o desamplificación de la respuesta estructural del puente Águila Norte, ubicado en la comuna de Paine. Se genera un modelo numérico del sitio a partir del período predominante de vibración, de los perfiles de velocidad de onda de corte obtenidos a partir las curvas de dispersión determinadas de campañas de exploración geotécnica del suelo (con técnicas de ondas superficiales), y de los antecedentes geotécnicos del puente. Para modelar tanto el suelo como la estructura, se utilizó el programa computacional OpenSees, software de elementos finitos de libre disposición que cuenta con modelos constitutivos avanzados de suelos. Se generaron tres modelos del puente, el primero de los cuales considera la interacción suelo-estructura mediante el uso de elementos tipo bloque 3D para simular el suelo considerando un material cuya resistencia y rigidez dependen del nivel de confinamiento y una reducción de dominio. El segundo modelo considera la interacción suelo-estructura de manera simplificada, utilizando resortes elásticos lineales para simular la interacción de los pilotes y el suelo circundante. Por último, el tercer modelo considera que las columnas del puente son empotradas a nivel de viga de encepado. Los tres modelos fueron sometidos a una misma acción sísmica equivalente de manera estudiar su respuesta y comparar los desplazamientos obtenidos. Como principal diferencia, se obtuvo que el modelo que considera la respuesta no-lineal del suelo por medio de elementos tipos bloques 3D presenta deformaciones remanentes del suelo y por lo tanto genera esfuerzos residuales sobre la estructura, adicionalmente, permite ver el alargamiento del periodo estructural. Este efecto no se puede obtener con los modelos de resortes elásticos y/o con el modelo con columnas empotradas.

Dedicatoria

Esta página fue dejada en blanco intencionalmente.

Agradecimientos

Quiero agradecer al proyecto FONDEF Concurso IDeA I+D ID18I-10103 de CONICYT “Bases y recomendaciones para complementar el análisis sísmico de puentes viales del Manual de Carreteras” por financiar este trabajo. Además, agradecer a la comisión y profesores del proyecto, C. Pastén, F. Hernández, R. Bazáez, R. Astroza y F. Ochoa.

Tabla de Contenido

Capítulo 1 : Introducción	1
1.1 Objetivo General	3
1.2 Objetivos Específicos.....	3
1.3 Estructura de Memoria.....	4
Capítulo 2 : Revisión Bibliográfica	5
2.1 Caracterización Sismo Geológica de Chile	6
2.2 Vulnerabilidad Sísmica de los Puentes	7
2.3 Normativa de Diseño	12
2.4 Tipología de Puentes en Chile.....	20
2.5 Interacción Dinámica Suelo-Estructura	22
Capítulo 3 : Herramientas Geofísicas y Numéricas	27
3.1 Métodos de Caracterización Geofísica	28
3.2 Métodos Numéricos	29
Capítulo 4 : Caso de Estudio.....	36
4.1 Descripción del Puente	37
4.2 Antecedentes del Puente.....	39
4.3 Caracterización Dinámica del Sitio	40
4.4 Resultados Caracterización Dinámica del Suelo.....	45
4.5 Modelo de Velocidades Superficiales	48
4.6 Perfil de Velocidades Profundo.....	50
Capítulo 5 : Modelamiento Numérico del Puente Águila Norte	54
5.1 Obtención del Registro Sísmico y Calibración del Suelo	55
5.2 Modelamiento de la Estructura	68
5.3 Modelamiento sin Interacción Suelo-Estructura	72
5.4 Modelamiento Interacción Suelo-Estructura Simplificado	73
5.5 Modelamiento con Interacción Suelo-Estructura con modelo PDMY (SSI)	74
Capítulo 6 : Resultados y Análisis	80
6.1 Periodos y Formas Modales	81
6.2 Aceleraciones en Superficie	82
6.3 Respuesta del Suelo Bajo los Pilotes y Estribos	85

6.4	Comparación de la respuesta Estructural.....	88
6.5	Discusión de Resultados	99
Capítulo 7 Conclusiones y Recomendaciones		100
7.1	Conclusiones.....	101
7.2	Recomendaciones	103
Capítulo 8 Bibliografía		104
Anexo.....		110

Índice de Tablas

Tabla 2-1. Puentes dañados por región durante el Terremoto del Maule de 2010 Fuente: Gobierno de Chile, 2010	8
Tabla 2-2. Tabla 3.1004.309(2).A Constantes Espectrales T_1 y K_2	15
Tabla 2-3. Tabla 3.1004.308.B del Manual de Carreteras, definición de los tipos de suelos de fundación (Ministerio de Obras Públicas, 2018).....	16
Tabla 3-1. Valores sugeridos de los parámetros para el modelo PDMY (Fuente: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/PressureDependMultiYieldMaterial)	35
Tabla 4-1. Detalle antecedentes puente Águila Norte	39
Tabla 4-2. Resultados de razones espectrales en el Sitio 1	46
Tabla 4-3. Modelo de velocidades del perfil con mejor ajuste en el Sitio 1	48
Tabla 4-4. Resumen perfiles de velocidad de onda de corte en los sitios explorados.....	48
Tabla 4-5. Modelo de velocidades con mejor ajuste.....	52
Tabla 5-1. Propiedades Columna de Suelo DEEPSOIL	57
Tabla 5-2. Propiedades Elásticas del suelo modelado en OpenSees	59
Tabla 5-3. Parámetros utilizados en modelo hiperbólico	60
Tabla 5-4. Propiedades Concrete01	71
Tabla 5-5. Módulos de Balasto y resortes equivalentes.....	73
Tabla 5-6. Cantidad de Elementos constituyentes.....	77
Tabla 6-1. Comparación de Periodos Modales [s]	82
Tabla 6-2. Peaks de aceleraciones en puntos de control	84

Índice de Figuras

Figura 2-1. Esquema de la pérdida de apoyo de un puente esviado (unseating) producto de la rotación en el plano. Fuente: Kawashima (2011).....	10
Figura 2-2. Colapso del Puente Romero debido a falla en las vigas de hormigón pretensado. Fuente: Kawashima (2011)	10
Figura 2-3. Largo de apoyo (seat length S_E), largo de mesa de apoyo (S) y gap (s_G) Fuente: Kawashima (2011).....	11
Figura 2-4. Falla debida a la una resistencia inadecuada de topes sísmicos laterales (metálicos), Paso Superior Lo Echevers. Fuente: Kawashima (2011).....	11
Figura 2-5. Falla por capacidad al corte en columna en puente Juan Pablo II producidas por empuje lateral (lateral spreading). Fuente: Kawashima (2011).....	11
Figura 2-6. Colapso debido a licuefacción en el Puente Tubul. Fuente: Kawashima (2011)	12
Figura 2-7. Diagrama de flujo del diseño por desempeño. Modificado de Zhang (2019).....	19
Figura 2-8. Distribución de puentes en función de su materialidad, modificado de Cabrera (2018).....	20
Figura 2-9. Evolución del puente típico chileno. Fuente: Modificado de Wilches (2017).....	21
Figura 2-10. Comparación de un espectro de diseño típico con espectros reales de mega eventos sísmicos con fuerte componentes en periodos largos; $\beta = 5\%$. Fuente: Mylonakis (2000).....	24
Figura 2-11. Efecto de sitio (modificado de Boore, 2004).....	26
Figura 3-1. Esquema de la abstracción de OpenSees. Modificado de <i>OpenSees User's Manual</i>	31
Figura 3-2. Superficies de fluencia cónicas en el plano de esfuerzos principales (izquierda) y desviatorio. Fuente Yang (2003).....	33
Figura 3-3. Curva hiperbólica para la respuesta al esfuerzo de cizallamiento no lineal del suelo y la representación lineal por partes de la plasticidad en múltiples superficies. Fuente Yang (2003)	33
Figura 4-1. Puente Águila Norte, vista sur poniente y ubicación.....	38
Figura 4-2. Ejemplo de correlación cruzada de ruido sísmico y curva de dispersión (curva en panel inferior) obtenida siguiendo la metodología espectral de Sáez (2016).....	40
Figura 4-3. Ejemplo de autocorrelogramas obtenidos con el método SPAC.	41
Figura 4-4. Sitios explorados	43
Figura 4-5. Ejemplo de mediciones realizadas en terreno	43

Figura 4-6. Disposición espacial de sensores en el Sitio 1. (a) Primera y (b) segunda campaña.....	44
Figura 4-7. Disposición de sensores en el Sitio 2. (a) configuración a y (b) configuración b.....	44
Figura 4-8. Disposición de sensores en el Sitio 4. (a) Primera y (b) segunda campaña.....	45
Figura 4-9. Resumen de razones espectrales H/V en el Sitio 1. (a) Promedio de las razones espectrales de los registros de cada sensor y (b) promedio y desviación estándar de todos los registros.	46
Figura 4-10. (a) Perfiles de velocidad de onda de corte que mejor ajustan los datos medidos en el Sitio 1. El perfil en negro es el de mejor ajuste. (b) Curvas de dispersión asociadas a los perfiles de velocidad en colores y curva de dispersión medida en terreno junto a su desviación estándar en negro.	47
Figura 4-11. Comparación de los 3 perfiles de velocidad de onda de corte, (a) perfil sitio 4, (b) perfil sitio 2, (c) perfil sitio 1.....	49
Figura 4-12. Sondajes disponibles del estudio de mecánica de suelos del puente	49
Figura 4-13. Modelo velocidades de onda de corte propuesto para el modelamiento del puente	50
Figura 4-14. Espesor de los sedimentos. Modificado de González (2018).....	51
Figura 4-15. Perfil profundo de velocidades de onda de corte.....	52
Figura 4-16. (a)Ajuste de curva de dispersión perfil profundo, (b) Ajuste curva H/V, perfil profundo	53
Figura 4-17. Ajuste de autocorrelogramas, perfil profundo.....	53
Figura 5-1. Esquema de la metodología de propagación de ondas y obtención del registro utilizado.	56
Figura 5-2. Esquema de la obtención del input basal del modelo 3D.	56
Figura 5-3. Representación esquemática del modelo de la columna unidimensional de suelo implementado en OpenSees. En azul se indica el número de los nodos, y en rojo los números de los elementos. (Fuente: OpenSeesWiki).....	59
Figura 5-4. Comparación registro <i>Outcrop</i> vs <i>Within</i>	61
Figura 5-5. Comparación Aceleraciones en superficie (EW), en rojo DEEPSOIL, azul OS Elástico, negro OS PDMY.	61
Figura 5-6. <i>Zoom</i> a Comparación Aceleraciones en superficie (EW), en rojo DEEPSOIL, azul OS Elástico, negro OS PDMY.....	62
Figura 5-7. Comparación Velocidades en superficie (EW), en rojo DEEPSOIL, azul OS Elástico, negro OS PDMY.	62
Figura 5-8. Comparación Desplazamientos en superficie (EW), en rojo DEEPSOIL, azul OS Elástico, negro OS PDMY.....	62

Figura 5-9. Comparación Intensidad de Arias en superficie (EW), en rojo DEEPSOIL, azul OS Elástico, negro OS PDMY.....	63
Figura 5-10. Comparación Espectros de Respuesta (2%) en superficie (EW), en rojo DEEPSOIL, azul OS Elástico, negro OS PDMY.....	64
Figura 5-11. Comparación Funciones de Transferencias (EW), en rojo DEEPSOIL, azul OS Elástico, negro OS PDMY, negro punteado teórica ($\beta = 5\%$)	65
Figura 5-12. Curvas tensión deformación a distintas profundidades utilizando (a) modelo PDMY de OpenSees, (b) modelo viscoelástico de DEEPSOIL.	66
Figura 5-13. Curva Tensión-Deformación de los suelos a la presión de referencia.	66
Figura 5-14. Comparación de Intensidad de Arias con distintos amortiguadores y factores de amplificación. En rojo continuo la respuesta en superficie de la columna completa de 240 metros de alto, BA240: Borde Absorbente considerando $v_s=240$ m/s.	67
Figura 5-15. Comparación de los espectros de respuesta en superficie con distintos amortiguadores y factores de amplificación en la base de modelos bidimensionales. En rojo continuo la respuesta en superficie de la columna completa de 240 metros de profundidad, BA240: Borde Absorbente considerando $v_s=240$ [m/s].	68
Figura 5-16. Sección transversal tipo de la losa, distancias en centímetros. Fuente: Plano de Construcción Losa Águila Norte.....	69
Figura 5-17. Esquema de la implementación de los <i>ZeroLength Elements</i> . Fuente: OpenSees Wiki	70
Figura 5-18. Modelo constitutivo <i>Steel01</i> , fuente OpenSeesWiki	70
Figura 5-19. Esquema Sección tipo Fibra utilizada en pilotes y columnas.	71
Figura 5-20. Modelo constitutivo <i>Concrete01</i> , fuente OpenSeesWiki.....	72
Figura 5-21. Esquema de Apoyo en Estribo	73
Figura 5-22. Implementación del Estribo	75
Figura 5-23. Representación esquemática de la unión pila-suelo. Fuente Jeremić (2009).....	76
Figura 5-24. Vista isométrica del mesh del modelo (GiD+OpenSees).....	77
Figura 5-25. Esquema input bidireccional de excitación uniforme. Fuente: OpenSees Wiki.....	79
Figura 5-26. Registros de aceleraciones ingresados a los modelos, en verde oscuro el registro para el modelo sin interacción, en azul para el modelo simplificado y en rojo el registro para el modelo SSI.	79
Figura 6-1. Principales formas modales del puente (GiD+OpenSees).	81
Figura 6-2. Puntos de control de la respuesta en superficie	83

Figura 6-3. Comparación Aceleraciones, en negro se muestra el nodo más alejado, en rojo el nodo intermedio, en azul el nodo más cercano, en verde se muestra el registro de aceleraciones en superficie de la columna 2D de 240m.....	83
Figura 6-4. Comparación espectros de respuesta, en negro se muestra el nodo más alejado, en rojo el nodo intermedio, en azul el nodo más cercano, en verde se muestra el registro de aceleraciones en superficie de la columna 2D de 240m.....	84
Figura 6-5. Comparación input sísmico y respuesta real del modelo en la base en el eje X	85
Figura 6-6. Sectores Estudiados.....	85
Figura 6-7. Curvas tensión deformación a distintas profundidades en las zonas (a) lejana, (b) talud, (c) central, (d) bajo estribo, (e) bajo pilote, en XY.	87
Figura 6-8. Curvas tensión deformación a distintas profundidades en las zonas (a) lejana, (b) talud, (c) central, (d) bajo estribo, (e) bajo pilote, en YZ.	87
Figura 6-9. Ubicación de los elastómeros estudiados.	89
Figura 6-10. Curvas Fuerza Deformación elastómero en Estribo 1.	89
Figura 6-11. Curvas Fuerza Deformación elastómero en Cepa 3.....	90
Figura 6-12. Desplazamiento de los pilotes centrales a nivel de la viga de encepado en el eje longitudinal (X).	91
Figura 6-13. Desplazamiento de los pilotes centrales a nivel de la viga de encepado en el eje transversal (Y).....	92
Figura 6-14. Desplazamiento en el tiempo de las cuatro columnas centrales a nivel de la viga de coronamiento en el eje longitudinal (X).....	93
Figura 6-15. Desplazamiento en el tiempo de las cuatro columnas centrales a nivel de la viga de coronamiento en el eje transversal (Y).	94
Figura 6-16. Comparación de los desplazamientos en el tablero sobre las cepas en la dirección longitudinal (X).	95
Figura 6-17. Comparación de los desplazamientos en el tablero sobre las cepas en la dirección transversal (Y)	96
Figura 6-18. Deformaciones máximas de los pilotes centrales de la cepa 2, en azul se muestra la posición original, en amarillo y naranja las deformaciones máximas.	97
Figura 6-19. Diagramas momento curvatura de las cuatro columnas centrales a nivel de conexión con viga de encepado en la dirección longitudinal. Con el punto rojo se marca el estado final.	98

Capítulo 1

Introducción

El Manual de Carreteras (MdC) es el documento actual que se emplea para diseñar los puentes en Chile. El MdC no contempla todos los aspectos relacionados a efectos de sitios y considera la interacción suelo-estructura de manera simplificada mediante el uso de resortes, razón por la cual estas estructuras podrían ser vulnerables frente a los eventos sísmicos en caso que el efecto de interacción y amplificación no sea correctamente evaluado (Dong, 2014). Los puentes son de vital importancia para garantizar la conectividad del país luego de una catástrofe natural, motivo por el cual resulta necesario aumentar la resiliencia de estas estructuras viales. Durante el terremoto del Maule de 2010, fueron 211 los puentes públicos afectados, de los cuales 24 colapsaron (Buckle, 2012). El diseño de puentes en Chile es regido por el MdC, el cual incluye en el volumen 3 de su versión 2018, los criterios para el diseño sísmico de puentes de luces no mayores a 70m (Ministerio de Obras Públicas, 2018). Los criterios establecidos para el diseño de puentes en el MdC, buscan que los puentes se comporten en un rango elástico de deformaciones durante sismos de intensidad moderada, que se limiten los daños durante eventos de mediana intensidad y, por último, que se evite el colapso, aunque presenten daño en sismos de intensidad excepcionalmente severa. El Manual incluye una zonificación sísmica del territorio nacional según el peligro sísmico asociado a sismos del tipo subductivos y clasifica los puentes según importancia (definido por la dirección de vialidad como esenciales u ordinarios) y peligro de socavación producto de la escorrentía de ríos que pasen bajo el puente. En cuanto al suelo, se incorpora el coeficiente de suelo (S) dependiente de la clasificación de suelo (I, II, III o IV) que se describen en función de la velocidad de onda de corte de los estratos superficiales (hasta una determinada profundidad), densidad y resistencia no drenada. En la versión 2018 del MdC, en el Anexo 3.1000-A “Criterios Sísmicos para el Diseño de Puentes en Chile”, se actualizan los criterios para el diseño de las placas de apoyo, desplazamiento en juntas de dilatación, profundidad de exploración, medición de la velocidad de propagación de las ondas de corte, determinación del periodo fundamental del suelo y la posible existencia del fenómeno de licuefacción de arenas, arenas limosas y suelos finos (con un bajo índice de plasticidad $IP < 18$).

Los efectos de sitio ocurren cuando la estructura no se encuentra sobre roca dura y se producen contraste de impedancia entre las distintas capas de suelo (donde la impedancia se define como el producto de la densidad del suelo y la velocidad de propagación de onda de corte) lo cual genera una amplificación de las ondas sísmicas. La amplificación de las ondas sísmicas ocurre para ciertas frecuencias asociadas a las frecuencias características del depósito de suelo, las que de coincidir con las frecuencias naturales de la estructura pueden acrecentar los daños y/o demandas sísmicas al entrar en resonancia.

Como se puede evidenciar en la investigación de Elgamal (2008) la interacción suelo-estructura puede jugar un rol relevante en la respuesta sísmica de puentes. Sobre todo, en suelos poco rígidos los cuales pueden provocar desplazamientos residuales en cepas y estribos, generando daños estructurales y/o esfuerzos residuales. Mylonakis (1997) sugiere que la interacción cinemática entre las pilas de fundación y el suelo tiene por consecuencia la atenuación de

ondas de bajo periodo y la generación de esfuerzos axiales, de corte y momento adicionales en el cabezal del grupo de pilotes y en las interfaces de suelos con rigideces muy diferentes.

La motivación de este trabajo de título es poder utilizar el conocimiento sobre la respuesta sísmica de los suelos y un modelo numérico para estudiar el comportamiento suelo-estructura de un puente carretero típico chileno. Es decir, el puente Águila Norte, incorporando los efectos locales de sitio. El modelo a realizar incorporará los efectos locales de sitio y se comparará con un modelo sin la inclusión de estos efectos, con el objetivo de determinar el grado de influencia que tiene la interacción suelo-estructura y la atenuación cinemática sobre la estructura. Se espera que este trabajo permita avanzar en el desarrollo de un método simplificado que pueda ser utilizado en el diseño sísmico de puentes y así mejorar la infraestructura nacional, preparándola para eventos sísmicos de intensidad excepcionalmente severa.

1.1 Objetivo General

El objetivo de este trabajo de título es estudiar la interacción suelo-estructura de un puente carretero ubicado en Paine, Región Metropolitana, Chile, mediante un modelo numérico que considere los efectos locales de sitio estimados a partir de métodos geofísicos no invasivos.

1.2 Objetivos Específicos

Los objetivos específicos de este trabajo de título son los siguientes:

- Caracterizar sísmica, topográfica y geotécnicamente el subsuelo y terraplenes del puente.
- Generar un modelo numérico 3D de la estructura con los antecedentes del puente.
- Seleccionar un registro sísmico y adaptarlo a la zona de estudio, considerando las propiedades dinámicas del sitio.
- Modelar el puente, el suelo y sus interacciones en el programa “OpenSees”, contemplando un modelo constitutivo del suelo ad-hoc y consecuente con las propiedades identificadas a partir de las campañas de mediciones de ondas superficiales.
- Realizar un análisis comparativo del comportamiento del puente (deformaciones y resistencia) utilizando modelos numéricos con y sin los efectos locales de sitio a partir de un registro sísmico elaborado para al sector de emplazamiento del puente.

1.3 Estructura de Memoria

El presente trabajo de título está estructurado en seis capítulos, siendo el primero introductorio. En el segundo capítulo se revisan los tipos de sismos en Chile, la vulnerabilidad de los puentes ante eventos sísmicos y la actual normativa pertinente en Chile y el Mundo. En el capítulo 3, se detallan las herramientas geofísicas de caracterización de sitio y las numéricas utilizadas durante el estudio. En el capítulo 4, se presentan los antecedentes del caso de estudio y los detalles de la campaña de exploración geofísica. En el capítulo 5 se describe el modelo en realizado en OpenSees, entregando detalles sobre la modelación tanto estructural como geotécnica y lo referido a la interacción suelo-estructura. En el capítulo 6 se presentan los resultados y se realiza un análisis de estos.

Finalmente, en el capítulo 7 capítulo se presentan las conclusiones y se entregan recomendaciones para futuros trabajos que sigan esta línea investigativa.

Capítulo 2 :

Revisión Bibliográfica

2.1 Caracterización Sismo Geológica de Chile

2.1.1 Marco Geotectónico

Chile continental en su mayor parte se encuentra en el borde de la placa Sudamericana, la cual converge con la placa de Nazca entre Arica y la península de Taitao a una tasa de 60-80 mm por año, esto vuelve a Chile en uno de los países más sísmicos del mundo. De acuerdo con el reporte para la ONEMI (Oficina Nacional de Emergencia del Ministerio del Interior) de en enero de 2019, elaborado por el Centro Sismológico Nacional (CSN), más de diez eventos de magnitud 8 o superior han tenido lugar en Chile en los últimos 100 años. Es decir, en promedio cada 10-15 años ocurre un evento de gran magnitud en Chile, poniendo en riesgo a las personas y estructuras del país.

2.1.2 Tipos de Sismos en Chile

Para el presente trabajo de título, interesan los sismos en la zona central. Entre las latitudes 18° y 47°S se reconocen generalmente tres tipos de terremotos: interplaca, intraplaca de profundidad intermedia e intraplaca superficial (Leyton, 2014).

(a) Sismicidad interplaca o tipo *thrust*: se producen a lo largo del plano de contacto entre las placas de Nazca y Sudamericana, ocurren por lo general en zonas costeras a una profundidad menor a los 50-60 km, un ejemplo de estos sismos son los de Valparaíso de 1985 y el del Maule del 2010.

(b) Sismicidad intraplaca de profundidad intermedia: estos sismos ocurren al interior de la placa de Nazca, ocurren a profundidades entre los 60 a 200 km, entre los eventos con estas características se encuentran los terremotos de Chillan 1939 y Punitaqui 1997.

(c) Sismicidad cortical (intraplaca superficial): son eventos que ocurren al interior de la placa Sudamericana en el frente cordillerano con profundidades menores a los 30 km, un ejemplo de este tipo de eventos es el terremoto de Las Melosas 1958.

(d) Sismicidad *Outer-rise*: son eventos producidos en la placa de Nazca a más de 150 km de la costa. Ocurren por la flexión de la placa subductante, pero por su lejanía no presentan un riesgo mayor a las estructuras emplazadas en el continente.

2.1.3 Suelos en la Zona de Estudio

El caso de estudio se ubica en el sector sur de la región Metropolitana, en la comuna de Paine, cercano a la localidad de Hospital, sobre el río Angostura. Los detalles del caso de estudio se encuentran en el Capítulo 4.

El estudio geológico-ambiental realizado por Milovich (2000), señala que el sector de Paine-Hospital se describe por abanicos aluviales ocasionados por la descarga del acuífero principal, designado por la unidad A1da. El área de estudio se encuentra sobre una franja de hasta 15,0 [km] de ancho asociada a la zona de descarga del acuífero principal. El depósito sedimentario consiste principalmente de gravas, con bolones de hasta 30 [cm], en una matriz areno-arcillosa. Comunes son los lentes de arenas y finos, horizontes de gravilla y arenas de hasta 1,0 [m] de espesor, en los que el material grada normalmente. La pendiente de estos terrenos es muy baja, entre 0,5 y 1,0% y el desnivel topográfico este-oeste varía entre 25,0 a 100,0 [m]. El agua se acumula fácilmente en superficie. Los niveles estáticos de la napa se encuentran a profundidades someras (menores a 5 [m]). El suelo es principalmente limo-arcillo-arenoso, localmente se diferencian dos horizontes según los contenidos de materia orgánica y limo, mayores en el horizonte superior. Estos alcanzan espesores de hasta 4,0 [m] y presentan colores pardo oscuro amarillento a grisáceo. Se destaca además otra unidad de interés denominada cauces y terrazas fluviales subactuales (F2). Correspondiente a los lechos de ríos y esteros de la cuenca (río Angostura), caracterizado por depósitos no consolidados de diversos materiales, desde bolones hasta arenas y limos.

2.1.4 Intensidad Sísmica en Sector de Hospital y Estudios Geofísicos Anteriores Realizados en Zonas Cercanas

Según la información recopilada en el estudio de Brantt (2011), la zona de estudio (sector de Hospital, Águila Norte) presentó una respuesta regular en el terremoto del 27F del 2010 asociada a una intensidad MSK (Medvédev-Sponheuer-Kárník)- igual a 6,0. La escala MSK mide la intensidad de un sismo basada en los efectos destructivos de este (Medvédev, 1965). La respuesta de un sitio se clasifica, en esta escala, luego de realizar un análisis estadístico del comportamiento de los edificios de un mismo tipo de construcción.

Mediciones de razones espectrales realizadas en Champa por Brantt (2011), a 2,0 [km] al norte de la zona de estudio, dentro de la misma unidad, muestran frecuencias predominantes cercanas a los 0,5 [Hz] con amplitudes entre 2 y 4.

2.2 Vulnerabilidad Sísmica de los Puentes

Los puentes son estructuras viales de vital importancia ya que permite salvar accidentes geográficos como ríos, quebradas y valles. También son usados como pasos sobre niveles que permiten cruzar carreteras o vías férreas agilizando el flujo vehicular. Después de eventos sísmicos de gran intensidad resulta de vital importancia que la conectividad de un país se mantenga inalterada para entregar ayuda temprana.

Actualmente, a lo largo de Chile hay más de 7000 puentes, de éstos, 1064 son puentes mayores, los cuales tienen una longitud superior a 30 metros y son administrados por el Ministerio de Obras Públicas (MOP) (Brüning, 2017). Durante el terremoto del Maule, según el “Plan de Reconstrucción Terremoto y Maremoto del 27 de febrero de 2010” (Gobierno de Chile, 2010), fueron 211 los puentes dañados de un total de 6000 puentes en la zona afectada. Es decir, cerca de un 3% de la totalidad de puentes en Chile. De acuerdo con el Gobierno de Chile, fueron 24 los puentes colapsados y los costos asociados a los daños de las obras públicas ascendieron a 1.500 MM US\$ aproximadamente.

Tabla 2-1. Puentes dañados por región durante el Terremoto del Maule de 2010
Fuente: Gobierno de Chile, 2010

Región	Nº Puentes Afectados
Valparaíso (V)	14
Metropolitana de Santiago	15
Libertador Bernardo O’Higgins (VI)	27
Maule (VII)	88
BioBío (VIII)	41
La Araucanía (IX)	24
Los Ríos (XIV)	2

Diversos autores han descrito las posibles causas de los daños sufridos por estos puentes durante el terremoto del 2010 además de tipificarlos. Schanack (2012) investigó 100 puentes afectados en la región epicentral del terremoto del Maule, observando que la mayoría de los daños fueron menores, correspondiendo a desprendimientos del recubrimiento en vigas y tableros, daños en las juntas de dilatación y asentamientos de los estribos. Los daños severos fueron observados en solo 19 de los 100 puentes estudiados, incluyendo daños del tablero, colapso de cepas y fallas de las llaves de corte. A pesar de que los puentes colapsados representan el 1% de los puentes en el área directamente afectada, concluye que es necesario repensar el diseño sísmico chileno de puentes actual, ya que la filosofía de diseño vigente permite un movimiento relativo significativo entre el tablero y la subestructura, lo que resulta en un daño sistemático debido al impacto o “*pounding*” entre el tablero y los estribos.

Elnashai (2012) investigó las típicas fallas observadas en los puentes chilenos usando herramientas numéricas. Nuevamente se menciona, el impacto estribo-tablero, las fallas de las llaves de corte y la pérdida de soporte del tablero debido a rotaciones en el plano o a desplazamientos permanentes del suelo y/o deslizamientos del tablero sobre los apoyos elastoméricos, como los principales mecanismos de falla. El fenómeno de la pérdida de soporte del tablero y posterior caída se conoce en inglés como “*unseating*”. El autor recalca que los daños fueron principalmente sufridos por la superestructura, mientras que la subestructura, salvo unos casos aislados, no experimentó grandes daños, esto se debe probablemente a que los elementos conectores fallaron antes impidiendo el traspaso de esfuerzos (es decir los elastómeros proveen una especie de aislación

sísmica entre la infraestructura y la superestructura y los topes sísmicos son poco capaces en comparación con la resistencia de la infraestructura).

Assimaki (2012) buscando patrones de daño debido a efectos de sitio, encontró una gran variabilidad en la respuesta sísmica de puentes de similar característica ubicados en la circunvalación de Américo Vespucio, Santiago de Chile. Dos puentes (paso Miraflores y paso Lo Echevers) colapsaron evidenciando “*unseating*”, mientras que otros dos puentes (paso San Martín y paso Lo Boza) sufrieron daños a nivel de las llaves de corte (llaves de corte del tipo metálicas dispuestas por empresas concesionarias). Estos cuatro puentes se encuentran sobre suelos blandos de la zona nor-poniente de Santiago y poseen un nivel de destrucción mucho mayor a lo observado en el resto de la cuenca de Santiago, evidenciando que su explicación se relaciona a efectos de sitio asociados a los depósitos de suelos de baja rigidez y a la geología de sedimentos profundos o en la geometría del basamento. En el caso de Concepción los puentes colapsados (y otras estructuras) también están correlacionados con la presencia de suelos blandos.

Kawashima (2011) identifica seis fuentes de falla de los puentes chilenos, la primera debido a una respuesta peculiar de puentes esviados o curvos, que se caracteriza por la rotación del tablero en planta (Figura 2-1), resultando en una pérdida de soporte (*unseating*) y en impacto entre el tablero y el estribo. La segunda causa es debido a la falla por corte de las vigas de hormigón pretensado que no poseían un travesaño extremo. Las vigas mostraron un comportamiento deficiente en corte y flexión ante cargas sísmicas en la dirección transversal, un ejemplo de este tipo de falla es el puente Romero mostrado en la Figura 2-2. La tercera fuente de daño descrita corresponde a un insuficiente largo de mesa de apoyo de la viga en la columna (S_E) para evitar la falta de soporte vertical, lo que genera “*unseating*” (Figura 2-3). En cuarto lugar, describe el daño debido a la ausencia de anclajes transversales y/o de topes sísmicos.

En general la filosofía de estructuración de puentes chilenos (antes de la versión del MdC de la versión del 2018) consideraba la superestructura reposando sobre placas de neopreno (incluyendo un anclaje vertical usando barras antisísmicas) que no eran anclados ni a la infraestructura ni a la superestructura. Esto resulta en la posibilidad de deslizamientos residuales cuando se supera la capacidad de fricción entre las vigas y los apoyos elastoméricos proporcionando un desplazamiento libre de la superestructura, al generarse grandes deformaciones ocurren y por consecuencia la posibilidad del fenómeno de “*unseating*”. La incorporación de estos aislantes sísmicos aumenta el periodo fundamental de la estructura reduciendo las aceleraciones de la superestructura y por tanto la sollicitación de la infraestructura; sin embargo, los grandes desplazamientos experimentados por el tablero y un inadecuado dimensionamiento genera fallas en los soportes y aumenta la posibilidad e intensidad de posibles impactos tanto longitudinales (tablero-estribo) o transversales (topes sísmicos) (Figura 2-4). El quinto motivo de daño radica en la capacidad al corte de la infraestructura, provocado por fenómenos particulares

como el “lateral spreading” (Figura 2-5). Finalmente, los puentes pueden resultar damnificados debido a la falta de capacidad de soporte del suelo. En Concepción y Arauco varios puentes colapsaron por falta de capacidad de soporte, lo que derivó en grandes desplazamientos a nivel de las fundaciones de los estribos. Es importante notar que efectos como “lateral spreading” o licuefacción entran en juego en estas zonas (Ghofrani, 2018) (Figura 2-6). Buckle (2012), también se interesa en el desempeño de los puentes chilenos observando los mismos mecanismos de falla descritos por Kawashima (2011).

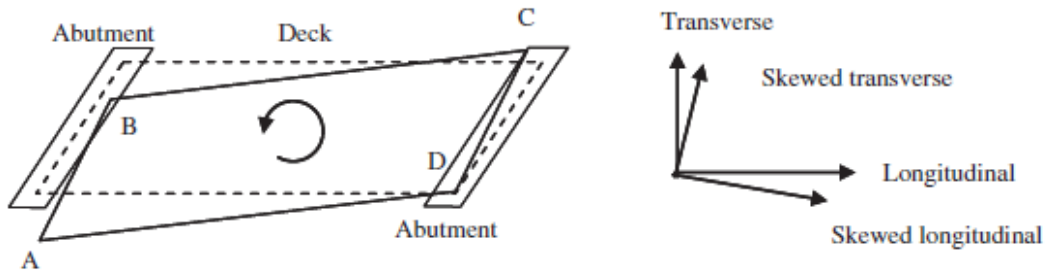


Figura 2-1. Esquema de la pérdida de apoyo de un puente esviado (unseating) producto de la rotación en el plano. Fuente: Kawashima (2011)



Figura 2-2. Colapso del Puente Romero debido a falla en las vigas de hormigón pretensado. Fuente: Kawashima (2011)

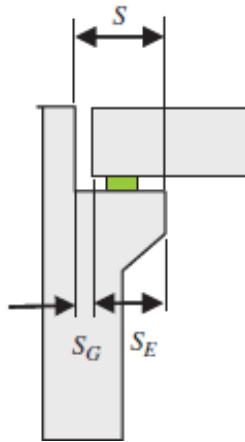


Figura 2-3. Largo de apoyo (seat length S_E), largo de mesa de apoyo (S) y gap (s_G)
Fuente: Kawashima (2011)



Figura 2-4. Falla debida a la una resistencia inadecuada de topes sísmicos laterales (metálicos), Paso Superior Lo Echevers. Fuente: Kawashima (2011)



Figura 2-5. Falla por capacidad al corte en columna en puente Juan Pablo II producidas por empuje lateral (lateral spreading). Fuente: Kawashima (2011)



Figura 2-6. Colapso debido a licuefacción en el Puente Tubul. Fuente: Kawashima (2011)

2.3 Normativa de Diseño

2.3.1 Reseña de la Normativa Chilena

El diseño sísmico de puentes chilenos ha utilizado como base de diseño distintas normativas internacionales. En el año 1953, la Dirección de Vialidad (DV) del Ministerio de Obras Públicas (MOP), dictaminó como base de diseño la norma DIN, para dar paso en la década de los 60 a la norma AASHTO (Standard Specification for Highway Bridges, por sus siglas en inglés). Los puentes diseñados bajo esta normativa se caracterizaban por tener apoyos grandes en las juntas de dilatación y estribos, además de contar con diafragmas transversales de hormigón para restringir el desplazamiento lateral de las vigas en las zonas de apoyo.

El Manual de Carreteras comenzó a regir en 1985, y el diseño sigue estando basado en la norma AASHTO, modificándolo para reflejar la realidad chilena y en base al buen comportamiento de los puentes durante el terremoto de Valparaíso de 1985 ($M_w=7.8$). Por ejemplo, el Manual de Carreteras en 1996 incluyó algunas modificaciones, entre las que destacan:

- Incorporación de barras antisísmicas, de diámetro nominal no menor a 22mm, que tienen por finalidad evitar el levantamiento del tablero. Estas barras van en forma vertical sin contacto al interior de un tubo de PVC, conectando el tablero con pernos y golillas y son correspondientemente ancladas o embebidas a la mesa de apoyo (del estribo o de viga de cabezal de las cepas).
- Inclusión de travesaños en los bordes de las vigas de los tableros que trabajan como diafragmas rígidos, necesarios para mantener la geometría de los tableros. Éstos se pueden eliminar en zonas sísmicas 1 y 2 (con A_0 igual a

0,2g o 0,3g) si se demuestra, utilizando herramientas computacionales, que el comportamiento del puente es satisfactorio.

- Llaves de corte, que deben ser lo suficientemente dúctiles para prevenir que el tablero se desmonte de su apoyo.

Con el impulso de la llegada de carreteras concesionadas a Chile, anterior al terremoto del Maule 2010, se relajaron las disposiciones en la construcción de puentes en lo referido a la eliminación de los diafragmas transversales y a la eliminación de las llaves de corte para restringir el movimiento lateral en las zonas sísmicas 1 y 2 (manteniendo el uso de barras antisísmicas), con el afán de reducir costos y tiempos de construcción. Por otra parte, el Manual de Carreteras del año 2008 contemplaba aún el uso de diafragmas transversales en zona sísmica 3 y el uso de topes laterales para prevenir la caída del tablero. Sin embargo, en la zona sísmica 2 la Dirección de Vialidad permitió el relajo de estas disposiciones hasta antes del terremoto del Maule de 2010.

Una vez ocurrido el terremoto del Maule del 2010, quedó en evidencia que varios puentes en zona sísmica 2 presentaron problemas debido a la inexistencia de topes laterales y/o el uso de topes de baja capacidad, por lo que se debió definir nuevas directrices de diseño y construcción. En este contexto, la nueva versión del MdC del año 2018 requiere emplear en todas las zonas sísmicas el uso de diafragmas transversales, se incrementaron las cargas de diseño de las llaves de corte y las barras antisísmicas, además los estribos y vigas de coronamiento deben contar con topes sísmicos laterales y llaves de corte interiores (entre vigas). Además, se incrementó el largo de las mesas de apoyos de la superestructura de manera de evitar posibles caídas de tableros. En este contexto, la última versión del manual de carreteras del 2018 consideró el aumento de las fuerzas sísmicas de diseño considerando un factor de suelo (S) que depende del tipo de suelo en cual la estructura está emplazada.

Cabe mencionar que el manual de carreteras define métodos aproximados de diseño considerando comportamiento elástico-lineal equivalente definidos por métodos estáticos, método estático modificado o análisis con espectros de respuesta. El Manual de Carreteras no define una metodología para realizar análisis tiempo-historia de puente ya sea lineal o no-lineal. En este contexto, este estudio se enmarca dentro de un proyecto que ambiciona definir directrices para llevar a cabo este tipo de modelaciones más sofisticadas con el afán de que el procedimiento de diseño contemple un entendimiento más completo de la respuesta sísmica de puentes viales chilenos, de manera que el ingeniero de puentes pueda tener una mejor noción de los puntos clave del diseño.

2.3.1.1 Clasificación Sísmica de Suelos

En el capítulo 3.1000 “Puentes y Estructuras Afines” del MdC del 2018, sección 3.1004 “Diseño Sísmico” se presentan los parámetros a utilizar en el espectro de diseño. Se definen cuatro tipos de suelo según distintas propiedades geotécnicas, los que se muestran en la Tabla 2-3. Esta clasificación de suelos está vigente desde el año 2002. El año 2018, se incluyó en este capítulo el anexo 3.1000-A “Criterios sísmicos para el diseño de puentes en Chile” el cual modifica y agrega nuevos parámetros con el fin de mejorar las deficiencias mostradas por los puentes durante el terremoto del Maule de 2010.

A nivel de estudios geotécnicos se modificaron e implementaron varias mejoras. En cuanto a la profundidad mínima de exploración, esta se aumentó a 35 metros, salvo que el ingeniero a cargo detecte un estrato muy competente. Además, la exploración se debe extender como mínimo 10 metros bajo la punta del pilote, y en caso de encontrar roca solo se debe penetrar 3 metros. La realización de sondajes es obligatoria.

La velocidad de propagación de onda de corte V_s debe ser medida por el ensayo down-hole, cross-hole, método SASW (Spectral Analysis of Surface Waves), MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) o ReMi (Refraction Microtremors). En los métodos de ondas superficiales se deben informar las curvas de dispersión y los resultados del perfil de velocidades en profundidad para mediciones en dos direcciones ortogonales. Se estipula que se debe medir hasta el basamento rocoso o hasta un suelo competente con V_s mayor a 400 metros por segundo.

Adicionalmente a estas modificaciones, se agrega que en caso de que un suelo presente valores de V_s entre 180 y 400 [m/s] este se clasificará como tipo III, y clasificará como tipo IV si tiene un valor de V_s menor a 180 [m/s].

El periodo fundamental del suelo T_s se incluye para puentes de 2 o más vanos ubicados en suelos tipo II, III o IV según la siguiente expresión:

$$T_s = \frac{4H}{V_s} \quad (2.1)$$

Donde, H es la profundidad del estrato y V_s es la velocidad de onda de corte del estrato en [m/s]. En caso de considerarse más de un estrato, se considera la velocidad equivalente de acuerdo con la ecuación 2.

$$V_s = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{v_{si}}} \quad (2.2)$$

Además, se puede usar el método de las razones espectrales H/V utilizando registros de microtremores según lo propuesto por Nakamura (1989). En tal caso,

el periodo fundamental T_s del suelo debe compararse con el periodo T_1 ¹ (Tabla 2-2) correspondiente a las constantes espectrales de cada suelo, con el fin de verificar que el espectro de diseño envuelva el periodo fundamental del suelo. En el caso que $T_s > T_1$ la Dirección de Vialidad, exigirá un estudio de riesgo sísmico y/o la disminución de la clasificación sísmica del tipo de suelo, dependiendo de la envergadura e importancia de la estructura.

Es importante destacar que el caso en estudio se clasificó en la memoria de cálculo como Suelo tipo II - $T_1=0.30$ seg, por ser una grava arenosa y conforme a NSPT observado, conforme al $V_{s30}=277$ m/s el suelo clasificaría como suelo tipo III - $T_1=0.70$ seg-, pero la razón H/V muestra un periodo de suelo $T_s \sim 2$ seg, por lo que el lugar de emplazamiento del puente Águila Norte requeriría un estudio de riesgo sísmico.

Tabla 2-2. Tabla 3.1004.309(2).A Constantes Espectrales T_1 y K_2
(Ministerio de Obras Públicas, 2018)

Suelo Tipo	T_1 (seg)	K_2
I	0,20	0,513
II	0,30	0,672
III	0,70	1,182
IV	1,10	1,598

Según consta en el documento del MdC 2018 queda aún pendiente una reevaluación de la clasificación sísmica de los suelos y una revisión de los espectros sísmicos.

En este Anexo 3.1000-A del MdC 2018 se incluye también cómo evaluar la licuefacción del suelo, para ello se propone el método simplificado actualizado de Seed & Idriss (1970) y recomendado en el capítulo 6.8 de la norma "Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2011". Dicho método se basa en la publicación Youd (2001). Para poder aplicar esta metodología se debe realizar el ensayo SPT en terreno.

¹ T_1 : periodo que limita el rango del coeficiente sísmico modificado por la respuesta estructural y el espectro de aceleración absoluta.

Tabla 2-3. Tabla 3.1004.308.B del Manual de Carreteras, definición de los tipos de suelos de fundación (Ministerio de Obras Públicas, 2018)

Tipo de Suelo	Descripción
I	<p>Roca: Material natural con velocidad de propagación de onda de corte v_s in-situ igual o mayor que 800m/s, o bien resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 MPa y RQD igual o mayor que 50%.</p> <p>Si el espesor de la roca es inferior a 20 m, el suelo se clasificará como del tipo del suelo subyacente a la roca.</p>
II	<p>Suelo con velocidad de propagación de onda de corte v_s in-situ igual o mayor que 400 m/s en los 10m superiores, y creciente con la profundidad; o bien, Grava densa, con peso unitario seco γ_d igual o mayor que 20 kN/m³ o índice de densidad ID (DR) (densidad relativa) igual o mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del valor Proctor Modificado; o bien: Arena densa con ID (DR) mayor que 75%, o índice de Penetración Estándar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa), o grado de compactación superior a 95% del valor Proctor Modificado; o bien, Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado S_μ igual o mayor que 0,10 MPa (resistencia a la compresión simple q_μ igual o mayor que 0,20 MPa) en probetas sin fisuras.</p> <p>En todos los casos, las condiciones indicadas deberán cumplirse independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo del estrato debe ser de 20m.</p> <p>Si el espesor sobre la roca es menor que 20 m, el suelo se clasificará como tipo I. Si el espesor del suelo tipo II sobre suelo tipo III o IV es inferior a 20 m, el suelo se clasificará como del tipo del suelo subyacente, esto es tipo III o tipo IV, según corresponda.</p>
III	<p>Arena permanentemente no saturada, con ID (DR) entre 55% y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa; o bien, Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que 95% del valor Proctor Modificado; o bien, Suelo cohesivo con S_μ comprendido entre 0,025 y 0,10 MPa (q_μ entre 0,05 y 0,20 MPa) independientemente del nivel freático; o bien, Arena saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre la roca o sobre el suelo correspondiente al tipo II es menor que 10 m, el suelo se clasificará como tipo II. Si el espesor del suelo III sobre suelo IV es inferior a 25 m, se clasificará como tipo IV.</p>
IV	<p>Suelo cohesivo saturado con S_μ igual o menor que 0,025 MPa (q_μ igual o menor que 0,050 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m, Si el espesor del estrato sobre el suelo correspondiente a algunos de los tipos I, II o III es menor que 10 m, el suelo se clasificará como tipo III.</p>

2.3.2 Filosofía de Diseño de puentes viales en otras normas internacionales

En el resto del mundo la filosofía de diseño tiende a una metodología de diseño y evaluación sísmica por desempeño (Subcomité Normativo de Puentes, 2019). En el 2013 la National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), estableció que los puentes deben satisfacer distintos niveles de desempeño ante distintos niveles de amenaza sísmica representativos. Países como Japón o Canadá y Departamentos de Transporte como el de California (CALTRANS) han adoptado esta metodología definiendo desempeños objetivos para distintas estructuras. Esto permite cambiar la premisa de “evitar colapso ante eventos sísmicos excepcionalmente severos” a una garantía de continuidad de la red vial post terremoto.

El diseño japonés de puentes carreteros es constantemente mejorado en base a las lecciones que dejan los sismos de gran intensidad, en 1995 el terremoto de Kobe causó grandes daños y varias medidas fueron tomadas al respecto; el estudio geotécnico para identificar sitios con potencial de licuefacción se volvió más estricto, se comenzó a considerar la ductilidad de las estructuras en los métodos de diseño tradicionales, se modificaron los espectros sísmicos (Kawashima, 2004). La norma fue nuevamente revisada en marzo de 2002 y el cambio más importante fue la adopción del diseño por desempeño. Además, se introduce un nuevo concepto a disposición del diseño sísmico, un movimiento específico del sitio puede ser usado de manera condicional en la práctica del diseño (Tamura, 2002), en otras palabras, se incorporan los efectos locales de sitio en el análisis. La norma japonesa distingue dos tipos de puentes según su importancia; puentes estándar (Tipo A) y puentes importantes (Tipo B). El desempeño sísmico que deben tener depende del grado de importancia, tanto tipo A como tipo B debiesen mantenerse en rango elástico durante una sollicitación sísmica con alta probabilidad de ocurrencia, mientras que, para una sollicitación sísmica excepcionalmente severa, pero de baja probabilidad de ocurrencia, los tipo A no debiesen mostrar fallas críticas y los tipo B debiesen mostrar daño limitado. Los sismos están divididos en dos niveles, el nivel 1 corresponde a sismos moderados considerados en método elástico convencional. El nivel 2 considera dos tipos de movimiento del suelo, el primero (Tipo I) es uno inducido por los terremotos interplaca con magnitud de momento $M_w=8$, y el segundo (Tipo II) corresponde a un sismo de campo cercano con magnitud de momento $M_w=7$.

La incorporación de la respuesta específica de un sitio (i.e. efectos locales de sitio) en el análisis sísmico de los puentes se efectúa si el movimiento del suelo puede ser estimado basado en información de eventos sísmicos pasados y un detalle de las fallas activas.

En Canadá, el diseño por desempeño fue introducido en el *Canadian Highway Bridge Design Code* el año 2014, y es aplicado en puentes de autopistas importantes. El código establece dos niveles de diseño, en el nivel bajo

(serviciabilidad) exige un comportamiento elástico para sismos con una tasa de retorno de 475 años. Mientras que, en el nivel superior (seguridad vital), para sismos con tasa de retorno de 2475 años, se permite daño, sin embargo, el acero no debiese superar una deformación unitaria mayor a 5% y el núcleo de hormigón no debiese aplastarse.

En las especificaciones de la norma AASHTO LRFD (AASHTO, 2014), se establece un único nivel de desempeño con sismos con periodo de retorno de 1000 años. A pesar de esto estados como California (CALTRANS) y Oregón.

Otros códigos que han incorporado el diseño por desempeño son el *New Zealand Bridge Manual* (NZT, 2016), el código chino (China-MOT, 2008) y el Eurocodigo (CEN, 2005).

2.3.3 Diseño por Desempeño

El diseño por desempeño (*Performance-Based Design, PBD*) es un concepto que nace en los años 70s, y que en los últimos años ha sido adoptado por varios códigos de diseño. Su actual uso apunta a conocer el desempeño de la estructura antes uno o varios eventos predefinidos (Zhang 2019). Este modo de diseñar conecta directamente el desempeño estructural con el proceso de diseño, eliminando incertezas intrínsecas del diseño. Las incertezas del diseño tradicional de puentes radican en la adopción de supuestos que en la realidad no se cumplen como, por ejemplo, considerar una ductilidad constante.

En el PBD las demandas y capacidades están basadas en modelos probabilísticos (Mackie & Stojadinovic, 2005). Así es como la vida útil esperada de la estructura toma un rol importante a la hora de diseñar. En la Figura 2-7, se muestra el diagrama de flujo del proceso de diseño por desempeño. La tarea comienza con el estudio probabilístico de peligro y los criterios de diseño. Luego, se realiza un predimensionamiento de los elementos estructurales y se le asigna las propiedades de los materiales. Basado en el comportamiento de la estructura en el análisis sísmico, se verifica la integridad de la estructura, de no cumplir se redimensiona, de cumplir, el diseño se considera adecuado.

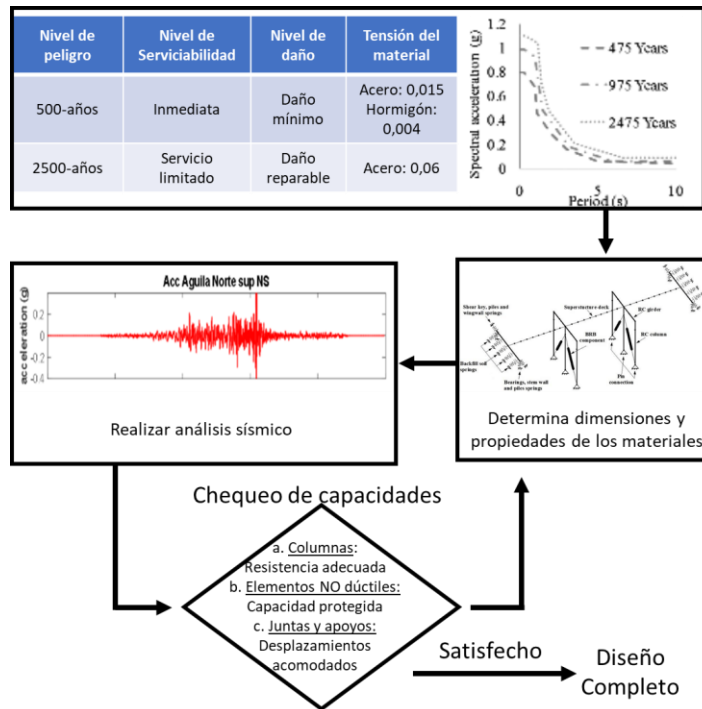


Figura 2-7. Diagrama de flujo del diseño por desempeño. Modificado de Zhang (2019).

Los documentos que fundan las bases del diseño por desempeño se listan a continuación. Aunque en su mayoría desarrollados para edificios, las metodologías y conclusiones son aplicables también para puentes.

- ATC-13 (1985) (De su sigla en inglés, *Applied Technology Council, Earthquake Damage Evaluation Data for California*), uno de los primeros reportes que introduce el diseño por desempeño.
- ATC-36 (Rojahn, 1997), provee metodología de estimación de costos y daños.
- FEMA-356 (FEMA, 2000), publicado para entregar recomendaciones en la rehabilitación de estructuras.

En cuanto a metodologías, existen varias propuestas por diferentes autores:

- *N2 method* (Fajfar, 2000)
- *Displacement-based design method* (Priestley, 2007).
- *PEER methodology* (Günay, 2013), *guía que considera de manera sistemática la capacidad y demanda del sistema.*

En la literatura se encuentran distintas metodologías para seleccionar el input sísmico. Una posibilidad es utilizar un registro (real o sintético) cuyo espectro coincida con un espectro objetivo promedio. Otro enfoque, es la elección de un set de registros sísmicos. El espectro promedio de los registros seleccionados debe adecuarse al espectro objetivo (Jayaram, 2011).

2.4 Tipología de Puentes en Chile

El año 2015, la Dirección de Vialidad por primera vez incorpora los puentes en el catastro de la red vial nacional “Red vial nacional, dimensionamiento y características”. En dicho documento se encuentra el detalle de identificación, ubicación y materialidad de los puentes con la información disponible a diciembre de 2015. En total se catastraron 6.593 puentes entre las regiones I y XV, sumando 194.390 metros construidos.

La materialidad de los puentes está definida por los materiales utilizados en la infraestructura, vigas y tableros, pudiendo estos ser de hormigón (H), madera (M) o acero (A). Del total de puentes catastrados, se cuenta con el detalle de la materialidad de 3.484 puentes, los que suman 109.335 metros construidos. En la Figura 2-8 se muestra un diagrama circular construido con los datos de aquellos puentes de los que se tiene información de su materialidad. La primera letra hace referencia al material de la infraestructura, la segunda de las vigas y la tercera del tablero. Entre paréntesis se indica el número de puentes correspondiente a cada una de las materialidades.

DISTRIBUCIÓN DE LOS 3484 PUENTES EN FUNCION DE SU MATERIALIDAD

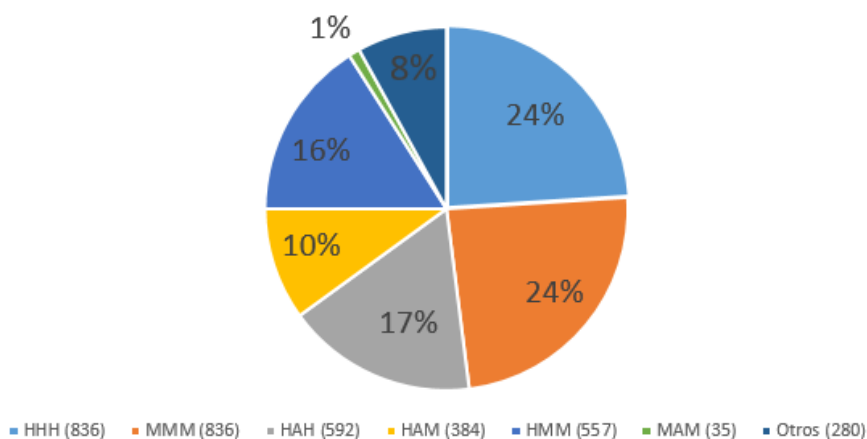
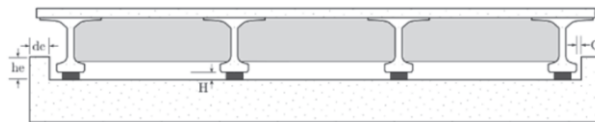


Figura 2-8. Distribución de puentes en función de su materialidad, modificado de Cabrera (2018).

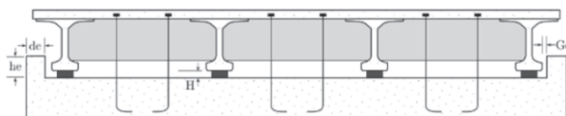
La forma tradicional de construir puentes en Chile fue modificada en la década de los 90 con la introducción de las concesiones. Con este cambio, los diseños de los puentes fueron adjudicados por inversionistas extranjeros, en su mayoría de origen español. La tipología tradicional contaba con diafragmas transversales rígidos y topes sísmicos en la viga de coronación de las columnas (viga cabezal). Tanto topes sísmicos como diafragmas rígidos fueron eliminados con la intención de agilizar la construcción y reducir costos. Los sistemas

antisísmicos tradicionales fueron reemplazados por topes de acero o simplemente fueron omitidos (Buckle, 2012).

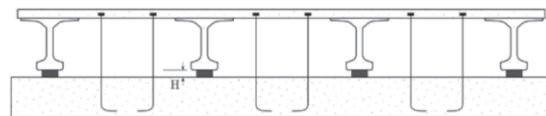
En la Figura 2-9, se muestra el diseño típico de los puentes chilenos a mediados de los años 90, previo a las concesiones, el cambio en la tipología introducido por las concesionarias a mediados de los años 1990 y las modificaciones incluidas en el Manual de Carreteras (MdC) en las versiones posteriores al terremoto del Maule del 2010.



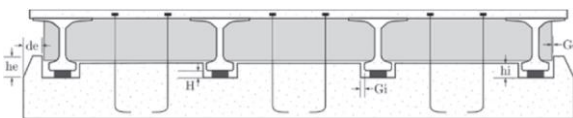
(a) Diseño chileno típico de mediados de los años 90.



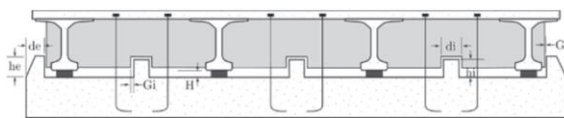
(b) Diseño típico usando el MdC2008, los diafragmas eran considerados para la zona sísmica 3.



(c) Diseño típico pre-2010, construidos por concesionarias. El diafragma rígido y la llave de corte exterior fueron eliminados.



(d) Diseño típico usando el MdC2015 y los nuevos criterios sísmicos. Los diafragmas rígidos son considerados para todas las zonas sísmicas.



(e) Diseño típico usando el MdC2017. Se consideran diafragmas rígidos en todas las zonas sísmicas, y se introducen llaves de corte al interior de los diafragmas rígidos.

Figura 2-9. Evolución del puente típico chileno. Fuente: Modificado de Wilches (2017)

Otra característica importante de la tipología de los puentes chilenos es la utilización de vigas de hormigón pre o postensado. Según Gonzalez (2018), la tipología tradicional del puente chileno consta de un tablero continuo conformado por una losa colaborante de hormigón armado que se sustenta sobre vigas pretensadas (discontinuas entre tramos) que tienen apoyos simples que se materializan a través de neoprenos sobre la infraestructura. Cabrera (2018) destaca que los puentes que utilizan hormigón armado para la infraestructura, vigas y tablero componen el 24% del patrimonio de puentes y que los puentes de hormigón armado concentran un 41% de la totalidad de metros construidos, transformando a esta tipología en la más utilizada a nivel nacional.

La subestructura es formada por estribos y grupos de cepas, en su mayoría están fabricados de hormigón armado (59% del total de puentes catastrados). Estos elementos son los encargados de transmitir las cargas a las fundaciones. Por lo general, las cepas apoyadas sobre lechos de río son fundadas con pilotes debido al riesgo de socavación. En el caso de suelos con buena capacidad de soporte y sin peligro de socavación, tanto cepas como estribos pueden ser fundados directamente sobre terreno usando fundaciones corridas para cepas o losas de fundación para estribos.

Los puentes de tramo recto son comúnmente simplemente apoyados y pueden contar con planta recta o esviada. Los puentes esviados suelen presentar problemas asociados a la rotación en planta de los tableros (Kawashima, 2011) aunque este fenómeno también es observado en menor medida en puentes rectos.

Dado que la normativa actual permite la construcción de puentes con las características ya mencionadas, se debe buscar cómo mejorar su análisis estructural estudiando los aspectos que los vuelven más vulnerables. Por lo tanto, se ha optado por elegir un puente construido en el periodo de concesiones (aunque el puente seleccionado posee topes sísmicos potentes y travesaños en los bordes de las vigas (Figura 2-9b) y no es un puente concesionado), idealmente previo al terremoto del Maule del 2010.

2.5 Interacción Dinámica Suelo-Estructura

2.5.1 Conceptos Básicos

La interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la deformación del suelo ante una excitación sísmica. La interacción modifica las propiedades dinámicas relevantes que tendría la estructura supuesta con base indeformable, así como las características del movimiento del suelo en la vecindad de la cimentación (Avilés & Pérez, 2004).

La interacción suelo-estructura puede dividirse en dos, la primera “interacción inercial” y la segunda “interacción cinemática”. La interacción inercial está controlada por el contraste de rigidez entre la estructura y el suelo. En este tipo de interacción se considera que la excitación sísmica en la base de la estructura es igual al movimiento de campo libre, es decir el movimiento que se tendría en el suelo en ausencia de la estructura, el efecto de interacción proviene entonces de la inercia y flexibilidad del sistema (Avilés & Pérez, 2004), por tanto esta modelación contempla el efecto de deformación que experimenta el suelo debido a las reacciones que se generan producto del movimiento de la estructura.

Por otro lado, la interacción cinemática se produce por la diferencia entre el movimiento de campo libre y la excitación efectiva de la base (a mayor profundidad), el cual puede ser importante para fundaciones enterradas. Este efecto se origina porque la rigidez de la fundación le impide ajustarse a las deformaciones del suelo causadas por el movimiento de campo libre, generándose un fenómeno de difracción de ondas incidentes que modifica el movimiento del suelo en la proximidad de las fundaciones. La superposición de las ondas incidentes y reflejadas por la superficie del terreno con las ondas difractadas por el cimiento provoca un movimiento de entrada para la cimentación diferente del movimiento de campo libre (Avilés & Pérez, 2004), i.e., en una condición de enterramiento no se observan significativamente las ondas superficiales y se genera una atenuación del movimiento sísmico con la profundidad.

En términos generales si la estructura con apoyos fijos (sin interacción) tiene un periodo mayor al del suelo se tendrá que la interacción será siempre beneficiosa; en cambio para estructuras (con apoyos fijos o empotrados) que tienen un periodo menor al suelo se tendría un aumento de las ordenadas espectrales, pero que a la vez se verán diezmadas por una mayor razón de amortiguamiento. Cabe mencionar que, en campo cercano, no tan sólo basta el concepto de periodo del suelo, sino que los espectros también pueden verse afectados por la fuente sísmica (como es el caso de sismos intraplaca).

2.5.2 Importancia de la Interacción Suelo-Estructura

Aun es objeto de debate si la interacción suelo estructura es beneficiosa o perjudicial para las estructuras. Mylonakis (2000) advierte sobre los problemas que causarían las sobre simplificaciones de la interacción suelo-estructura a la hora de diseñar. Siendo las principales:

- (1) Espectro de aceleración de diseño que decrece monótonicamente con el aumento del periodo estructural (para periodos mayores a los del suelo).
- (2) Modificación de los coeficientes de respuesta, los que son constantes (independientes del periodo) o aumentan con el periodo estructural.
- (3) Impedancia de la fundación derivada asumiendo un semiespacio homogéneo para el suelo, lo que tiende a aumentar el amortiguamiento con respecto al análisis tradicional.

Del estudio de Mylonakis (2000) se concluye que la interacción suelo-estructura no siempre es beneficiosa. Al considerar la deformabilidad del suelo (en contraste con una base rígida) la estructura tiende a aumentar su periodo fundamental. Además, parte de la energía de la estructura es disipada hacia el suelo como radiación de ondas, esto aumenta el amortiguamiento del sistema. El diseño sísmico de estructuras sobre suelos deformables introduce el efecto del aumento del periodo y del amortiguamiento. Los códigos sísmicos actuales utilizan espectros idealizados y suavizados con una disminución (después del máximo) monótonica con el aumento del periodo fundamental de la estructura. Como consecuencia, en la gran mayoría de los códigos la consideración de la interacción

suelo-estructura lleva a menores aceleraciones y esfuerzos. Como los espectros de respuesta están del lado conservador, los espectros utilizados contienen a la mayor parte de las estructuras, sin embargo, esto no siempre ocurre. Mylonakis (2000) entrega un claro ejemplo de esto al superponer un espectro de respuesta convencional (NEHRP-97, "S5") para suelos blandos, con cuatro espectros elegidos Vrancea (Bucarest) 1977, Michoacán (Ciudad de México) 1985 y Kobe (Fukiai, Takatori) 1995, presentados en términos de amplificación espectral (Figura 2-10). Es importante observar como todos estos espectros presentan sus máximos para periodos superiores al segundo, periodo para el cual el espectro de diseño comienza a disminuir. Las grandes amplificaciones de estos espectros pueden deberse al fenómeno de resonancia entre el terreno y las ondas incidentes. Otro aspecto que es relevante en términos de la inclusión de la interacción (no aplicable para puentes) se refiere a que el aumento de los desplazamientos de estructuras contiguas incrementa la posibilidad de impactos como lo observado en CDMX tanto para el terremoto de Michoacán en el 1985 como el de Puebla-Guerrero en el 2017.

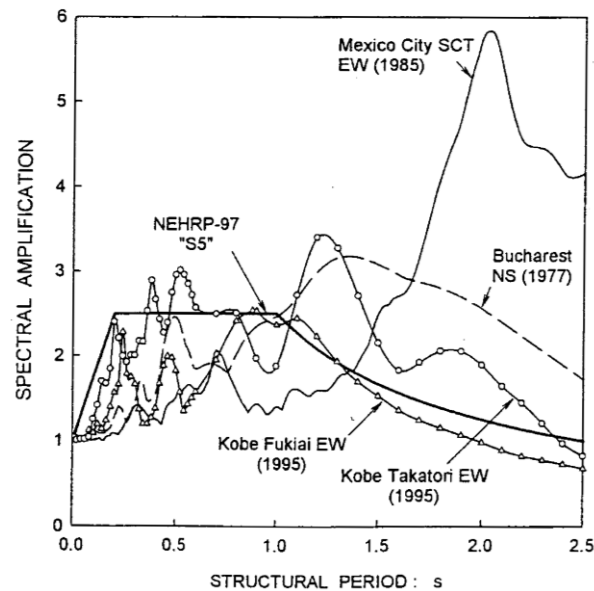


Figura 2-10. Comparación de un espectro de diseño típico con espectros reales de mega eventos sísmicos con fuerte componentes en periodos largos; $\beta = 5\%$.

Fuente: Mylonakis (2000)

2.5.3 Fenómeno de Resonancia

El fenómeno de resonancia se presenta cuando la frecuencia de la forzante coincide con la frecuencia natural del sistema (Chopra, 2007). Esto se traduce en que la amplitud más grande de la respuesta estructural se originaría cuando la estructura es excitada por una acción externa descrita por su frecuencia natural. Es por esto que es un fenómeno a tener en cuenta durante el diseño de cualquier estructura ya que produce altas demandas.

Tanto el depósito de suelo como la estructura tienen frecuencias naturales. El suelo tiende a amplificar las ondas en su frecuencia natural, fenómeno conocido como efecto de sitio. Por otra parte, las estructuras como edificios o puentes tienen distintos modos de vibrar, cada modo de vibrar tiene una frecuencia natural. Cuando ambas frecuencias naturales coinciden ocurre el fenómeno de doble resonancia, siendo altamente perjudicial para las estructuras (Mucciarelli, 1998).

2.5.4 Efecto de Sitio

Los daños a estructuras asociados a movimientos sísmicos pueden estar fuertemente influenciado por la geología y la topografía en su vecindad (Aki, 1993). Grandes modificaciones de las ondas sísmicas son producidas por variaciones de las propiedades de los suelos en la cercanía de la superficie y por la topografía superficial como por la geometría del basamento. Estas modificaciones son llamadas “efectos de sitio”, en general asociadas a una amplificación de la onda (Boore, 2004).

Existen distintas formas de definir la respuesta de sitio, la primera es la razón entre dos registros. Generalmente, se utiliza para cuantificar la amplificación la razón entre el espectro de respuesta o de Fourier entre un sitio “A” y uno “B” para un mismo sismo (En general se toma como referencia un registro en roca). Otra forma es usando la diferencia de movimientos en sitios ubicados en diferentes grupos basados en propiedades geológicas y geotécnicas.

Los efectos de sitio siempre son relativos, por lo que se debe contar con un sitio de referencia, para poder establecerlos. Un ejemplo de esto sería la respuesta en el basamento rocoso versus la respuesta en superficie de un depósito de suelo. Por otra parte, para sismos de campo cercano se debe tener presente que la propagación de onda (o el camino que recorre la onda sísmica desde su fuente) puede variar significativamente.

Como se observa en la Figura 2-11, para un mismo evento sísmico, la respuesta sobre suelo, representada como un rombo en la figura, está amplificada con respecto al registro sobre roca superficial, representada con un triángulo. Los registros corresponden a las aceleraciones sobre suelo y roca ubicados a una distancia similar de la fuente y a 115 metros entre ellas, para una réplica ($M_w=5.0$) del terremoto de Landers 1992.

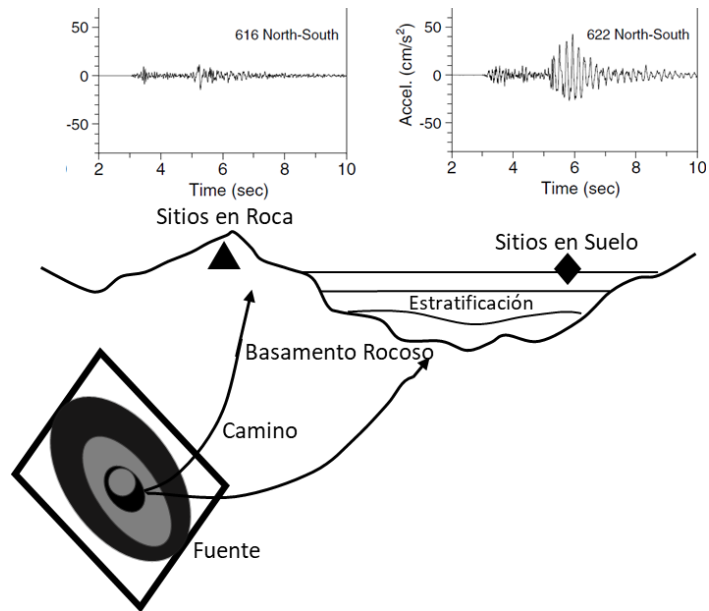


Figura 2-11. Efecto de sitio (modificado de Boore, 2004)

Capítulo 3

Herramientas Geofísicas y Numéricas

3.1 Métodos de Caracterización Geofísica

Los suelos y las rocas son materiales complejos, multifase, particulados y discontinuos, por lo tanto, en general su comportamiento mecánico no puede ser descrito usando modelos simples. Sin embargo, las deformaciones asociadas a ensayos geofísicos de microvibraciones son pequeñas, por lo tanto se pueden usar modelos lineales y elásticos para un número restringido de problemas dinámicos, como por ejemplo las vibraciones del suelo (Foti, 2014). El uso de registros de vibraciones ambientales son la base de la exploración geofísica desarrollada en esta memoria. En las tesis de Saéz (2016) y Salomon (2017) se encuentran ampliamente detallados los fenómenos de propagación de ondas y la teoría que respalda el trabajo con las ondas Rayleigh para caracterizar dinámicamente un depósito de suelo.

La caracterización geofísica realizada para este trabajo de título se basa en la correlación cruzada de ruido sísmico (Aki, 1957 y Ekström, 2009) y las razones espectrales H/V (Nakamura, 1989). La inversión de las curvas de dispersión se complementa con la inversión conjunta con curvas de autocorrelación espacial (Wathelet, 2005 y 2008) y curvas H/V (Castellaro, 2016).

A grandes rasgos la correlación cruzada es una técnica (algoritmo) que permite determinar la velocidad de fase inter-estación a partir de una medición continua de ruido ambiental. En el dominio de las frecuencias, la correlación cruzada de ruido ambiental es descrita por la función de Bessel, y se asocian los cruces por cero observados en el espectro con los ceros de la función, lo que permite estimar la velocidad de fase (Ekström, 2009).

Por otro lado, la autocorrelación espacial (SPAC) se basa en el mismo principio, pero toma ventaja de las fuentes de ruido distribuidas de manera relativamente homogénea, para relacionar las razones de autocorrelación con la velocidad de fase. Aki (1957) demuestra que cuando la forma del espectro correlacionado antes del primer cruce por cero se asemeje a la función de Bessel de orden 0 (J_0), se puede utilizar para obtener información a más baja frecuencia.

El programa utilizado fue *Geopsy* y las rutinas *Spac2disp* y *Dinver* (<http://www.geopsy.org/>). Los resultados se muestran la sección 4.4 y en el Anexo A.

3.2 Métodos Numéricos

Los efectos de sitio o respuesta en superficie ya sean de origen estratigráfico o topográfico, pueden ser estimados mediante distintos métodos. Estos se separan en tres grandes grupos, métodos analíticos, métodos numéricos y métodos experimentales. Sánchez-Sesma (2002) entrega una amplia revisión de estas metodologías. En el presente trabajo el foco está en los métodos numéricos para resolver la respuesta en superficie. Por lo tanto, a continuación, se entregará una breve reseña de los métodos numéricos.

3.2.1 Métodos Numéricos Continuos

Sánchez-Sesma (2002) describe 3 métodos para geometrías arbitrarias en medios heterogéneos donde los métodos analíticos pierden validez. Todos estos métodos están basados en la ecuación de onda, y varios modelos han sido propuestos para considerar diversos aspectos de los efectos de sitio. Se clasifican en métodos de dominio, métodos de frontera y asintóticos. En los dos primeros se requiere de una discretización del medio y de los bordes. Estos métodos son útiles para estructuras complejas y a su vez demandan más recursos de cómputo computacional. Por otro lado, el último método emplea teoría de rayos y técnicas geométricas.

3.2.1.1 Métodos de Dominio

En esta metodología se utilizan modelos de diferencias finitas, y presentan la solución más realista. Las ecuaciones diferenciales que gobiernan el paso de una onda por un medio físico son reemplazadas por ecuaciones recursivas expresadas en términos de diferencias finitas, que de manera discreta se aproximan a las derivadas parciales. El medio es discretizado de manera estructurada y regular, y la solución en cada nodo de la grilla es obtenida en intervalos de tiempo sucesivos.

En los métodos de dominio también se incluyen los métodos de elementos finitos como OpenSees. En los elementos finitos se divide el espacio en elementos (2D o 3D) de manera regular, en cada nodo se compatibilizan los desplazamientos mediante funciones de forma.

3.2.1.2 Métodos de Frontera

Este método emplea algoritmos que solo requieren imponer condiciones de borde y una discretización de estos para resolver la ecuación de ondas. Este método evita la introducción de bordes ficticios utilizados en los métodos de dominio.

3.2.1.3 Métodos Asintóticos

Este método es aplicable cuando en el estudio interesan ondas de alta frecuencia y la difracción puede ser ignorada. La teoría de rayo está basada en el comportamiento asintótico de la solución de la ecuación de onda en altas frecuencias. Debido a esto se pueden ocupar métodos geométricos.

3.2.2 DEEPSOIL

DEEPSOIL (Groholski, 2016) es un programa de análisis unidimensional de respuesta de sitio que puede realizar análisis 1D no lineales en el dominio del tiempo o un análisis lineal equivalente en el dominio de las frecuencias. Este programa resuelve el problema de propagación unidimensional de ondas de corte horizontales a través de un medio con estratificación horizontal. La solución de la ecuación de onda se trabaja en el dominio de las frecuencias.

3.2.3 OpenSees

OpenSees (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*) es un *software* libre “*object oriented*” de elementos finitos (McKenna, 1997 y 2011). *Object Oriented* hace referencia a un tipo de programación en el cual el usuario no solo define el tipo de datos de una estructura de datos, sino que además define las operaciones que pueden ser aplicadas a la estructura de datos. La actual versión del programa incluye una amplia librería de materiales estructurales y modelos constitutivos de suelo, así como de secciones estructurales (viga-columna, elementos tipo *Shell*, entre otros).

OpenSees es creado con el fin de simular la respuesta de sistemas estructurales y geotécnicos sujetos a sismos u otro tipo de cargas estáticas y/o dinámicas. Está escrito primeramente en C++ y usa varios elementos de las librerías de *Fortran* y *C* para la resolución de ecuaciones lineales y rutinas de materiales y elementos. Los modelos son generados a través de líneas de comando en *TCL (Tool Command Language)*. Un modelo completo de OpenSees se compone del modelo (nodos, elementos, cargas y restricciones), el análisis (procedimiento) y los archivos de salida, en los cuales se almacena los resultados que se quieren extraer del análisis numérico.

OpenSees se compone de un set de módulos que permiten la creación de un modelo de elementos finitos, un análisis está compuesto por 4 objetos implementados en el interpretador *TCL*:

- *Model Builder*, construye los objetos en el modelo y los adhiere al dominio.
- *Domain* o dominio, mantiene el estado del modelo en el tiempo t , es el responsable de guardar los elementos y permitir el acceso al Análisis y el *Recorder* a los objetos creados.

- *Analysis* o *Análisis*, es el encargado de mover el modelo del estado en el tiempo t al estado en $t+\delta t$.
- *Recorder*, definido por el usuario para registrar o grabar las respuestas de interés en ciertos o todos los elementos creados.

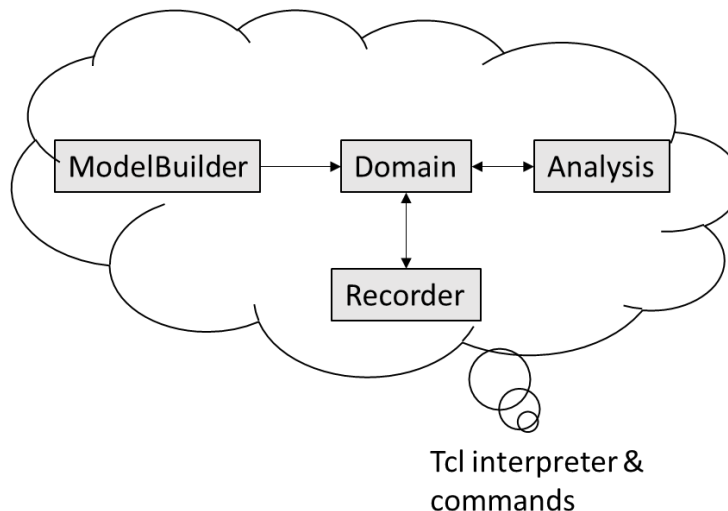


Figura 3-1. Esquema de la abstracción de OpenSees. Modificado de *OpenSees User's Manual*

El Dominio de OpenSees se compone en elementos (y materiales), nodos, restricciones singulares o múltiples (*Single Point Constraint* y *Multi Point Constraint*), patrones de carga (*Load Pattern*), y series de tiempo (*TimeSeries*). Los patrones de carga se establecen ya sea como cargas a elementos, cargas nodales o restricciones singulares (desplazamientos).

El Análisis se compone de solucionadores (*solvers*) para resolver las ecuaciones lineales (*Profiles SPD, Band General, Umfpack...*), solucionadores de vectores y valores propios, numeradores e integridores estáticos (*load control, displacement control...*) y transientes (*Newmark, Hilbert-Hughes Taylor*). Algoritmos de solución (*Lineal, Newton, BFGS...*), test de convergencia (*Norm Displacement Increment, Energy Increment...*) y finalmente se debe definir como se manejan las restricciones (*Plain constraint o Transformation method*).

Para crear un objeto en OpenSees se deben crear inicialmente los nodos, luego se definen los elementos conectando los nodos definidos (*zeroLength, viga-columna, quad, Standard Brick*), a estos elementos se les agrega una sección según su compatibilidad (*Elastic section, uniaxial, fiber, section aggregator...*). A la sección o elemento se le asigna un material compatible (*Concrete01, Steel01, PressureDependMultiYield, nDMaterial*, entre otros).

OpenSees incorpora los *Zero-Length Elements*, que permiten conectar dos puntos que comparten coordenadas. Estos elementos son compatibles con

materiales uniaxiales y con materiales de “n” dimensiones, lo que permite definir contactos entre dos elementos como por ejemplo los apoyos elastoméricos.

La incorporación de EqualDOF permite asignar condiciones de borde (igual desplazamiento o momento) para dos elementos que no necesariamente comparte la misma ubicación. Esta característica es muy útil para definir el trabajo en conjunto de distintos elementos. Similar a esta condición, OpenSees incorpora *Links* y Diafragmas rígidos.

UpdateMaterialStage, es una característica de OpenSees que permite modificar el comportamiento de un material en algún paso de tiempo. Es decir, pasar de un comportamiento elástico a uno plástico o viceversa.

3.2.3.1 Modelos Constitutivos de Suelo

OpenSees entrega una amplia gama de modelos constitutivos para suelos según el propósito o según el tipo de suelo. El modelo utilizado en este trabajo es el ***Pressure Depend Multi Yield***, un material histerético no-lineal, con superficies múltiples de Von Mises y un modelo cinemático plástico (Yan, 2006). Utiliza una regla de endurecimiento cinemático puramente desviatorio para generar la respuesta histerética. Fue creado con el fin de capturar la respuesta de un suelo que son generalmente sensible a la presión bajo cargas dinámicas, además de incluir un comportamiento hiperbólico definido por múltiples superficies de fluencia (Yang, 2003). Fue elegido por la capacidad que tiene para capturar deformaciones permanentes.

Este material al ser aplicado en un elemento del tipo *Standard Brick* (elemento 3D paralelepípedo de 8 nodos) simula la respuesta drenada del material, en OpenSees la presión de poros se maneja como un grado de libertad adicional y requiere de un elemento capaz de manejarla. Como consecuencia, los parámetros asociados a la licuefacción no afectan la respuesta del suelo. Durante la aplicación de la gravedad se recomienda mantener el comportamiento elástico del material y luego actualizar su comportamiento una vez que el análisis estático asociado a la aplicación de gravedad haya sido efectuado.

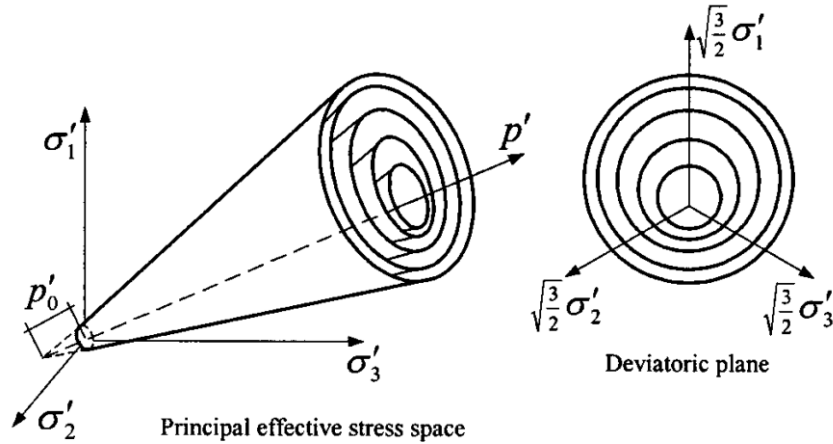


Figura 3-2. Superficies de fluencia cónicas en el plano de esfuerzos principales (izquierda) y desviatorio. Fuente Yang (2003)

Como se muestra en la Figura 3-2, la envolvente de falla se define como una función cónica en el plano de las tensiones principales. Se define $p'_0 = 1$ [kPa] de manera que la superficie de fluencia sea distinta de 0, para $p' = 0$, esto por conveniencia numérica, ya que evita ambigüedades a la hora de definir la normal a la superficie de falla en una superficie libre.

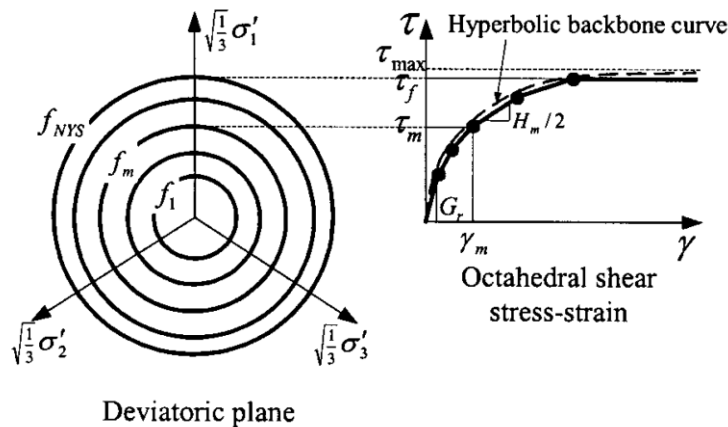


Figura 3-3. Curva hiperbólica para la respuesta al esfuerzo de cizallamiento no lineal del suelo y la representación lineal por partes de la plasticidad en múltiples superficies. Fuente Yang (2003)

La rigidez de referencia se toma igual a la inicial (*reference shear modulus, Gr*) (Figura 3-3) y el módulo de compresibilidad (*Bulk modulus, Br*) pueden ser derivados de las propiedades elásticas del suelo, ecuaciones 3.1, 3.2 y 3.3.

$$G_r = \rho * v_s^2 \quad (3.1)$$

$$E = 2 * G_r (1 + \nu) \quad (3.2)$$

$$B_r = \frac{E}{3 * (1 - 2 * \nu)} \quad (3.3)$$

Donde, v_s es la velocidad de onda de corte, E es el módulo de elasticidad y ν el módulo de Poisson (asociados a pequeñas deformaciones).

El módulo de corte (G) y el módulo de compresibilidad (B) varían en función la presión media según las ecuaciones 3.4 y 3.5.

$$G = G_r \left(\frac{p'}{p'_r} \right)^d \quad (3.4)$$

$$B = B_r \left(\frac{p'}{p'_r} \right)^d \quad (3.5)$$

Donde, p' es el confinamiento efectivo del elemento, p'_r es la presión de referencia (asociada a los parámetros elásticos determinados) y d se define como el coeficiente de presión (*pression dependent coefficient*).

El ángulo de fricción interna ϕ define la variación del esfuerzo de corte peak (τ_f) como función del confinamiento efectivo.

$$\tau_f = \frac{2\sqrt{2} \sin(\phi)}{3 - \sin(\phi)} p' \quad (3.6)$$

Y el esfuerzo de corte octaédrico (Von-Misses) se define como

$$\tau = \frac{1}{3} \left[(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2 + 6\sigma_{xy}^2 + 6\sigma_{yz}^2 + 6\sigma_{xz}^2 \right]^{1/2} \quad (3.7)$$

La generación automática de superficies, para un confinamiento efectivo p' , está dada por una curva hiperbólica que relaciona la no linealidad entre el esfuerzo de corte octaédrico (τ) y la deformación por corte (γ), según la ecuación 3.8.

$$\tau = \frac{G \cdot \gamma}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r} \left(\frac{p'}{p'_r} \right)^d} \quad (3.8)$$

Cabe notar que como se trabajó con estratos que fueron considerados homogéneos, el factor de dependencia de la presión (d) es considerado nulo. Por lo tanto, las superficies generadas son iguales en profundidad para un mismo estrato.

Los valores recomendados, por los desarrolladores de OpenSees, para los parámetros del suelo se entregan en la siguiente tabla.

Tabla 3-1. Valores sugeridos de los parámetros para el modelo PDMY (Fuente: <https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/PressureDependMultiYieldMaterial>)

Parámetro	Símbolo y unidades	Nombre de variable OpenSees	Arena Suelta (15% – 35%)	Arena Media (35% – 65%)	Arena Media Densa (65% – 85%)	Arena Densa (85% – 100%)
Densidad	$\rho \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right]$	rho [ton/m3]	1,7	1,9	2,0	2,1
Módulo de corte referencial	$G_r [kPa]$	refShearModul (at $p'_r = 80$)	$5,5 \times 10^4$	$7,5 \times 10^4$	$1,0 \times 10^5$	$1,3 \times 10^5$
Módulo de compresibilidad referencial	$B_r [kPa]$	refBulkModu (at $p'_r = 80$)	$1,5 \times 10^5$	$2,0 \times 10^5$	$3,0 \times 10^5$	$3,9 \times 10^5$
Ángulo de fricción interna	$\phi [^\circ]$	frictionAng	29	33	37	40
Peak de esfuerzo cortante	$\gamma_{max} [-]$	peakShearStra (at $p'_r = 80$)	0,1	0,1	0,1	0,1
Presión de referencia	$p'_r [kPa]$	refpress	80	80	80	80
Coefficiente de dependencia de la presión	$d [-]$	pressDependCoe	0,5	0,5	0,5	0,5
Ángulo de transformación de fase	$PTang [^\circ]$	Phase Transformation Angle	29	27	27	27
Contracción	Contrac [-]	contrac	0,21	0,07	0,05	0,03
Dilatancia 1	dilat1 [-]	dilat1	0,0	0,4	0,6	0,8
Dilatancia 2	dilat2 [-]	dilat2	0,0	2	3	5
Licuefacción 1	liquefac1 [kPa]	liquefac1	10	10	5	0,0
Licuefacción 2	liquefac2 [-]	liquefac2	0,02	0,01	0,003	0,0
Licuefacción 3	liquefac3 [-]	liquefac3	1,0	1,0	1,0	0,0
Índice de vacíos inicial	$e [-]$	Initial void ratio	0,85	0,70	0,55	0,45

Para más información sobre este modelo se recomienda el trabajo de Yang (2003) y el manual de usuario de OpenSees.

Capítulo 4

Caso de Estudio

4.1 Descripción del Puente

El Puente Águila Norte es recto con una longitud total de 148m, la cual se divide en 5 tramos iguales de 29,6 metros. El puente está ubicado en la ruta G-550, uniendo las calles Águila Sur y Hospital (por Ruta 5-sur), cruzando el río Angostura en la provincia del Maipo, Región Metropolitana (Figura 4-1).

El tablero se compone de una losa continua de calzada de 20 cm de espesor y 10,7 metros de ancho (permitiendo la circulación en dos vías), tiene 2 aguas con pendiente del 2%, una carpeta de rodado asfáltico de 5 cm de espesor, pasillos a desnivel y barandas anti-impacto en ambos lados. El tablero descansa sobre 4 vigas de 29,4 metros de largo de hormigón postensado TECSOCON de 1,4m de altura, separadas a 2,6m de centro a centro. Las vigas se soportan individualmente en cada vano, sobre placas cuadradas de neopreno de dureza 60° Shore A de un espesor de 66 mm en los estribos y de 46 mm en las cepas (con placas metálicas intermedias), dejando un espacio libre longitudinal entre vigas o entre el tablero y las vigas extremas de 12 cm. Conforme a los planos, se emplearon juntas elastómericas tipo TRANSFLEX JOINT 400 USL o similar entre vigas y estribos. Las vigas son unidas en sus extremos empleando un diafragma transversal de hormigón armado de 25 cm de espesor sobre los estribos y sobre cada cepa. El tablero es unido a las vigas de coronamiento o estribos con seis barras antisísmicas de un diámetro de 22 mm (encapsuladas en un tubo galvanizado de 3 pulgadas) en cada borde de vano (i.e., 6 barras en los estribos y 12 barras en las cepas).

La infraestructura se conforma en los apoyos intermedios por cuatro cepas de hormigón armado con tres columnas de hormigón armado de una sección circular de 1,20 metros de diámetro unidas por una viga de coronamiento de hormigón armado de una altura de 150 cm y un ancho de 170 cm. Las vigas de coronamiento poseen topes sísmicos laterales de hormigón armado de 30 cm de alto y de un ancho de 70 cm. Las cepas son de altura variable con alturas entre 3,3 metros a 4,9 metros. En la parte inferior las cepas son unidas con una viga de encepado (o cabezal de pilotes) cuadrada de 170 cm de alto. Bajo la viga de encepado se extienden tres pilotes de hormigón armado de sección circular de 1,2 metros de diámetro extendiéndose hasta 16,75 metros de profundidad. Los estribos retienen material compactado y son confeccionados de hormigón armado con un muro frontal de un ancho de 10,70 metros y 4,83 metros de alto y de 30 cm de espesor. El muro se apoya sobre un dado de fundación de 150 cm de espesor que a la vez se sustenta en una doble fila de pilotes de 120 cm de diámetro. Los estribos tienen 2 muros aletas de 310 cm de largo de 35 cm de espesor.

El puente fue diseñado siguiendo la norma AASHTO 2002, con un camión de diseño HS 20-44 +20% (MCV- junio 2002) en zona sísmica 2 (Paine), A_0 de 0,3g y su suelo fue clasificado como tipo II en su memoria de cálculo al tratarse de grava arenosa con alto NSPT.

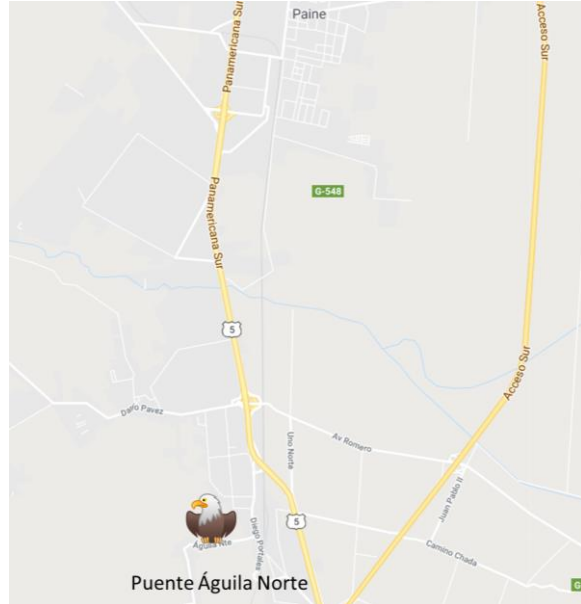
El cálculo estructural fue desarrollado por Ingelog S.A., el trabajo de sondaje estuvo a cargo de la empresa Intratecnia S.A., el estudio de mecánica de suelos fue elaborado por el ingeniero civil Miguel Farías y los estudios de hidrología y mecánica fluvial estuvieron a cargo de Ingelog S.A..

En particular, el puente Águila Norte no presentó daños significativos durante el terremoto del Maule de 2010; sin embargo, en su cercanía se observaron puentes como el puente Chada (Paine), el puente Romero (Paine), puente Pintúe (Pintúe) y el puente Graneros (Graneros) que no tuvieron un comportamiento sísmico adecuado, lo cual se atribuyó a características de amplificación sísmica de suelo en la zona y a deficiencias de diseño sísmicas empleadas anterior al 2010 para puentes en zona sísmica 2.

El puente Águila Norte se encasillaría en una tipología de puente que cumple las disposiciones de un puente diseñado conforme a las directrices del Manual de Carreteras de la versión de 2008 (año de construcción). Es decir, no se corresponde a una tipología empleada por las concesionarias en dicha época, al tener diafragmas laterales y tener topes sísmicos laterales. Por otra parte, la tipología analizada no presenta llaves de corte intermedias que soporten lateralmente a las vigas o apoyen los diafragmas transversales en relación con las recomendaciones actuales del Manual de Carreteras (versión del 2018), pero sería la tipología más cercana al uso actual y que fue afectada por el terremoto del Maule del 2010.



(a) Vista sur poniente. Elaboración Propia.



(b) Ubicación Puente Águila Norte. Fuente: Google Maps

Figura 4-1. Puente Águila Norte, vista sur poniente y ubicación.

4.2 Antecedentes del Puente

El puente Águila Norte cuenta con variada información facilitada por la Dirección de Vialidad del MOP, presentada en la Tabla 4-1. Estos antecedentes fueron utilizados para la elaboración del modelo numérico del puente, entre los que se destacan los planos de construcción, la memoria de cálculo y los modelos en SAP 2000.

Tabla 4-1. Detalle antecedentes puente Águila Norte

Documento	Detalle	Fecha de elaboración
Planos de construcción:	Vista General (AutoCad) Estribos (AutoCad) Cepas (AutoCad) Losa (AutoCad) Detalles (AutoCad)	Abril de 2006
Modelos SAP2000:	Estribo Muro Pilotes Estribo Puente	Marzo de 2006
Memoria de cálculo:	Cálculo de subestructura y superestructura Detalle de materiales utilizados	Marzo de 2006
Topografía	Levantamiento topográfico del sector Cuadros topográficos	Octubre de 2005
Diseño geométrico	Geometría del puente	Febrero de 2006
Diseño hidráulico	Obras de drenaje	Mayo de 2006
Diseño de pavimentos	Diseño estructural	Octubre 2005
Estudio de la demanda de tránsito	Tránsito medio diario anual y tasas de crecimiento	Febrero de 2006
Estudio hidrológico	Geomorfología Pluviometría Caudales de diseño	Mayo de 2005
Estudio de mecánica de suelos	Listado de ensayos realizados, resultados incompletos.	No específica

4.3 Caracterización Dinámica del Sitio

La caracterización dinámica del sitio contempla la medición del período o la frecuencia predominante de vibración y la estimación del perfil de velocidades de onda de corte con la profundidad.

4.3.1 Metodología

Los registros de vibraciones ambientales se procesaron con el software *Geopsy* (Wathelet, 2002) para obtener las razones espectrales H/V. Para ello, se utilizaron ventanas de 30 segundos con “*anti-triggering on raw signal*” para descartar ondas transientes de alta energía, y trabajar únicamente con señales estacionarias. Se utilizó el promedio geométrico para considerar ambas componentes horizontales, y se procesaron frecuencias entre 0,2 y 15,0 [Hz], debido a que es el rango de interés para las estructuras.

Las curvas de dispersión en velocidad de fase (Figura 4-2) se obtuvieron calculando la correlación cruzada entre dos registros sincronizados de vibraciones ambientales, siguiendo la metodología espectral propuesta por Sáez (2016), la cual se basa en la técnica de Ekström (2009).

Las curvas de dispersión entre todos los pares de estaciones en un sitio fueron promediadas y luego remuestreadas a 30 puntos entre la frecuencia máxima y mínima. Las curvas con dos o menos puntos fueron eliminadas ya que no logran resolver bien el problema. Las curvas de dispersión promedio fueron procesadas considerando la desviación estándar de los puntos y su peso, el cual se asigna dependiendo de la cantidad de datos por frecuencia.

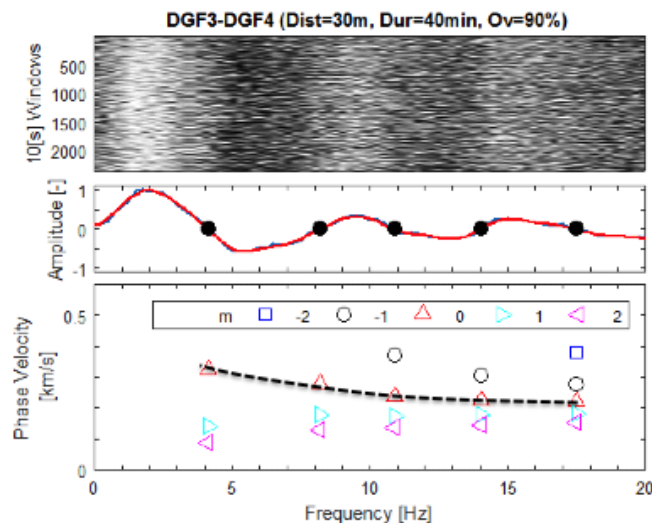


Figura 4-2. Ejemplo de correlación cruzada de ruido sísmico y curva de dispersión (curva en panel inferior) obtenida siguiendo la metodología espectral de Sáez (2016)

Las curvas de dispersión en bajas frecuencias se complementan con el autocorrelograma (Figura 4-3) obtenido con el método *Spatial Auto Correlation* (SPAC) implementado en el software *Geopsy* y la rutina *Spac2disp* (Wathelet, 2005). Los puntos de las curvas de autocorrelación espacial de cada anillo (uno por cada par de sensores) permiten estimar una velocidad de fase para cada frecuencia. La superposición de estas soluciones entrega puntos adicionales en a la curva de dispersión. En negrita se muestran los puntos de las curvas de autocorrelación que contribuyen a estimar la velocidad de fase.

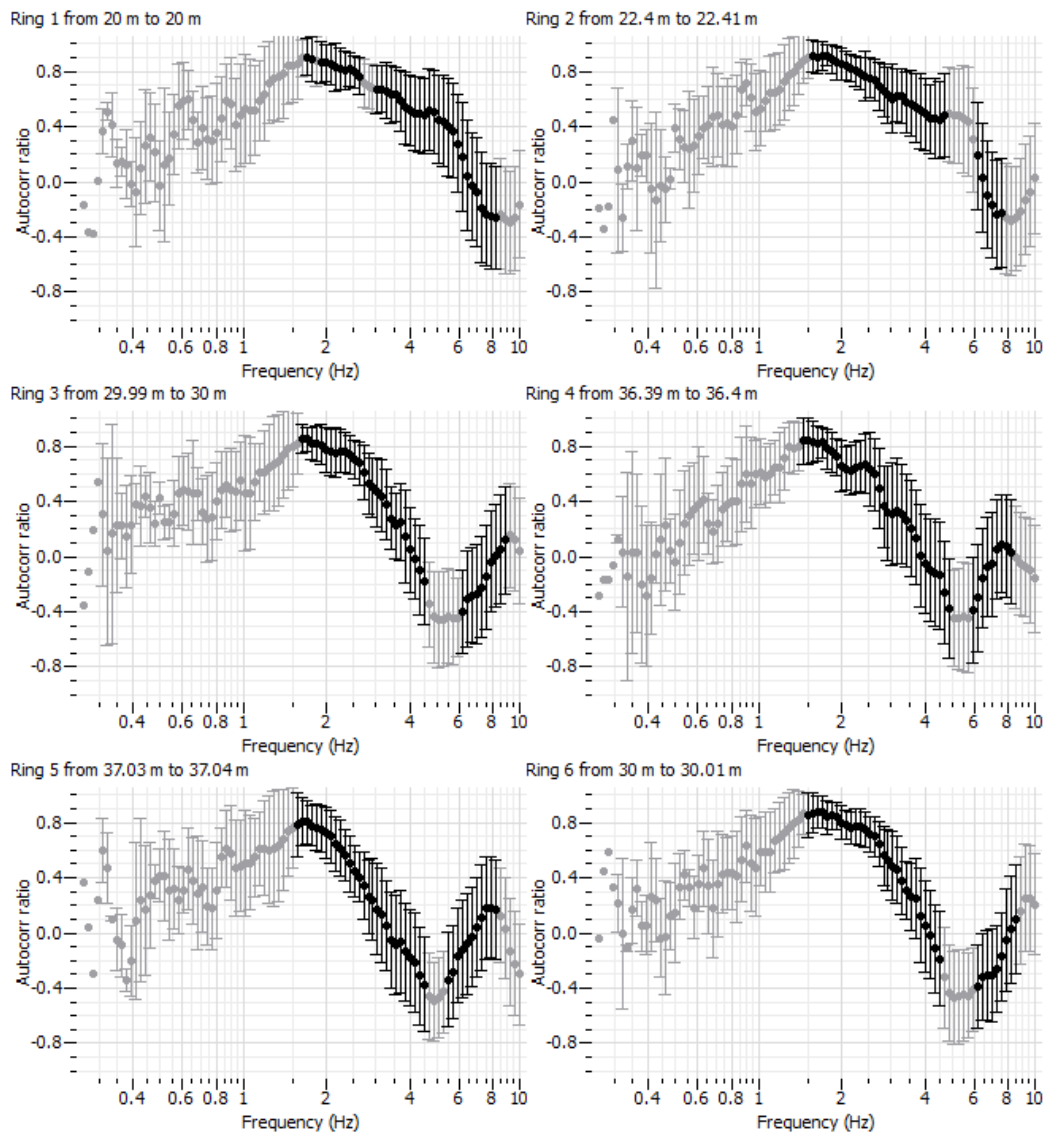


Figura 4-3. Ejemplo de autocorrelogramas obtenidos con el método SPAC.

Finalmente, la curva de dispersión y el autocorrelograma se invierten en forma combinada para obtener un perfil de velocidades de onda de corte, usando la rutina *Dinver*. Primero, se procesa la curva de dispersión de manera aislada para acotar el problema usando dos estratos y un semi-espacio. Luego, se invierten la curva de dispersión y el autocorrelograma simultáneamente usando tres o más estratos y un semi-espacio. Los modelos son validados según el ajuste a la curva de dispersión y el autocorrelograma.

Al utilizar métodos de ondas superficiales la profundidad de exploración está determinada por la máxima longitud de onda definida dividida por un factor entre 2 y 3 (dependiente del módulo de Poisson). Esta profundidad es del orden de la máxima separación instrumental. Este criterio es válido para las metodologías de correlaciones cruzadas y SPAC. Existen otras limitaciones, como la frecuencia natural del instrumento de medición, así como el tiempo de medición. Estos últimos establecen una cota inferior en las frecuencias capaces de definir en los arreglos. Sin embargo, el factor limitante es la estratigrafía, la que puede limitar significativamente la profundidad de exploración.

Para la obtención de perfiles más profundos se aplica la metodología propuesta por Castellaro (2016) para la inversión conjunta de curvas de dispersión y curvas H/V. Una curva H/V puede ser satisfecha por un gran número de perfiles de velocidad de onda de corte. Pero, la ubicación del peak permite estimar la profundidad del basamento rocoso debido al contraste de impedancia. El método propone complementar las curvas de dispersión obtenidas con métodos pasivos o activos, utilizando curvas H/V. Para ello se invierten, en primera instancia, de manera conjunta ambas curvas. En una segunda instancia, se dejan fijos los parámetros hasta la máxima profundidad de penetración del arreglo, para luego invertir utilizando únicamente la curva H/V.

4.3.2 Campañas de Medición

Se realizaron dos campañas de medición de suelos, el lunes 7 de enero y el viernes 15 de marzo de 2019. En ambas campañas se realizaron mediciones de vibraciones ambientales utilizando 4 sensores Tromino Engy de una frecuencia natural aproximada de 4,5 Hz. El tiempo de medición en la primera campaña varió entre 30 y 40 minutos, mientras que las mediciones de la segunda campaña fueron de 40 minutos a una frecuencia de muestreo de 512 [Hz]. En la segunda campaña se configuraron los sensores en el programa 5 para poder sincronizar los relojes de los instrumentos con la hora satelital y poder correlacionar los registros.

Además, en la primera campaña se realizaron mediciones de propagación de onda con el método MASW activo, utilizando un sismógrafo Geode y 10 geófonos de una componente y 4.5 Hz de frecuencia natural.



Figura 4-4. Sitios explorados



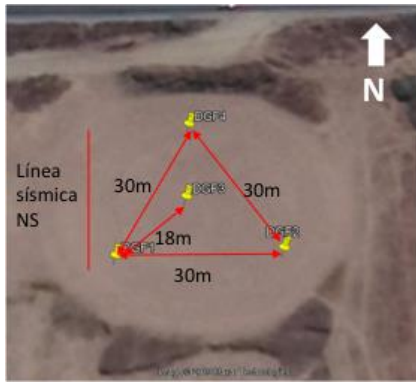
(a) Mediciones de ondas superficiales con método MASW

(b) Mediciones de vibraciones ambientales.

Figura 4-5. Ejemplo de mediciones realizadas en terreno

4.3.2.1 Sitio 1

En el sitio 1, se realizaron un total de 3 mediciones de vibraciones ambientales y una medición activa con el método MASW. En la primera campaña se realizaron dos mediciones de vibraciones ambientales manteniendo la misma configuración. La configuración espacial de la segunda campaña fue modificada con respecto a la primera campaña con el objetivo de alcanzar mayores profundidades de exploración. La Figura 4-6 muestra la disposición de los sensores en ambas campañas.



(a)



(b)

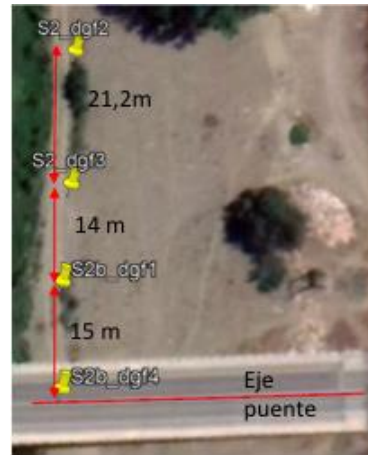
Figura 4-6. Disposición espacial de sensores en el Sitio 1. (a) Primera y (b) segunda campaña

4.3.2.2 Sitio 2

El sitio 2 fue estudiado con dos configuraciones distintas. La primera configuración es similar a la de la primera campaña (Figura 4-7a), mientras que la segunda configuración lineal permite evaluar la influencia de las vibraciones del puente con la distancia perpendicular a éste (Figura 4-7b). La primera configuración se denomina configuración “a”, y la segunda “b”.



(a)



(b)

Figura 4-7. Disposición de sensores en el Sitio 2. (a) configuración a y (b) configuración b

4.3.2.3 Sitio 3

El sitio 3 fue explorado durante la primera campaña, la inclinación del terreno y contaminación en los registros impidieron obtener resultados. Motivo por el cual se descartó este sitio.

4.3.2.4 Sitio 4

En el sitio 4, se utilizaron las configuraciones mostradas en la Figura 4-8. Este sitio corresponde a un viñedo y los sensores fueron dispuestos de manera de no interferir con su normal funcionamiento. La metodología de procesamiento de datos es similar a la utilizada para el sitio 1.

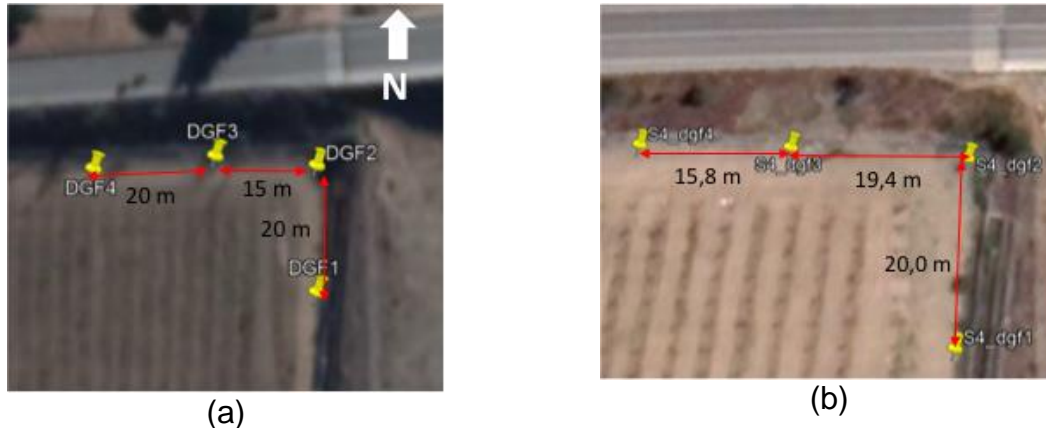


Figura 4-8. Disposición de sensores en el Sitio 4. (a) Primera y (b) segunda campaña

4.4 Resultados Caracterización Dinámica del Suelo

En esta sección se entregan los resultados obtenidos de ambas campañas de exploración. Se presentan de manera detallada los resultados del sitio 1, el detalle de los sitios restantes se entrega en el Anexo A.

4.4.1 Sitio 1

La Figura 4-9 resume los resultados de las razones espectrales H/V para el sitio 1 de la segunda campaña. A la izquierda se muestran las curvas promedio obtenidas por cada sensor y a la derecha se muestra la curva promedio del sitio junto a la desviación estándar. El resultado del procesamiento de cada registro en el sitio se encuentra en el Anexo A.

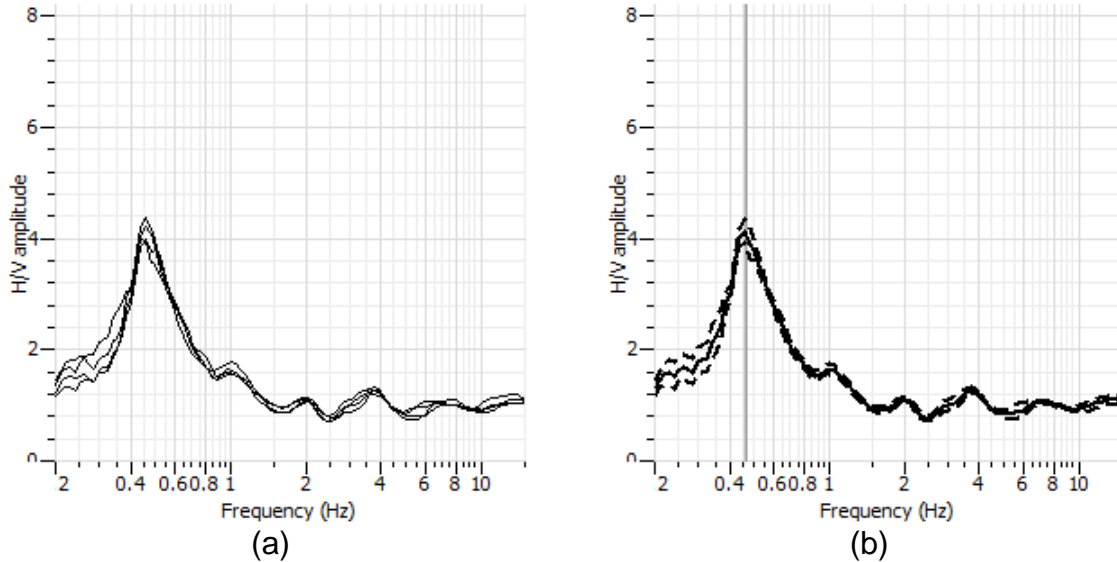


Figura 4-9. Resumen de razones espectrales H/V en el Sitio 1. (a) Promedio de las razones espectrales de los registros de cada sensor y (b) promedio y desviación estándar de todos los registros.

Las frecuencias predominantes y las razones de amplificación H/V máximas de las mediciones de cada sensor se muestran en la Tabla 4-2. La razón espectral H/V promedio tiene una amplitud máxima de **4,05** asociada a un peak localizado a los **0,47 [Hz]**. Dada la reducida desviación estándar de los resultados, se puede concluir que el sitio no presenta variaciones espaciales significativas en el subsuelo. Es decir, las propiedades dinámicas del emplazamiento están controladas por una respuesta de depósitos profundos y/o de cuenca. Además, dada la pronunciada amplitud máxima a baja frecuencia, se presume un fuerte contraste de impedancia entre el suelo y la roca basal en el sitio.

Tabla 4-2. Resultados de razones espectrales en el Sitio 1

Sensor	Frecuencia predominante f_0 [Hz]	Máxima amplitud espectral A_0 [-]
dgf1	0,46	4,38
dgf2	0,47	4,13
dgf3	0,46	3,89
dgf4	0,48	3,78
Promedio	0,47	4,05

El perfil de velocidades de onda de corte que mejor ajusta los datos medidos en el sitio (perfil negro en la Figura 4-10a) se obtiene a partir de una curva de dispersión representativa (Figura 4-10b), que se obtuvo combinando los métodos de correlación cruzada de ruido sísmico, para resolver las altas frecuencias (4,0 a 18,0 Hz), y el método SPAC, para complementar las bajas frecuencias (1,8 a 4,0 Hz). Este rango de frecuencias queda determinado por la elección de los límites (k_{min} y k_{max} , número de onda mínimo y máximo respectivamente) que engloban la zona de mayor densidad de puntos con solución

de la curva de dispersión en el gráfico lentitud vs frecuencia que entrega la rutina spac2disp.

La mínima frecuencia que fue utilizada para la construcción de los perfiles de velocidad (usando el método SPAC) corresponde a 1,8 [Hz], la cual evidencia una velocidad de fase de 420 [m/s] en la curva de dispersión (Figura 4-10b). Con estos valores, la longitud de onda máxima se estima en 230 [m] ($\lambda = v/f = 420/1,8 = 230 \text{ m}$), por lo que se considera que la profundidad de exploración máxima es 92 [m] ($z_{max} = \lambda_{max}/2,5$, donde 2,5 corresponde a un valor entre 2 y 3 para la determinación de la máxima profundidad de exploración).

Las velocidades y espesores de cada una de las capas del perfil que mejor ajusta los datos se detallan en la Tabla 4-3. A partir de estos valores, se puede calcular que la velocidad promedio de los 30,0 m superiores del sitio es $V_{s30} = 274 \text{ m/s}$. Este valor fue computado usando la Ec. (2.2) mostrada en la sección 2.3.1 a partir de los valores obtenidos de la inversión de velocidades de ondas de corte más probable (Tabla 4-3). Cabe mencionar que dado que el V_{s30} es mayor a 180 m/s y menor a 400 m/s el suelo se clasificaría como tipo III conforme a las nuevas disposiciones establecidas en el MdC 2018 en el Anexo 3 -1000-A (sección 3.2); sin embargo, el periodo del depósito determinado a través de la razón H/V $T_s=2,13 \text{ seg}$ es significativamente mayor a $T_1=0,70 \text{ seg}$ (indicado en la tabla 3.1004.309(2).A del MdC) por lo que el análisis del puente debiera realizarse a partir de un estudio de riesgo sísmico y/o considerar la disminución de la clasificación sísmica del tipo de suelo (i.e., tipo IV) conforme a la disposición dispuesta en la sección 3.3 del MdC 2018 en el Anexo 3 -1000-A.

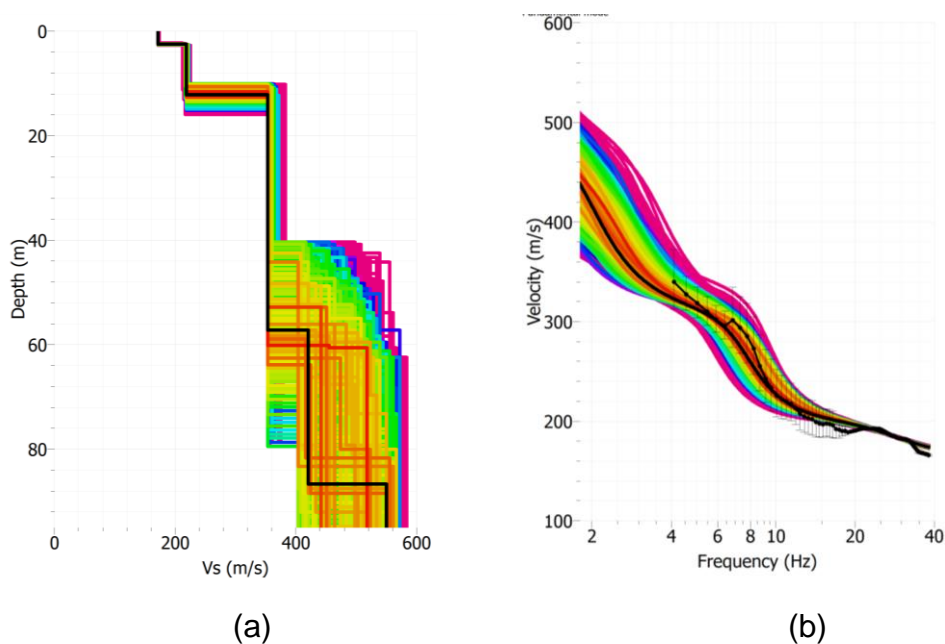


Figura 4-10. (a) Perfiles de velocidad de onda de corte que mejor ajustan los datos medidos en el Sitio 1. El perfil en negro es el de mejor ajuste. (b) Curvas de

dispersión asociadas a los perfiles de velocidad en colores y curva de dispersión medida en terreno junto a su desviación estándar en negro.

Tabla 4-3. Modelo de velocidades del perfil con mejor ajuste en el Sitio 1

Capa	Espesor [m]	Vs [m/s]
1	4,0	170
2	10,0	240
3	41,0	360
4	32,0	420
5	-	560

4.4.2 Sitio 2

El sitio 2 presentó una frecuencia predominante de 0,5 [Hz] y una amplitud máxima de su razón espectral H/V de 3,44, la velocidad de onda de corte promedio de los primeros 30 [m] es de **Vs30 = 287 [m/s]**. El detalle de los resultados de este terreno se encuentra en el Anexo A.

4.4.3 Sitio 4

El sitio 4 presentó una frecuencia predominante de 0,53 [Hz] y una amplitud de 3,44, la velocidad de onda de corte de los primeros 30 [m] es de **Vs30 = 278 [m/s]**. El detalle de los resultados de este terreno se encuentra en el Anexo A.

4.5 Modelo de Velocidades Superficiales

De los resultados obtenidos en este capítulo se puede generar un perfil de suelo para el desarrollo del modelo 3D con dominio reducido del suelo, para una mayor eficiencia computacional. Los resultados de los perfiles de cada sitio son resumidos en la Tabla 4-4 y en la Figura 4-11.

Tabla 4-4. Resumen perfiles de velocidad de onda de corte en los sitios explorados.

Capa	Sitio 1		Sitio 2		Sitio 3	
	Espesor [m]	Vs [m/s]	Espesor [m]	Vs [m/s]	Espesor [m]	Vs [m/s]
1	4,0	170	3.5	162	8	177
2	10,0	240	10.5	260	22	350
3	-	360	-	380	-	500

Donde se tiene para el sitio 1 un $V_{s30} = 274$ [m/s], para el sitio 2 $V_{s30} = 288$ [m/s] y para el sitio 3 $V_{s30} = 278$ [m/s].

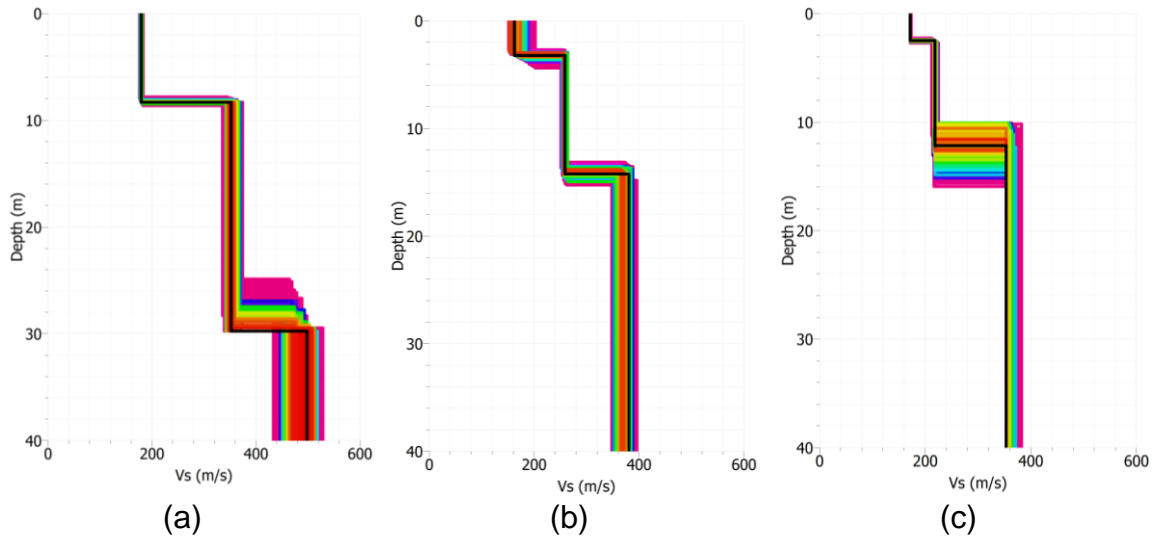


Figura 4-11. Comparación de los 3 perfiles de velocidad de onda de corte, (a) perfil sitio 4, (b) perfil sitio 2, (c) perfil sitio 1.

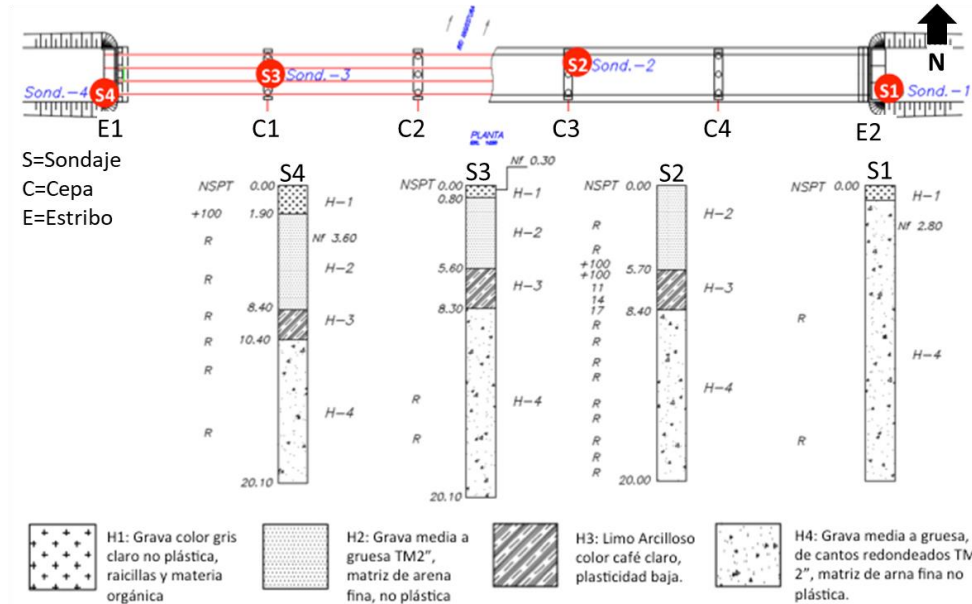


Figura 4-12. Sondajes disponibles del estudio de mecánica de suelos del puente²

El estribo 1 corresponde al situado al oeste, al igual que la cepa 1. Los sondajes son designados según nomenclatura del informe de mecánica de suelos, el primero ubicándose en el estribo 2 (lado este).

En base a los resultados de la caracterización dinámica del suelo, se propone un modelo de velocidades para el modelamiento numérico del puente, que se muestra en la Figura 4-13. Esta estratificación propuesta tiene un **Vs30 = 277,0 [m/s]**.

² Los sondajes se obtienen del plano general del puente, el documento de mecánica de suelos no se encuentra entre los antecedentes recabados.

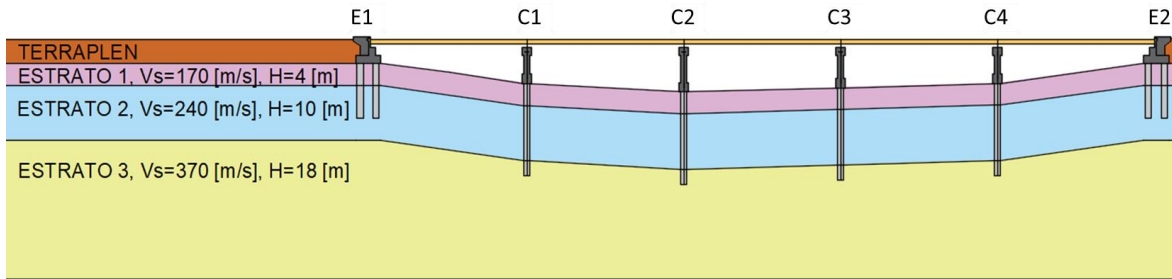


Figura 4-13. Modelo velocidades de onda de corte propuesto para el modelamiento del puente

El perfil para el modelamiento consideró principalmente los resultados de los ensayos geofísicos. Cabe destacar que los ensayos geofísicos realizados en la cepa 4 son coherentes con la estratigrafía del sondaje 2, esta situación se repite para el sitio 4 y el sondaje 1. Entendiendo que la estratigrafía en la zona es más compleja que la presentada en la Figura 4-13, se optó por este perfil debido a que simplifica el mallado del modelo y además respeta la velocidad de onda de corte de los primeros 30 m (promedio de los tres perfiles). Un modelo más acertado debería incluir el lente limo-arcilloso que aparece en los sondajes 2, 3 y 4.

El perfil obtenido en el sitio 1 es el que cuenta con más información y con el rango más amplio de frecuencia, por lo que se usó este como guía. Las bajas velocidades observadas en el primer estrato son atribuibles a los estratos limosos. Existe una incongruencia entre los resultados de los ensayos SPT y las velocidades de onda de corte, dado que los ensayos SPT sugieren suelos muy rígidos, mientras que las velocidades de onda de corte dicen lo contrario. Esta inconsistencia puede deberse a que el ensayo SPT puede marcar rechazo al toparse con bolones.

4.6 Perfil de Velocidades Profundo

Para poder obtener un registro en la base del modelo es necesario conocer el perfil de velocidades completo, es decir hasta la roca basal. Sin embargo, solo se tienen perfiles hasta una profundidad de 90 m. Castellaro (2016) presenta una metodología para la inversión conjunta de curvas de dispersión y curvas de razones espectrales. Para ello se trabaja con las curvas de dispersión para definir el modelo en los primeros 30 m (resolución de las curvas de dispersión). Una vez definido este perfil, se fija el modelo hasta los 30 m y se trabaja con las razones espectrales H/V para generar un modelo que se ajuste a la parte más profunda. Además, se trabajó con las curvas de autocorrelación para complementar las curvas H/V y de dispersión.

Como existe una infinidad de perfiles que cumplen con una curva H/V, es preciso acotar el problema imponiendo un rango acotado para la profundidad de la roca que se estimó a una profundidad entre 200 y 300 metros (ver sección 4.6.1),

de esta forma se considera un estrato de características promedios hasta esa profundidad. Se utilizó la rutina *Dinver* de *Geopsy* para generar el modelo.

Cabe destacar que se trabajó únicamente con los datos del Sitio 1, esto debido a que se cuenta con una medición MASW, las correlaciones cruzadas entregan curvas de dispersión consistentes al igual que las curvas SPAC. Adicionalmente, la similitud de las curvas H/V en los sitios medidos permite inferir una baja variabilidad en profundidad de los estratos.

4.6.1 Profundidad de la Roca

La profundidad de la roca es un aspecto sensible para la generación del perfil profundo, que luego servirá para la propagación de ondas. En el trabajo de González (2018), se estimó la profundidad de los depocentros de la cuenca de Santiago mediante la inversión de mediciones gravimétricas.

En la Figura 4-14 se muestra el espesor de los sedimentos en la ubicación del puente de Águila Norte. La profundidad hasta la roca se estima entre 250 y 300 m. En *Dinver* se dejó esta profundidad variable entre 200 y 300 m.

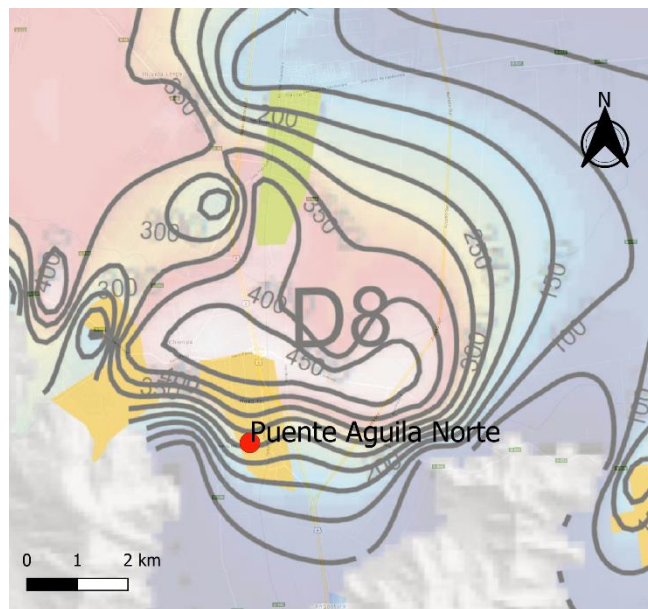


Figura 4-14. Espesor de los sedimentos. Modificado de González (2018).

4.6.2 Resultados

Siguiendo la metodología explicada anteriormente, se llega al perfil de la Figura 4-15, que alcanza a **240 metros** de profundidad la roca. Los detalles de este perfil se entregan en la Tabla 4-5. Los valores de peso específico son designados arbitrariamente a partir de valores estándar del MdC.

Tabla 4-5. Modelo de velocidades con mejor ajuste.

Estrato	Profundidad [m]	Espesor [m]	Peso específico γ [kN/m ³]	Velocidad de onda de corte Vs [m/s]
-				
1	E1	4	19	170
2	E2	10	19	240
3	E3	41	20	360
4	E4	32	20	420
5	E5	153	21	560

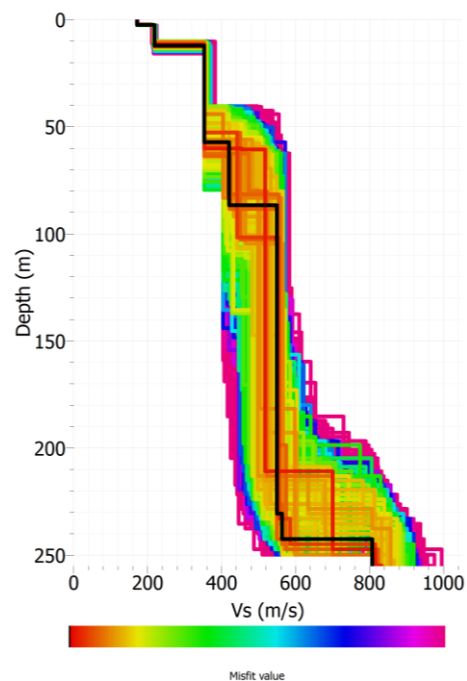


Figura 4-15. Perfil profundo de velocidades de onda de corte

A continuación, se muestran los ajustes de la curva de dispersión (Figura 4-16.a), curva H/V (Figura 4-16.b) y autocorrelogramas (Figura 4-17.b). La curva H/V obtenida no se ajusta perfectamente a la medida en terreno, pero tiene un *peak* a los 0,46 [Hz], cercano a los 0,47[Hz] medidos en el Sitio 1.

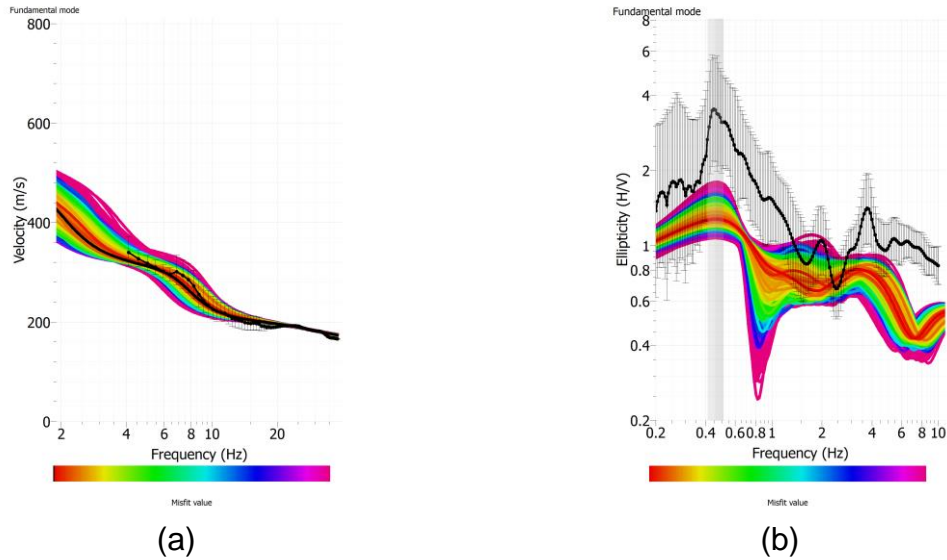


Figura 4-16. (a) Ajuste de curva de dispersión perfil profundo, (b) Ajuste curva H/V, perfil profundo

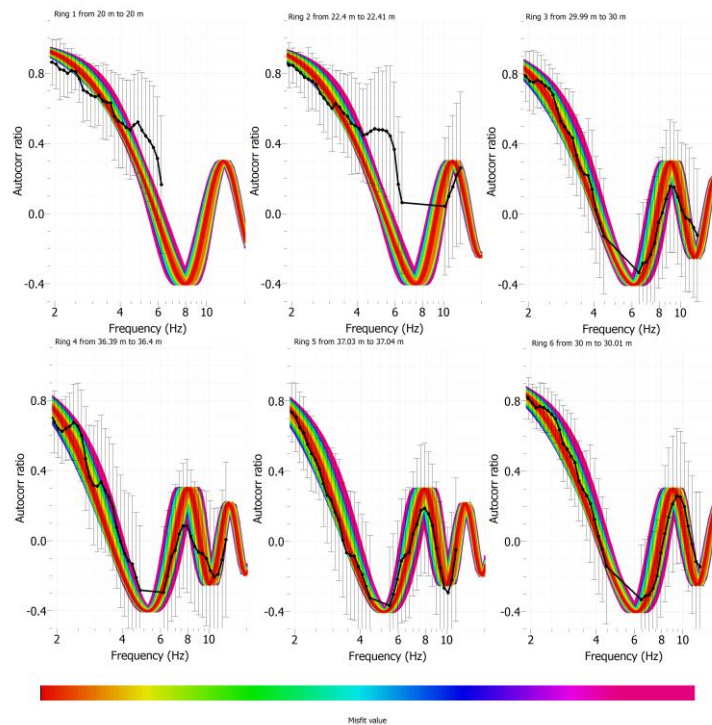


Figura 4-17. Ajuste de autocorrelogramas, perfil profundo

En la Figura 4-16a se muestra cómo se ajusta la curva de dispersión (velocidad de fase vs frecuencia) obtenida con la inversión, en negro continuo se muestra el perfil con el menor desajuste, la curva ingresada se muestra junto con su desviación estándar. La Figura 4-16b muestra el desajuste entre la curva H/V objetivo (punteada más desviación estándar) y la curva H/V obtenida. La Figura 4-17 muestra los desajustes entre los autocorrelogramas objetivos y obtenidos para cada anillo entre sensores del arreglo del sitio 1.

Capítulo 5 :

Modelamiento Numérico del Puente Águila Norte

5.1 Obtención del Registro Sísmico y Calibración del Suelo

Un aspecto fundamental de la modelación suelo-estructura es modelar apropiadamente el suelo. Por este motivo fue necesario determinar y/o calibrar las propiedades a utilizar en el modelo constitutivo ***Pressure Depend Multi Yield (PDMY)***. Para ello se utilizó como punto de referencia un modelo viscoelástico simple incluido en el programa DEEPSOIL.

Otra consideración importante es el registro sísmico a utilizar. Una buena práctica es usar un set de registros sísmicos que presenten distintos contenidos de frecuencias. Sin embargo, debido a que el tiempo-computacional que toman estas simulaciones es largo, se decidió emplear de momento un único análisis. En este caso, se decidió trabajar con el registro del terremoto del Maule del 27 de febrero de 2010 en la estación Santa Lucia (Santiago centro) ya que es un registro en roca en superficie (*outcrop motion*). Adicionalmente, este registro no presenta grandes peaks de aceleraciones relacionados a altas frecuencias que el modelo no fuese capaz de capturar.

Cabe destacar que el terremoto del Maule de $M_w=8,8$, tiene un periodo de retorno de 200 a 300 años (Poulos, 2019). Es decir, una estructura con vida útil de 100 años tiene una alta probabilidad de experimentar al menos un sismo con estas características.

Para disminuir los tiempos de cálculo del modelo 3D, se opta por realizar una disminución del dominio del suelo. Para ello, se limita la profundidad del modelo arbitrariamente a 32 m, equivalente al doble del largo de los pilotes. Como se reduce el dominio es necesario propagar el registro sísmico (en roca) hasta la profundidad deseada. La metodología para obtener el input en la base del modelo (a 32 m de profundidad) consiste en el cálculo de un registro basal (*within motion*) con el software DEEPSOIL, y luego la propagación de estas ondas por 3 modelos distintos. El primer modelo corresponde a uno implementado en DEEPSOIL con un material viscoelástico, el segundo corresponde a un modelo desarrollado en OpenSees con un modelo elástico y amortiguamiento de Rayleigh. Finalmente, el input basal se propaga por un modelo en OpenSees utilizando el material *PDMY* con amortiguamiento de Rayleigh (Figura 5-1). En las próximas subsecciones se muestran los resultados para cada una de estas modelaciones y su comparación en términos de los registros en superficie.

El input basal del modelo 3D corresponde entonces al registro recuperado en el modelo *PDMY* a una profundidad de 32 metros (Figura 5-2).

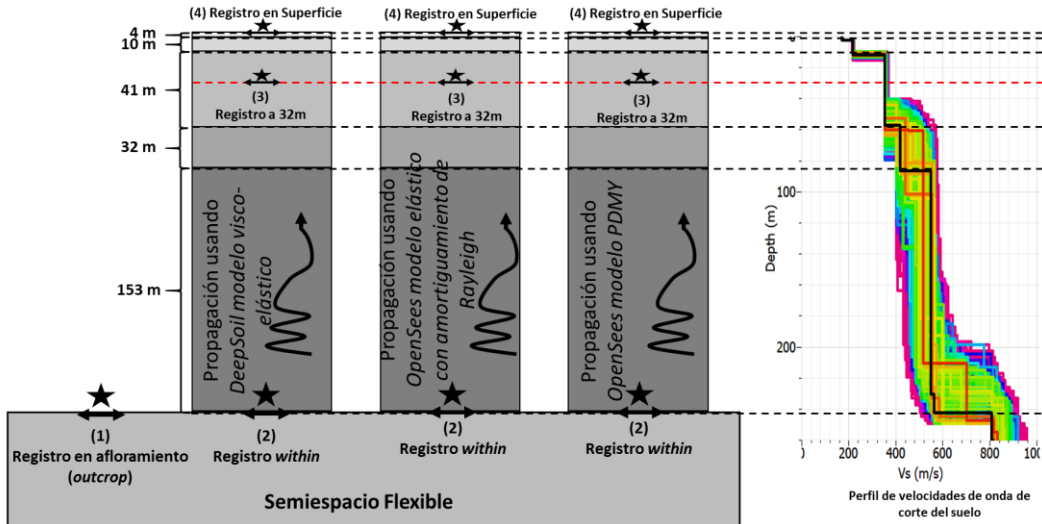


Figura 5-1. Esquema de la metodología de propagación de ondas y obtención del registro utilizado.

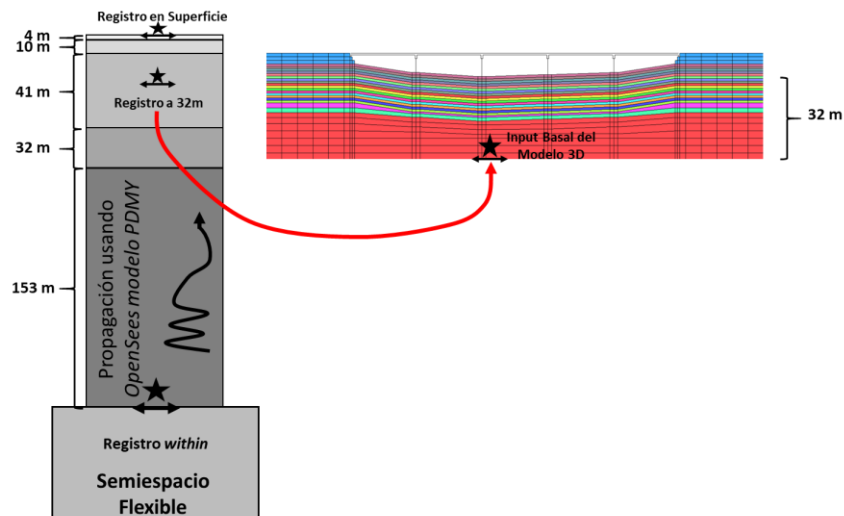


Figura 5-2. Esquema de la obtención del input basal del modelo 3D.

5.1.1 Columna 1D de 240 m en DEEPSOIL

En DEEPSOIL se replicó la estratigrafía obtenida de la exploración geofísica, las propiedades asignadas a cada estrato se muestran en la Tabla 5-1. Este perfil tiene una profundidad total de 240 [m] y una frecuencia natural de 0,473 [Hz], similar a la frecuencia medida en terreno de 0,47 [Hz].

Como condición de borde se consideró el semiespacio (roca basal) como semiespacio flexible ya que el input es un registro en un afloramiento rocoso

(*outcrop*). Al considerar el semiespacio flexible se debe asignar un peso específico ($\rho=2,7$ [ton/m³]), una velocidad de onda de corte ($V_s=1500$ [m/s]) y un amortiguamiento ($\beta=1$ [%]). El programa permitió corregir por línea base los registros sísmicos utilizados. Estos registros se muestran en la sección 5.1.3.

Tabla 5-1. Propiedades Columna de Suelo DEEPSOIL

Estrato	Espesor [m]	Peso unitario [kN/m ³]	Velocidad de onda de corte	Modelo del suelo	Amortiguamiento Dmin [%]
1	4	19	170	Lineal	2
2	10	19	240	Lineal	2
3	41	20	360	Lineal	2
4	32	20	420	Lineal	2
5	153	21	560	Lineal	2
Roca	-	25	1500	Lineal	1

5.1.2 Columna 1D de 240 m en OpenSees

El modelo consiste en una columna de suelo sobre un semiespacio flexible, sin la presencia de agua. El suelo es modelado en dos dimensiones con dos grados de libertad (x e y) utilizando la formulación de deformaciones planas del elemento tipo “*quad*”. El modelo de la columna se creó partir del archivo “*freeFieldDepend.tcl*” desarrollado por OpenSees disponible en su sitio web (<http://opensees.berkeley.edu/wiki>). Un esquema del modelo se muestra en la Figura 5-3. Al igual que en DEEPSOIL, el modelo cuenta con 5 estratos y un espesor total de 240 [m]. Cada elemento tipo *quad* tiene una altura, ancho y espesor de 1,0 [m]. Dado que el problema se resuelve en el dominio del tiempo, la discretización de los elementos o *mesh* influye en el rango de frecuencias resueltos. Jeremić (2009) propone que el espaciamiento máximo no debiese ser mayor a la velocidad de onda de corte mínima a ser representada sobre diez veces la frecuencia máxima que desea ser representada (ecuación 5.1). Considerando la velocidad de onda de corte mínima de 170 [m/s], $\Delta h=1$ [m], la frecuencia máxima descrita por esta columna es de 17,0 [Hz]. Es decir, la discretización propuesta de un metro cubre el rango de frecuencias de interés.

$$\Delta h \leq \frac{\lambda_{min}}{10} = \frac{v_{min}}{10f_{max}} \quad (5.1)$$

Para evitar que las ondas se reflejen en la base y queden atrapadas en el sistema produciendo ondas falsas, se utiliza un borde absorbente en la base (*dashpot*), materializado con *ZeroLength element* al cual se le asigna un material viscoso según la formulación de Lysmer & Kulemeyer (1969). Un nodo es restringido en todos sus grados de libertad y es conectado al nodo 1 (Figura 5-3) mediante un *ZeroLength Element* con el material viscoso asignado. Para

definir el material viscoso se utiliza el material uniaxial *viscous uniaxial material*, el cual requiere un coeficiente de amortiguamiento (C) que se define como el producto entre la densidad del estrato subyacente (ρ) y la velocidad de onda de corte del estrato subyacente (v_s) en este caso, roca. Además, debe considerarse el área (A) de influencia del nodo (área definida por la distancia media entre puntos vecinos), ecuación 5.2. Esta técnica permite considerar la rigidez del medio subyacente permitiendo irradiar la energía de vuelta en dicho estrato. Esta metodología es implementada en estudios como el de Elgamal (2008) y Qiu (2019).

$$C = \rho \cdot v_s \cdot A \quad (5.2)$$

Esta aproximación se hace para considerar la rigidez finita del estrato subyacente. Ya que, si se considera la base empotrada, no existe disipación de energía. La aproximación de base empotrada es válida cuando el contraste de rigideces suelo-roca es muy grande (Joyner, 1975).

Los nodos que comparten la misma coordenada vertical son unidos mediante *EqualDOF* con el fin de obtener un patrón de deformación por corte simple. Los nodos basales además están restringidos en la vertical.

El modelo es cargado en dos etapas, carga gravitacional y carga dinámica. En la carga gravitacional se carga el suelo con su peso propio manteniendo el comportamiento elástico del suelo. Este proceso se repite con el fin de actualizar los parámetros del suelo según su nueva presión de confinamiento.

La carga dinámica se aplica como fuerza en la base de la columna de suelo, específicamente en el nodo que tiene el *dashpot*. La fuerza en función del tiempo ($F(t)$) es obtenida al multiplicar el registro de velocidades ($v(t)$) en la roca basal por la velocidad de onda de corte y densidad del estrato subyacente, nuevamente es necesario considerar el área de influencia del nodo (ecuación 5.3).

$$F(t) = v(t) \cdot \rho \cdot v_s \cdot A \quad (5.3)$$

La carga es aplicada como un patrón de carga plana usando una *Plain load pattern*. El análisis transiente se lleva a cabo con el integrador de Newmark ($\beta = 0,25, \gamma = 0,5$). Cabe resaltar que el input sísmico corresponde únicamente a una excitación horizontal.

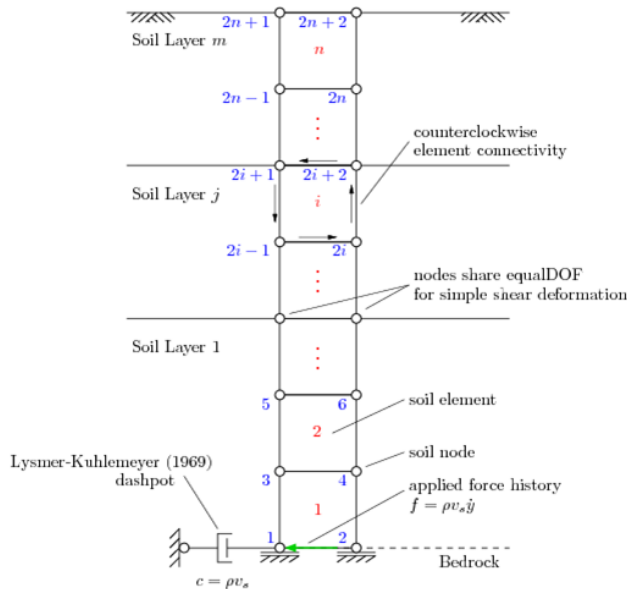


Figura 5-3. Representación esquemática del modelo de la columna unidimensional de suelo implementado en OpenSees. En azul se indica el número de los nodos, y en rojo los números de los elementos. (Fuente: OpenSeesWiki)

5.1.2.1 Modelo Elástico con amortiguamiento de Rayleigh

Con el fin de comparar la columna de suelo implementada en OpenSees se ejecuta un modelo considerando el suelo como un material elástico isotrópico (*nDMaterial ElasticIsotropic*). Las propiedades del suelo (módulo de elasticidad y módulo de Poisson) son determinadas a partir de las relaciones elásticas y la velocidad de onda de corte del material (Tabla 5-2). Se introduce el amortiguamiento de Rayleigh para considerar disipación de energía en pequeñas deformaciones y emular el modelo viscoelástico de DEEPSOIL. Para el cálculo de los parámetros de Rayleigh se considera un amortiguamiento crítico de 2% y los dos primeros modos de vibrar de la columna. Con este modelo se espera recuperar los mismos registros que en DEEPSOIL. Cabe señalar que DEEPSOIL también considera amortiguamiento de Rayleigh con el parámetro Dmin.

Tabla 5-2. Propiedades Elásticas del suelo modelado en OpenSees

Estrato	$V_s \left[\frac{m}{s} \right]$	$\nu [-]$	E_0 [MPa]	G_0 [MPa]	P [ton/m ³]
1	170	0,35	148,3	54910	1,9
2	240	0,35	295,5	109440	1,9
3	360	0,35	699,8	259200	2,0
4	420	0,35	952,6	352800	2,0
5	560	0,35	1778,1	658560	2,1

5.1.2.2 Modelo PDMY

El modelo PDMY se implementa de igual forma que el modelo elástico. Sin embargo, se considera el comportamiento plástico del material dependiendo de la presión (es decir la tensión de corte de falla se define en función de la presión) y considerando múltiples superficies de fluencia generando la respuesta hiperbólica del suelo (*PDMY*, luego de haber aplicado la primera carga gravitacional (considerando el material como lineal). El amortiguamiento de Rayleigh (2%) se incluye para tener disipación de energía en pequeñas deformaciones, los parámetros son calculados usando los dos primeros modos de la columna. Las densidades, ángulos de fricción y módulo de Poisson (0,35 para todos los estratos) fueron adoptados de González (2015). Los módulos de rigidez y compresibilidad de referencia fueron deducidos a partir de las relaciones elásticas, y el resto de los parámetros fueron dejados por defecto, a excepción del parámetro *d* el cual se asumió nulo para no cambiar el módulo de corte o el módulo volumétrico con el efecto de la presión de confinamiento. En la Tabla 5-3 se detallan los parámetros utilizados.

Tabla 5-3. Parámetros utilizados en modelo hiperbólico

Estrato	1	2	3	4	5
ρ [ton/m ³]	1.90	1.90	2.00	2.00	2.10
G_r [kPa]	54910	109440	259200	352800	658560
B_r [kPa]	164730	328320	777600	1058400	1975680
ϕ [°]	35	37	39	40	40
γ_{max} [%]	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
Repress [kPa]	80	80	80	80	80
pressDependCoe (d)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PTang [°]	29	27	27	27	27
contrac	0.07	0.05	0.03	0.03	0.03
dilat1	0.0	0.6	0.6	0.6	0.8
dilat2	0.0	3.0	5.0	5.0	5.0
liquefac1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
liquefac2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
liquefac3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
noYieldSurf	20	20	20	20	20
e	0.70	0.55	0.45	0.40	0.40
cs1	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
cs2	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
cs3	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
pa	101	101	101	101	101
c	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Similar a	Loose sand	Med. dense sand	Dense sand	Dense sand	Dense sand

5.1.3 Comparación de Resultados

En esta sección se entregan los resultados más relevantes de las respuestas obtenidas con los tres modelos unidimensionales descritos anteriormente. Los resultados a distintas profundidades y componentes se entregan en el Anexo B.

5.1.3.1 Aceleraciones, velocidades y desplazamientos

En la Figura 5-4, se muestra en rojo el registro Este-Oeste de la estación Sta. Lucia (afloramiento rocoso, *outcrop*) y en azul el registro “*within*” recuperado usando DEEPSOIL. En la comparación entre ambos registros se puede apreciar una disminución (del 25 %) en la amplitud para el registro “*within*” debido a la pérdida de condición de superficie libre.

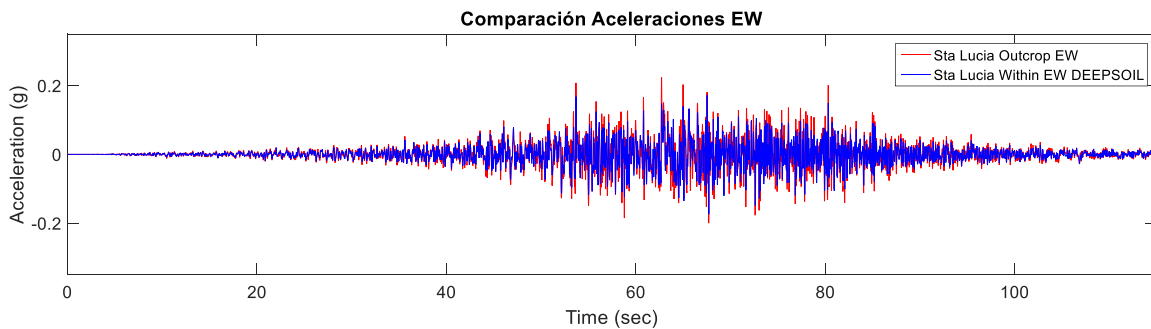


Figura 5-4. Comparación registro *Outcrop* vs *Within*

La Figura 5-5 muestra las aceleraciones en superficie obtenidas con los tres modelos. La Figura 5-6 muestra un acercamiento al registro de aceleraciones durante el movimiento fuerte, donde se puede apreciar que ambos modelos en OpenSees (OS) presentan menores amplitudes. Este fenómeno puede deberse en el caso de modelo con PDMY, a que el material disipa más energía en forma histerética.

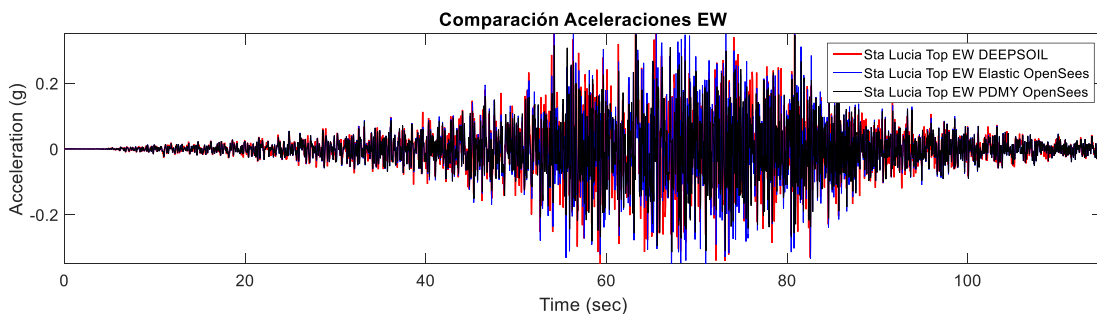


Figura 5-5. Comparación Aceleraciones en superficie (EW), en rojo DEEPSOIL, azul OS Elástico, negro OS PDMY.

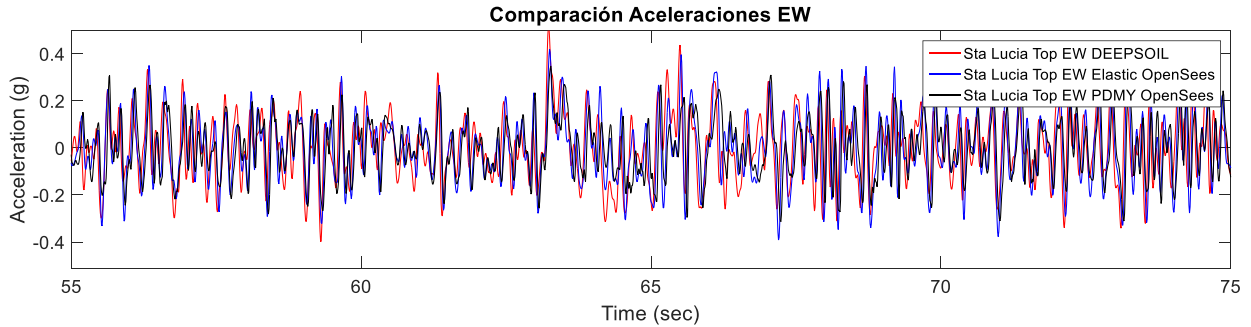


Figura 5-6. Zoom a Comparación Aceleraciones en superficie (EW), en rojo DEEPSOIL, azul OS Elástico, negro OS PDMY.

La Figura 5-7 muestra las velocidades en superficie obtenidas con los tres modelos, se aprecian los mismos fenómenos que en el registro de aceleraciones. Adicionalmente, los modelos en OpenSees no definen bien las frecuencias sobre los 20 [Hz] debido a la discretización utilizada de 1,0 [m].

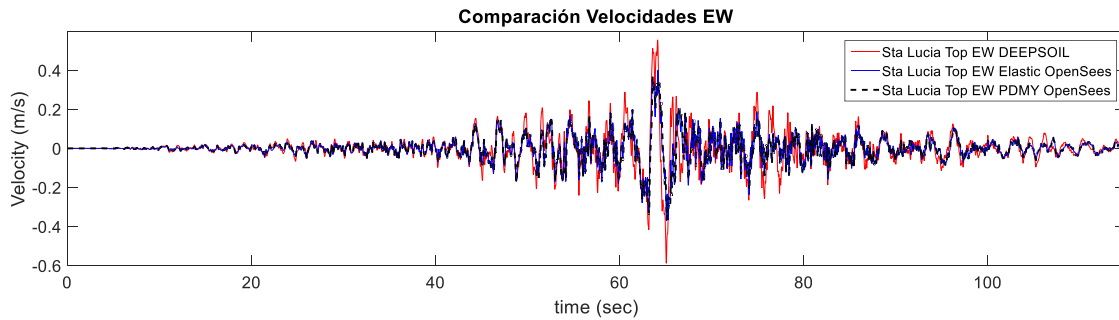


Figura 5-7. Comparación Velocidades en superficie (EW), en rojo DEEPSOIL, azul OS Elástico, negro OS PDMY.

La Figura 5-8 muestra los desplazamientos en superficie obtenidos con los tres modelos, se aprecian los mismos fenómenos que en el registro de aceleraciones y velocidades.

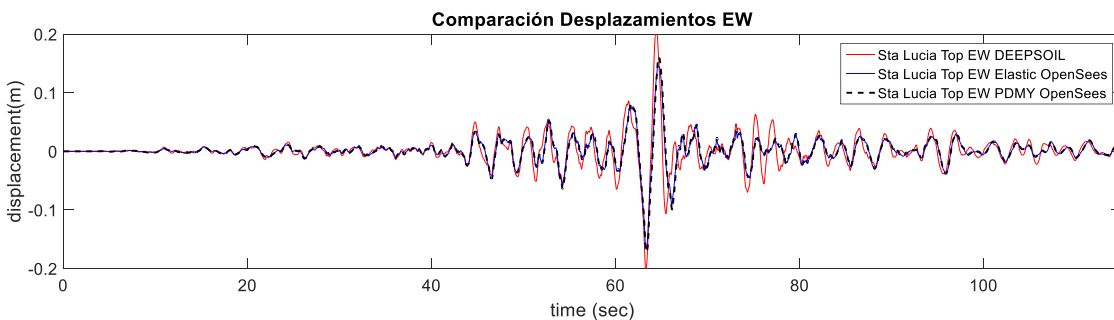


Figura 5-8. Comparación Desplazamientos en superficie (EW), en rojo DEEPSOIL, azul OS Elástico, negro OS PDMY.

5.1.3.2 Intensidad de Arias

La Figura 5-9 muestra las Intensidades de Arias en superficie obtenidas con los tres modelos, esta gráfica permite observar como el modelo PDMY disipa más energía que los modelos elásticos y viscoelásticos.

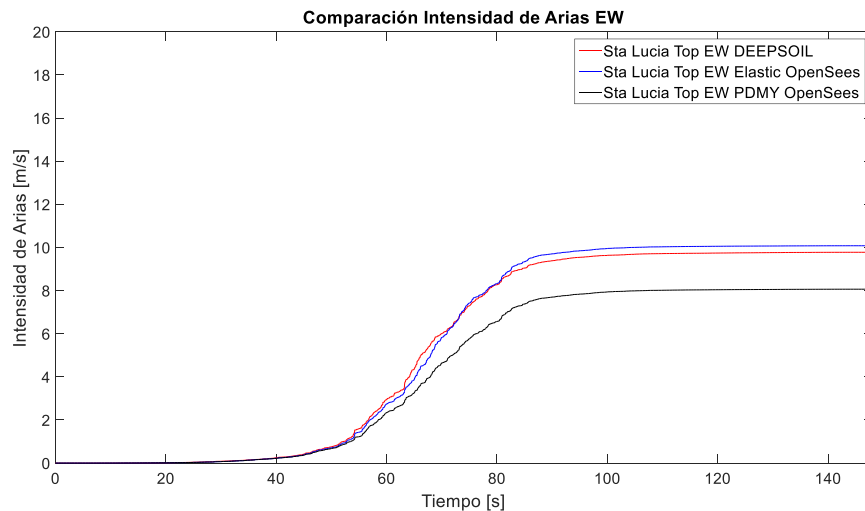


Figura 5-9. Comparación Intensidad de Arias en superficie (EW), en rojo DEEPSOIL, azul OS Elástico, negro OS PDMY.

5.1.3.3 Espectros de respuesta

La Figura 5-10 muestra los espectros de respuestas (para una tasa de amortiguamiento de 2%) en superficie obtenidos con los tres modelos. Los espectros de velocidades y desplazamiento muestran un *peak* cercano a los 2 segundos, periodo esperado para el sector de estudio, este *peak* existe en el espectro de aceleraciones, pero tiene menor amplitud. En DEEPSOIL existe un *peak* bajo 1 segundo. Los *peaks* son consistentes con la función de transferencia (Figura 5-11) ya que el segundo modo ($T_2=0.71$ [s]) muestra amplificación en el espectro de respuesta para ese periodo. El modelo en DEEPSOIL amplifica en torno a los 1,8 [s] siendo esta la principal diferencia con los modelos realizados en OpenSees. Los espectros se muestran entre 0,1 y 15 [s], lo que corresponde a frecuencias entre 0,07 y 10 [Hz], rango bien definido por OpenSees.

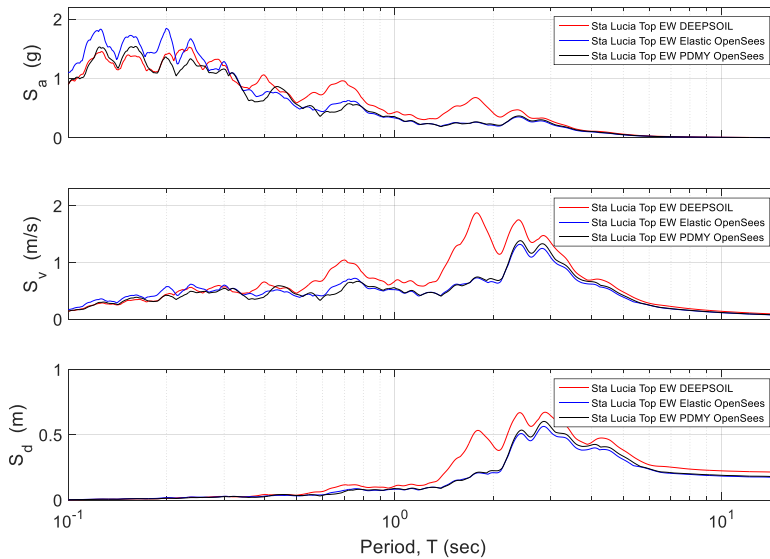


Figura 5-10. Comparación Espectros de Respuesta (2%) en superficie (EW), en rojo DEEPSOIL, azul OS Elástico, negro OS PDMY.

El espectro de desplazamiento es consecuente con el PGD de la Figura 5-8, mientras que el espectro de aceleraciones muestra amplificaciones importantes en periodos cortos.

5.1.3.4 Funciones de transferencia

La Figura 5-11 muestra el módulo de las funciones de transferencia obtenidas con los distintos modelos. Estas funciones fueron obtenidas al dividir las transformadas rápidas de Fourier (FFT) de los registros en la superficie del modelo y en la base (registro *within*). Se puede apreciar que todas marcan un *peak* cercano a los 0,52 [Hz], superior a los 0,47 [Hz] esperados. Estas diferencias se pueden explicar debido a que para determinar la respuesta del sitio se utiliza la teoría de ondas superficiales y por otro lado en los modelos se usa propagación de ondas S. A medida que aumenta la frecuencia tanto OpenSees *PDMY* y DEEPSOIL muestran un decaimiento en la amplitud de la función de transferencia (dado que aumenta el amortiguamiento con Rayleigh). Por otro lado, el modelo elástico de OpenSees no presenta este comportamiento, manteniendo la amplitud constante. Antes de realizar la división las FFT fueron suavizadas con la función *smooth* de *Matlab*.

La Figura 5-11 muestra la función de transferencia teórica con un amortiguamiento de 5 [%], según la teoría de propagación unidimensional de ondas aplicada a la estratificación del perfil profundo. La frecuencia fundamental entregada por esta función es de 0,55 [Hz].

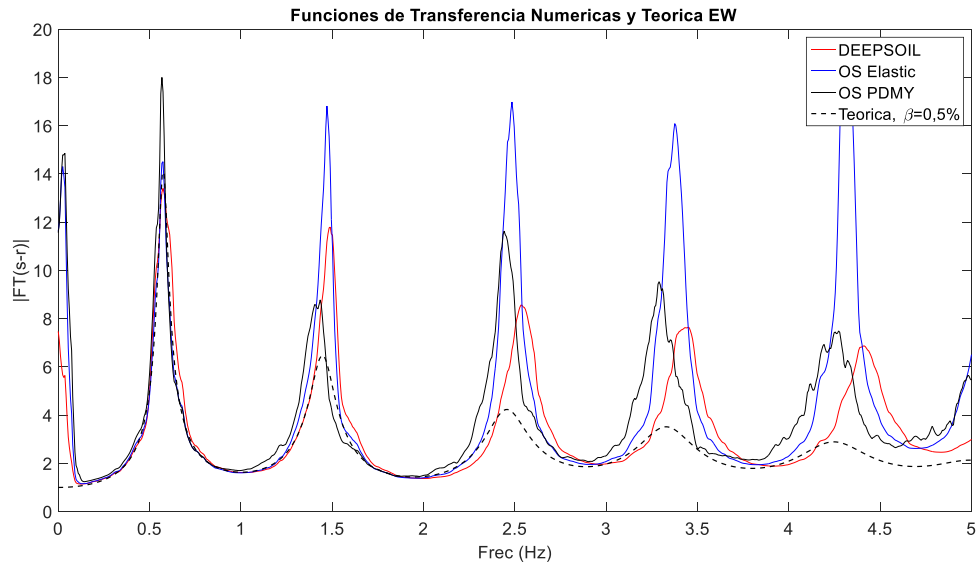


Figura 5-11. Comparación Funciones de Transferencias (EW), en rojo DEEPSOIL, azul OS Elástico, negro OS PDMY, negro punteado teórica ($\beta = 5\%$)

Los modelos numéricos en OpenSees y DEEPSOIL muestran una amplificación cuando la frecuencia tiende a cero, esto podría deberse a las condiciones de borde empleadas en estos modelos. Estos resultados son coherentes con los resultados de las respuestas espectrales.

5.1.3.5 Curvas tensión deformación

En la Figura 5-12a, se puede apreciar la histéresis del PDMY mientras que en el modelo de DEEPSOIL el material se deforma elásticamente (Figura 5-12b). Se eligieron 3 profundidades para graficar, en la base de la columna con una profundidad de 240 [m], a 32 [m] correspondiente a la profundidad de la base del modelo 3D y en superficie. Se logra apreciar que en superficie el suelo no toma corte, y que con la profundidad aumenta el corte y las deformaciones, debido al mayor confinamiento la histéresis es menor en profundidad.

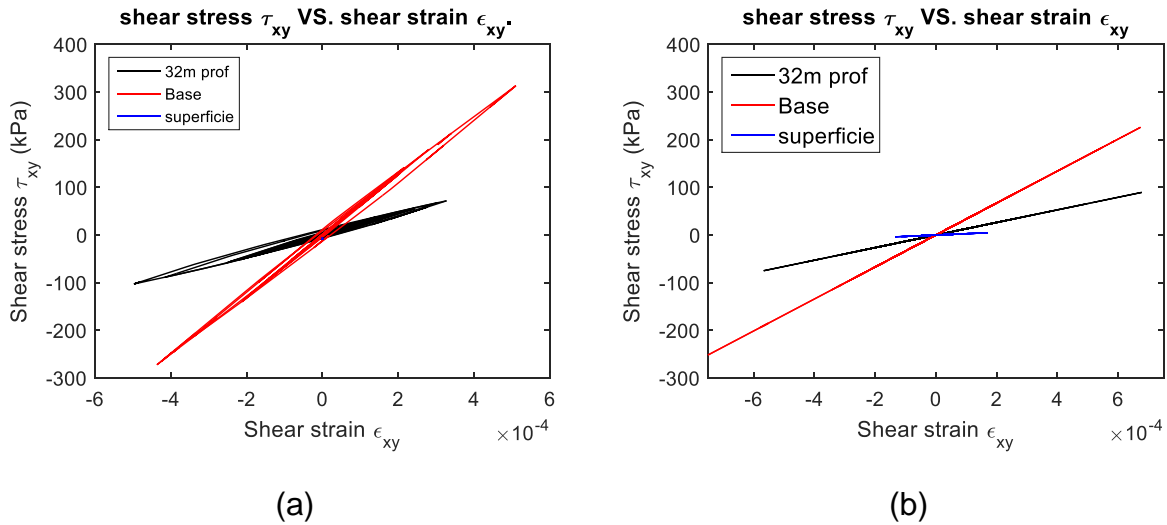


Figura 5-12. Curvas tensión deformación a distintas profundidades utilizando (a) modelo PDMY de OpenSees, (b) modelo viscoelástico de DEEPSOIL.

La Figura 5-13 muestra la curva hiperbólica los tres estratos superiores considerando la presión de referencia del modelo PDMY ($p_{ref} = 80 [kPa]$). En la figura se puede apreciar que el valor máximo de resistencia al corte es alcanzado al 10% de deformación. Sin embargo, la degradación más significativa del módulo de rigidez ocurre cerca del 0,5% de deformación, manteniendo un comportamiento casi lineal en deformaciones menores al 0,5%. Esto explica la baja histéresis de la Figura 5-13a.

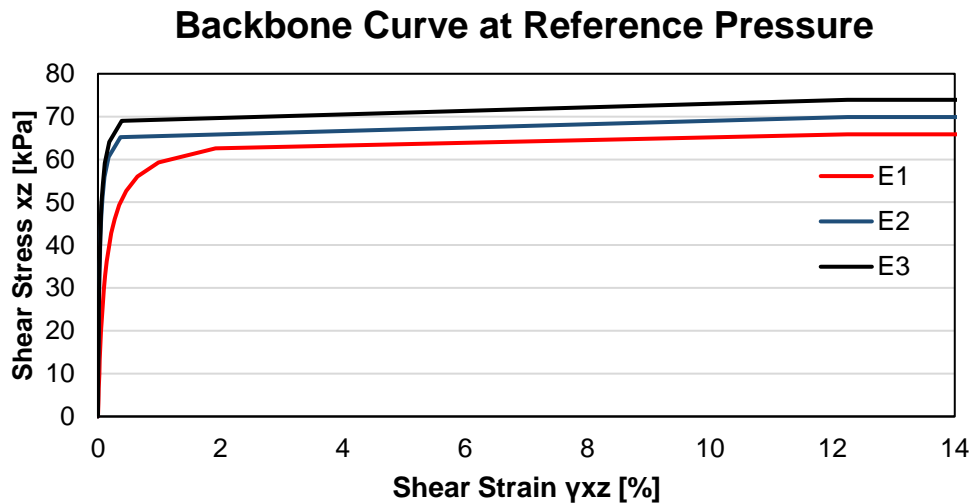


Figura 5-13. Curva Tensión-Deformación de los suelos a la presión de referencia.

5.1.4 Respuesta de una columna de 32 m

Una verificación adicional fue estudiar la respuesta de una versión reducida de la columna. Se tomaron los primeros 32 metros de la columna (*PDMY* de OpenSees) y se consideró como *input* la velocidad obtenida a los 32 metros de profundidad del modelo de 240 m de profundidad. Se varió el coeficiente del amortiguador ($C = \rho \cdot A \cdot v_s$) cambiando la velocidad de onda de corte del estrato subyacente. Se obtuvo que a mayor coeficiente del amortiguador más se acercaba la respuesta en superficie del modelo reducido a la del modelo completo (Figura 5-14 y Figura 5-15). Se concluye que la principal diferencia está en las aceleraciones, donde el factor del amortiguador parece afectar principalmente a los periodos bajos (altas frecuencias). El detalle de los registros se encuentra en el Anexo B. En la Figura 5-14 y Figura 5-15 BA designa Borde Absorbente y el número el valor de la velocidad de onda utilizado, todos se calcularon considerando una densidad de 2,6 [ton/m³]. Junto con aumentar el valor del borde absorbente se aumenta (en igual medida) el esfuerzo aplicado.

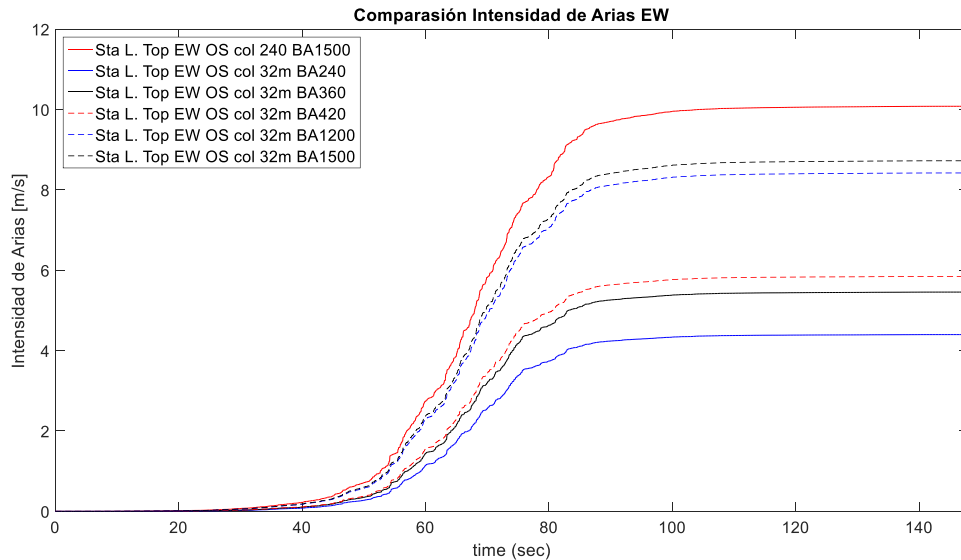


Figura 5-14. Comparación de Intensidad de Arias con distintos amortiguadores y factores de amplificación. En rojo continuo la respuesta en superficie de la columna completa de 240 metros de alto, BA240: Borde Absorbente considerando $v_s=240$ m/s.

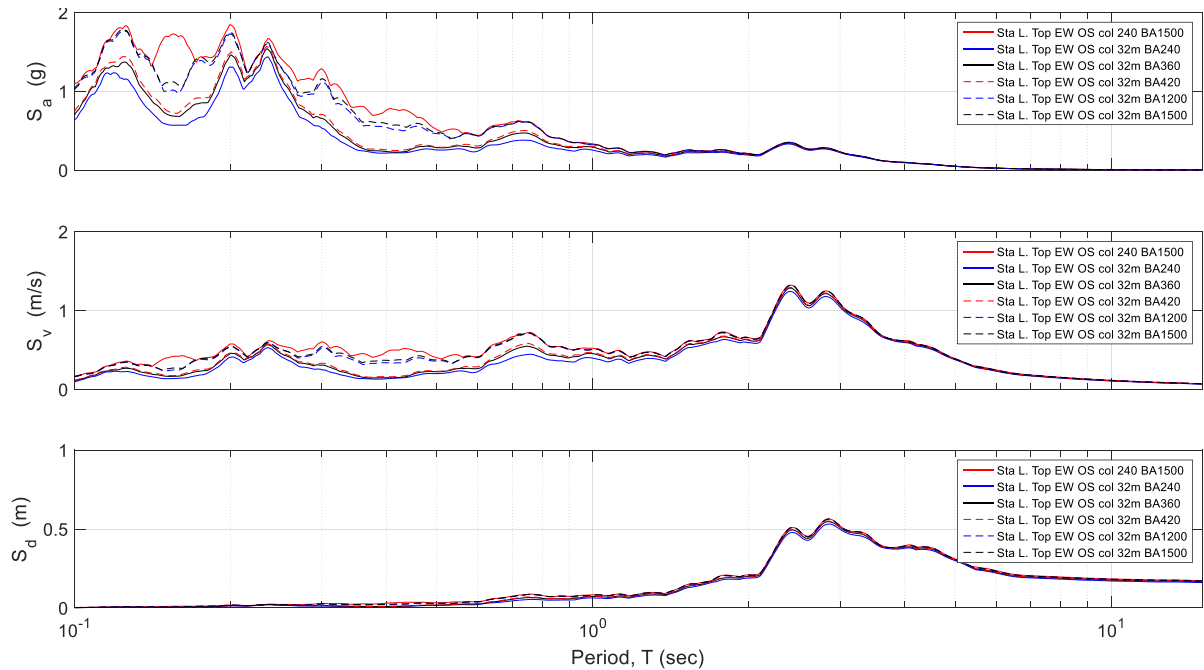


Figura 5-15. Comparación de los espectros de respuesta en superficie con distintos amortiguadores y factores de amplificación en la base de modelos bidimensionales. En rojo continuo la respuesta en superficie de la columna completa de 240 metros de profundidad, BA240: Borde Absorbente considerando $v_s=240$ [m/s].

5.2 Modelamiento de la Estructura

Para la estructuración del puente se hizo una modelación similar a la realizada en el modelo desarrollado en SAP 2000 realizado por Ingelog en la memoria de cálculo entregados como parte de los antecedentes, respetándose las dimensiones y propiedades mecánicas de los materiales. Los elementos sin contraparte en OpenSees fueron adaptados según la estructuración realizada en el trabajo de Elgamal (2008).

5.2.1 Superestructura

En la Figura 5-16 se muestra la sección transversal de la superestructura del puente según el plano de construcción. Las vigas de hormigón postensado fueron modeladas con un elemento tipo barra elástica (elastic section), a la que se le asignaron los valores de área e inercia disponibles en la memoria de cálculo. El diafragma transversal también fue modelado usando un elemento tipo barra elástica de sección rectangular (1,25 x 0,25m). La losa fue modelada usando elementos tipo *Shell* cuya sección tipo membrana elástica de 0,20 m de alto. Los apoyos elastoméricos fueron modelados usando una de las herramientas de

OpensSees llamada *ZeroLength Element* que permite unir dos puntos con mismas coordenadas (Figura 5-17). En las componentes horizontales se utilizó el modelo constitutivo *Steel01* (Figura 5-18) que permite capturar el efecto de la plastificación de las placas. En la vertical la placa fue simulada con un elemento *Zerolength* elástico.

Las vigas fueron dibujadas en su centro de gravedad al igual que la losa, para simular el trabajo en conjunto de losa y vigas fueron unidas mediante *EqualDOF* cada 5 metros.

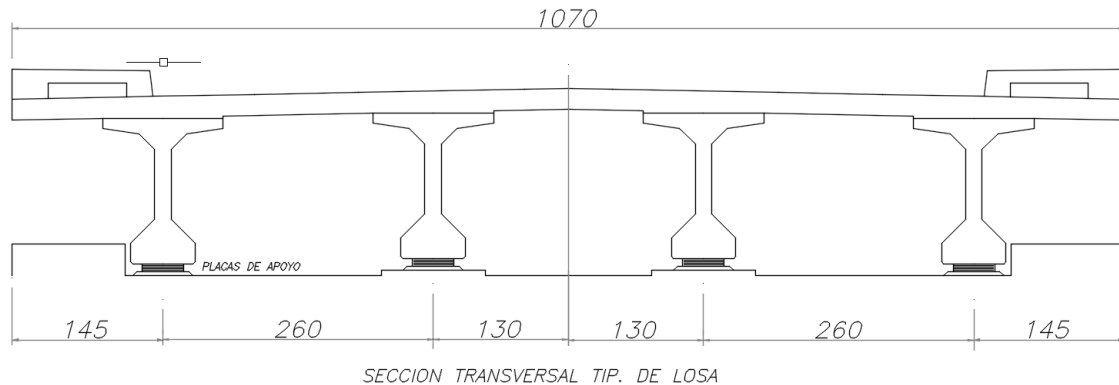


Figura 5-16. Sección transversal tipo de la losa, distancias en centímetros. Fuente: Plano de Construcción Losa Águila Norte.

5.2.1.1 Materiales

Para las vigas postensadas se utilizó un hormigón H40 definido como un material *nd* (*n*-dimensiones) elástico isotrópico caracterizado por un módulo de Young $E=28000$ [MPa], módulo de Poisson $\nu=0,20$ [-] y una densidad de $2,5$ [ton/m³]. El hormigón para la losa y diafragma rígido corresponde a un H30 caracterizado por un módulo de Young $E=23500$ [MPa], módulo de Poisson $\nu=0,20$ [-] y una densidad de $2,5$ [ton/m³].

De la memoria de cálculo se tiene que la rigidez del apoyo elastomérico es $G=13$ [kg/cm²], este material alcanza la fluencia para una deformación del 150%. En la cepa cada elastómero bajo cada viga fue caracterizado horizontalmente con una rigidez inicial de 5000 [kN/m] y una fuerza de fluencia $F_y=345$ [kN] y un factor de endurecimiento $b=0$, verticalmente con una rigidez elástica de 330 [MN/m]. Los elastómeros en los estribos son de menor dimensión por lo que quedan definidos en la horizontal por una rigidez inicial de 3475 [kN/m] y una fuerza de fluencia $F_y=345$ [kN] y un factor de endurecimiento $b=0$, verticalmente con una rigidez de 230 [MN/m]. Utilizando elementos uniaxiales elásticos con formulación momento por unidad de rotación se caracterizó la rigidez torsional de los elastómeros, 16893 [kNm/rad] para el estribo y 24250 [kNm/rad] para la cepa. Estos valores fueron tomados del modelo en SAP2000 realizado por Ingelog.

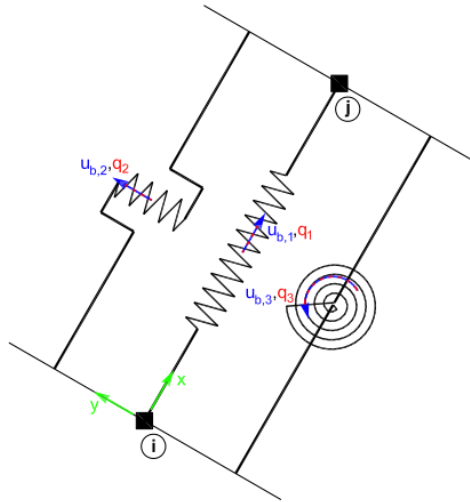


Figura 5-17. Esquema de la implementación de los *ZeroLength Elements*. Fuente: OpenSees Wiki

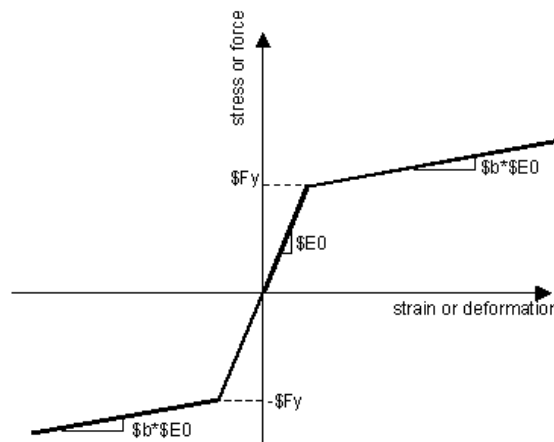


Figura 5-18. Modelo constitutivo *Steel01*, fuente OpenSeesWiki

5.2.2 Columnas y Pilotes

Las columnas y pilotes fueron modelados usando un elemento tipo *Force-Based Beam-Column* y una sección compuesta por elementos tipo fibra "*Fiber Section*" (Figura 5-19). Este tipo de elemento se basa en una formulación iterativa basada en la fuerza y permite identificar la generación de rotulas plásticas. Para efectos de integración se consideró la integración de Lobatto y 3 puntos de integración (extremos y centro). El diámetro de las pilas y pilotes es de 1,2 m con un recubrimiento de 5 cm. Las 28 barras de refuerzo ($\phi 28$) están dispuestas de manera radial.

Las vigas de encepado de los pilotes y columnas fueron modelados con elementos tipo Viga-Columna Elástica de sección rectangular (1,70 x 1,70 m y 1,50 x 1,70 respectivamente). El material utilizado para estas secciones es un H30 (definido anteriormente).

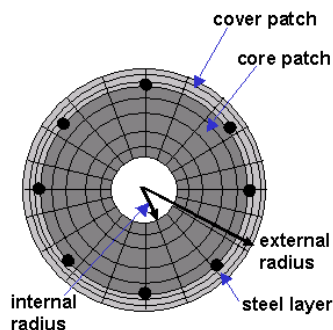


Figura 5-19. Esquema Sección tipo Fibra utilizada en pilotes y columnas.

5.2.2.1 Materiales

En las fibras de hormigón del núcleo se utilizó el modelo constitutivo *Concrete01* de OpenSees, material uniaxial sin resistencia a la tracción (Figura 5-20). Los parámetros utilizados corresponden al de un hormigón H30. Para el recubrimiento se utilizó el mismo modelo, pero con los parámetros modificados. Las deformaciones y resistencias residuales fueron determinadas a partir del modelo de hormigón utilizado en SAP2000.

Tabla 5-4. Propiedades Concrete01.

	Núcleo	Recubrimiento
Hormigón	H30	H30
Resistencia a la compresión (f'_c) [MPa]	-25	-25
Deformación a la máxima resistencia (ϵ_0)	-0.003	-0,002
Resistencia fisurado (f'_{cu}) [MPa]	-17,5	0,0
Deformación al aplastamiento (ϵ_U)	-0,005	-0,005

El acero de las barras de refuerzo es un A630-420H, fue modelado como *Steel01*, con tensión de fluencia $f_y=420$ [MPa], módulo de Young $E=200$ [GPa], y un factor de endurecimiento $b=0,08$.

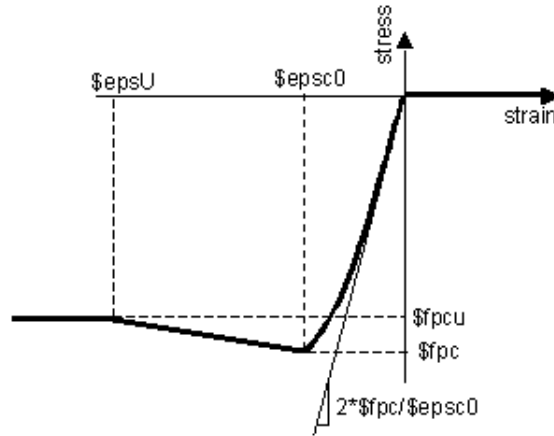


Figura 5-20. Modelo constitutivo *Concrete01*, fuente OpenSeesWiki

5.2.3 Elementos de Unión Rígidos

Para poder modelar los elementos y que estos estén ubicados en su centro de gravedad se incorporaron “cachos rígidos”. Estos corresponden a elementos sin masa con una gran rigidez modelados como barras. Si bien lo ideal para estas situaciones son los *Rigid Links* incorporados en OpenSees, en la práctica no fueron aplicables ya que el modelo no convergió con ellos, debido a problemas en la matriz de rigidez. Estos se incorporaron para elevar las vigas del puente a su centro de gravedad.

5.3 Modelamiento sin Interacción Suelo-Estructura

Una sobre simplificación del problema es no considerar de ninguna manera la interacción suelo-estructura. Esto se lleva a cabo eliminando los pilotes y empotrando la base de las columnas. Como consecuencia se obtiene un modelo más rígido.

El estribo en este modelo se materializa con nodos fijos y elementos *zeroLength* que unen el tablero con el nodo fijo con materiales uniaxiales con las propiedades de los elastómeros de los estribos (Figura 5-21).

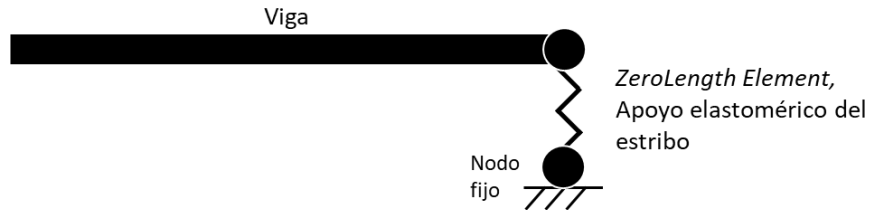


Figura 5-21. Esquema de Apoyo en Estribo

5.4 Modelamiento Interacción Suelo-Estructura Simplificado

El modelamiento simplificado suelo-estructura (SSI Simplificado) consiste en simular la acción del suelo sobre la estructura mediante el uso de resortes, cuya constante de rigidez es igual a la constante de balasto del suelo. El estado del arte de la modelación numérica suelo-estructura contempla esta solución, debido a su simpleza. Sin embargo, esta metodología suele emplear resortes lineales que no consideran la plastificación del suelo.

En OpenSees, se implementó esta simplificación mediante el uso de *zeroLength Elements* a los que se les asignó resortes con la constante de Balasto del suelo según la memoria de cálculo realizada por Ingelog (donde se computan las constantes de balasto según la disposición 3.1003.303(2) del MdC considerando un suelo invariante con la profundidad caracterizado por un módulo de deformación igual a $E_0 = 10000 \text{ tonf}/\text{m}^2$ que se correspondería a una grava de medianamente densa a densa conforme a la tabla 3.1002.406.A del MdC). La adaptación de estos al modelo se encuentra en el Anexo C. La discretización de los pilotes para la inclusión de los resortes es la misma que la del modelo que considera el suelo. El estribo fue modelado de igual manera que en el modelo sin interacción suelo-estructura. Los valores de las constantes de Balasto utilizadas se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 5-5. Módulos de Balasto y resortes equivalentes

Estrato	Módulo de Balasto k_s MN/m ³	Resorte equivalente MN/m
1	104	250
2	208	500
3	350	840

5.5 Modelamiento con Interacción Suelo-Estructura con modelo PDMY (SSI)

El modelamiento 3D del sistema suelo-puente impone numerosos desafíos computacionales como los que se enumeran a continuación:

- 1- El suelo bajo el puente se extiende por varias decenas de metros que por costos computacionales debe ser reducido. Además, el espacio generado debe cumplir con un mallado (*mesh*) que permita una resolución adecuada de las frecuencias de interés.
- 2- El comportamiento altamente no-lineal del sistema suelo-fundación requiere de modelos constitutivos complejos.
- 3- La solución del problema se lleva a cabo en el dominio del tiempo, por lo que se requiere de miles de pasos e iteraciones.
- 4- La definición del input sísmico y las condiciones de borde son un tema en desarrollo (los empleados en esta memoria son detallados en la sección 5.5.3).
- 5- La elaboración del modelo, ejecución y post procesamiento de un modelo 3D de grandes dimensiones requiere de mucho tiempo de cálculo.

Esto implica un gran desafío numérico, ya que necesita eficiencia del *software* y un alto rendimiento del *hardware*.

Debido al enfoque del estudio varios elementos estructurales no son considerados, como por ejemplo los topes y barras sísmicas.

5.5.1 Estribos y Suelo

El modelo del subsuelo resulta ser una idealización del sitio considerando lo obtenido en el Capítulo 4 (Figura 4-13). En los primeros 32 m se alcanzan a mostrar 3 estratos, modelados con *PDMY* utilizando los mismos parámetros asignados a los estratos superiores de la columna bidimensional (Tabla 5-2).

Para simplificar el modelo emplea la simplificación para representar el comportamiento del sistema estribo-pilotes-suelo usando la metodología propuesta por Yan (2006), el grupo de pilotes bajo los estribos es reemplazado con un bloque elástico isotrópico (*nD Material ElasticIsotropic*) equivalente que considera los módulos de elasticidad del suelo y de los pilotes ponderados por el volumen. ($E = 2700 \text{ MPa}$, $\nu = 0,25$, $\rho = 2,2 \text{ ton/m}^3$) (Figura 5-22).

El estribo fue modelado usando elementos tipo *Standard Bricks* a los que se les asignó un material elástico isotrópico con propiedades de un hormigón H30. El terraplén fue modelado con *PDMY* y los parámetros fueron adaptados de González (2015). La geometría del estribo como la del terraplén fueron tomadas

del plano general de construcción del puente Águila Norte. La geometría del terraplén es variable, pero por simplicidad se dejó con una pendiente (40°) y dimensiones constantes.

La conexión entre puente y estribo se realizó utilizando *EqualDOF*. Cabe destacar que con el modelo como está realizado no permite estudiar fenómenos como el impacto (*pounding*).

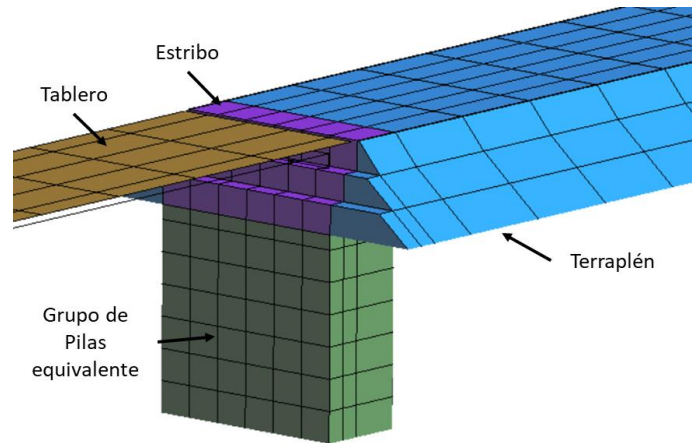


Figura 5-22. Implementación del Estribo

5.5.2 Conexión Suelo-Pila

Sin duda la conexión suelo-pila es un aspecto muy sensible para el estudio de la interacción suelo estructura. El primer desafío viene de que el dominio del suelo tiene solo 3 GDL mientras que las pilas tienen 6 GDL.

Alrededor de los pilotes se generó un espacio octagonal con un radio de 0,6 [m] para simular el espacio ocupado por los pilotes. Desde los pilotes (radialmente) se proyectan elementos tipo viga columna que simulan la rigidez radial del pilote ($E = 23500 \text{ MPa}$, $A = 0,056 \text{ m}^2$, $\rho = 0 \text{ ton/m}^3$). La conexión al suelo se realizó mediante *EqualDOF* (Figura 5-23), este modo de conectar suelo y pila es empleado por diversos autores como Yan (2006), Cheng (2009) y Jeremić (2009) e incluso el programa *OpenSeesPL* (Lu, 2011). En particular los valores para la rigidez, área y densidad para el elemento conector fueron obtenidas de la interfaz *OpenSeesPL*. Se destaca que esta metodología permite representar de manera acertada la geometría, mientras que la deformación de la pila es transmitida de manera eficiente al suelo. Sin embargo, esta formulación puede generar tracción en el suelo, fuerza limitada por la carga que pueda tomar el suelo en tracción. La implementación de elementos de solo compresión complejiza la modelación. Existen otras formulaciones más complejas con el fin de estudiar la interacción suelo-estructura en estratos licuables (Zhang, 2018), pero que escapan de los objetivos del presente trabajo.

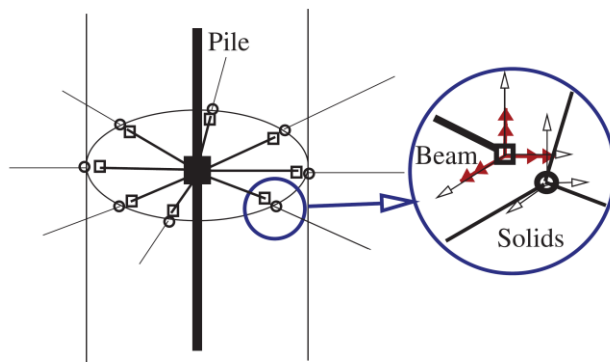


Figura 5-23. Representación esquemática de la unión pila-suelo. Fuente Jeremić (2009)

5.5.3 Condiciones de Borde

Bajo el supuesto que cerca de la superficie las ondas de corte que llegan tienen una propagación vertical (Idriss and Sun 1993), se espera que la respuesta en el suelo alejado de la estructura tenga un comportamiento de una viga de corte “*conventional shear-beam*” (Yan 2006). Es decir, tal como en el modelo bidimensional de la columna de suelo, se impone la condición de *EqualDOF* que todos los puntos que comparte la misma coordenada vertical tengan el mismo desplazamiento vertical, longitudinal y transversal. Se utilizaron los nodos de la esquina suroeste como nodos maestros (*master nodes*).

Debido a que modelar los 240[m] de suelo bajo el puente resulta en un alto costo computacional, se decide limitar la profundidad del modelo a 2 veces la longitud de los pilotes desde el pilote más profundo, alcanzando 32 m de profundidad bajo la cepa 2.

Al igual que en la columna bidimensional, en la base del modelo a cada nodo se le asignó un borde absorbente según la formulación de Lysmer & Kuhlemeyer (1969), y el input sísmico (velocidades recuperadas a 32 m de profundidad obtenidas en la sección 5.1) fue ingresado como fuerza utilizando una *plain pattern* de carga. Solo se introdujeron las excitaciones horizontales. Incluir la excitación vertical supone varios pasos extra de mayor complejidad, como en el trabajo de Yan (2006).

El modelo tiene un largo de 253,4 [m], ancho de 70,8 [m] una altura mínima de 32[m] y una máxima de 38 [m] (Figura 5-24).

5.5.4 Discretización

El *mallado* o discretización vertical en la zona de los pilotes se hizo cada 1,6 [m], bajo los pilotes dos capas de 2 [m] hasta una profundidad de 16,0 m y luego capas de 2,5[m] hasta completar los 32 [m]. La discretización horizontal se hizo

cada 5 [m]. Se puso especial cuidado en que ningún elemento tuviese una dimensión 7 veces mayor que otra para mantener una adecuada relación de aspecto. El dibujo del modelo y el mallado fue realizado gracias al programa GiD (Papanikolaou, 2017).

Las columnas fueron discretizadas en elementos de 2[m] máximo con el fin de igualar la rigidez de éstas. Es preciso recordar que las tienen 3 puntos de integración, por lo que para mejorar la resolución es necesario discretizarlas. El resto de los elementos quedaron con sus dimensiones originales.

El modelo quedó constituido por:

Tabla 5-6. Cantidad de Elementos constituyentes

Elementos	Número
Brick elements	20.892
Linear elements	1.620
Shell elements	145
ZeroLength elements	1276
EqualDOF	5.497
Nodes	28308

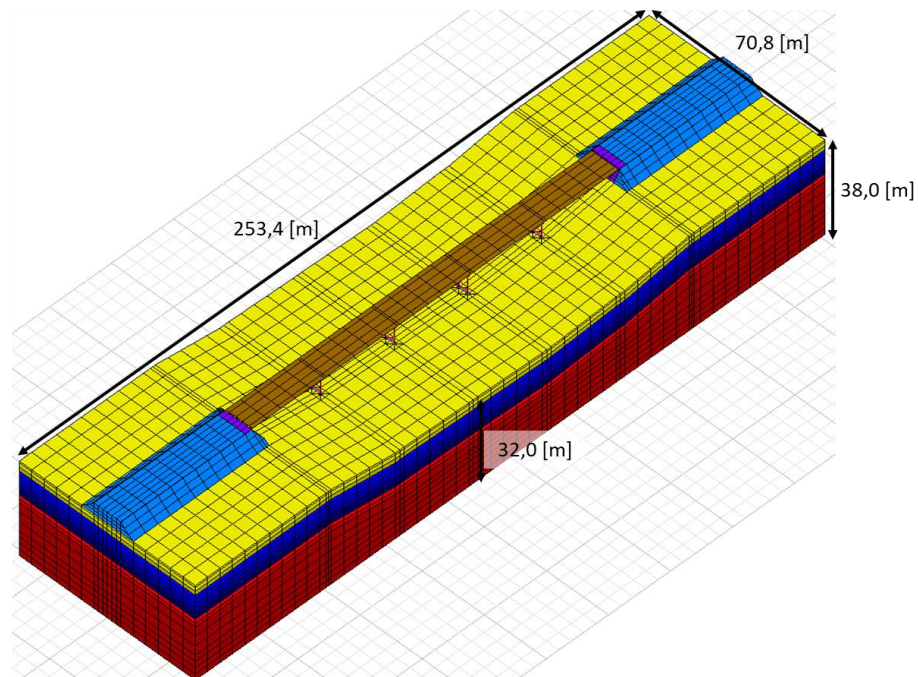


Figura 5-24. Vista isométrica del mallado del modelo (GiD+OpenSees)

5.5.5 Procedimiento de Resolución

El análisis es efectuado en tres etapas. La primera etapa es la carga estática del suelo únicamente con su peso propio. La carga del suelo se realiza en 4 pasos, en cada uno se carga el 25% del peso propio con el fin de facilitar la convergencia, manteniendo el suelo con comportamiento elástico. En la segunda etapa, el comportamiento del suelo es actualizado a elastoplástico usando *updateMaterialStage* y se carga el peso propio de la estructura, también en 4 pasos. Finalmente, sobre el modelo cargado gravitacionalmente se aplica la carga dinámica, el registro aplicado corresponde a 46 segundos. Se acortó el registro obtenido a 32 [m] de profundidad (sección 5.1.3) y luego se le aplicó una ventana “*cosine taper*” de 5% al registro para suavizar los bordes, el registro fue cortado considerando la fase fuerte definida entre el 5 y el 95% de la Intensidad de Arias. El sistema de ecuaciones utilizado es el Umfpack, con numerador RCM (Reverse Cuthill-McKee), las restricciones se manejan con *transformation method*, el algoritmo de solución es Krylov-Newton y el integrador utilizado es Newmark ($\beta = 0,25$ y $\gamma = 0,5$ para garantizar la convergencia). Esta combinación de parámetros de análisis se llegó mediante ensayo y error y es la que resuelve en menor tiempo el problema además de que siempre converge. El paso de tiempo es de $\Delta t = 0,01$ [s], y se realizan 4.600 pasos.

De manera global se aplica un amortiguamiento de Rayleigh calculado para los dos primeros modos de la estructura (Tabla 6-1) a partir de la matriz de rigidez inicial (luego de aplicar la carga) y un amortiguamiento crítico de 5%. La carga dinámica se aplica como “*plain pattern*” sobre los nodos basales (que reposan sobre el *dashpot*) en dos direcciones simultáneamente.

Para el caso de los modelos simplificados el análisis se realiza en dos etapas, la primera es cargar la estructura con su peso propio (en cuatro pasos), y luego se aplica la carga dinámica. A diferencia del modelo completo en el que los nodos basales fueron cargados con una fuerza que dependía del registro de velocidades, para los modelos simplificados el sismo se ingresa como registro de aceleraciones aplicando una carga tipo excitación uniforme aplicada en todos los nodos fijos. Para el modelo simplificado se ingresa un sismo propagado hasta 8,0[m] de profundidad (nivel de la punta de los pilotes), y para el caso sin interacción suelo estructura se utilizó un sismo propagado hasta 1,0 [m] bajo la superficie. Se eligieron estas profundidades debido a que corresponden a las cotas de fundación de las estructuras. La carga sísmica “*uniform excitation*” se aplica sobre los nodos restringidos en la dirección del input. Por lo que en el caso del modelo simplificado el sismo entra a través de los resortes, y en el modelo sin interacción el sismo entra directamente por la base de las columnas. En la Figura 5-26, se muestran los registros de aceleraciones recuperados a distintas profundidades (1m, 8m y 32 m) utilizados como input para los modelos.

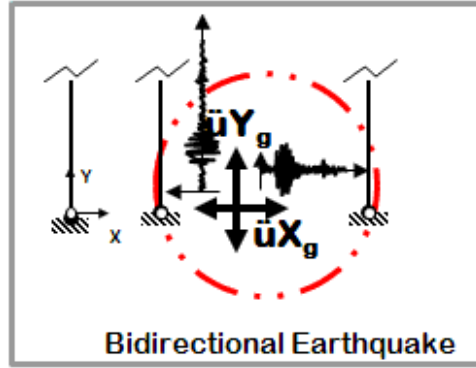


Figura 5-25. Esquema input bidireccional de excitación uniforme. Fuente: OpenSees Wiki

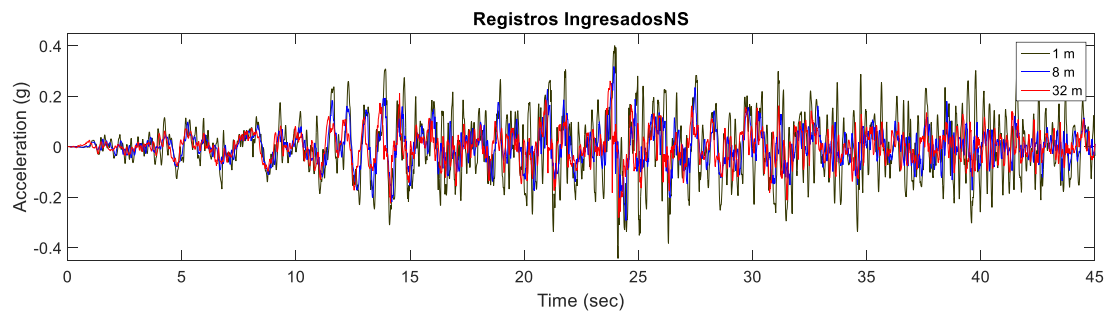


Figura 5-26. Registros de aceleraciones ingresados a los modelos, en verde oscuro el registro para el modelo sin interacción, en azul para el modelo simplificado y en rojo el registro para el modelo SSI.

Capítulo 6 :

Resultados y Análisis

6.1 Periodos y Formas Modales

El primer punto de comparación entre los distintos modelos son las formas y periodos modales. A continuación, se muestran los primeros cinco modos obtenidos en el modelo con interacción suelo-estructura (Figura 6-1). En la Tabla 6-1 se muestran los periodos obtenidos con las distintas consideraciones y además se entregan los valores de los periodos obtenidos por la oficina de cálculo que desarrolló el proyecto y los periodos obtenidos en terreno.

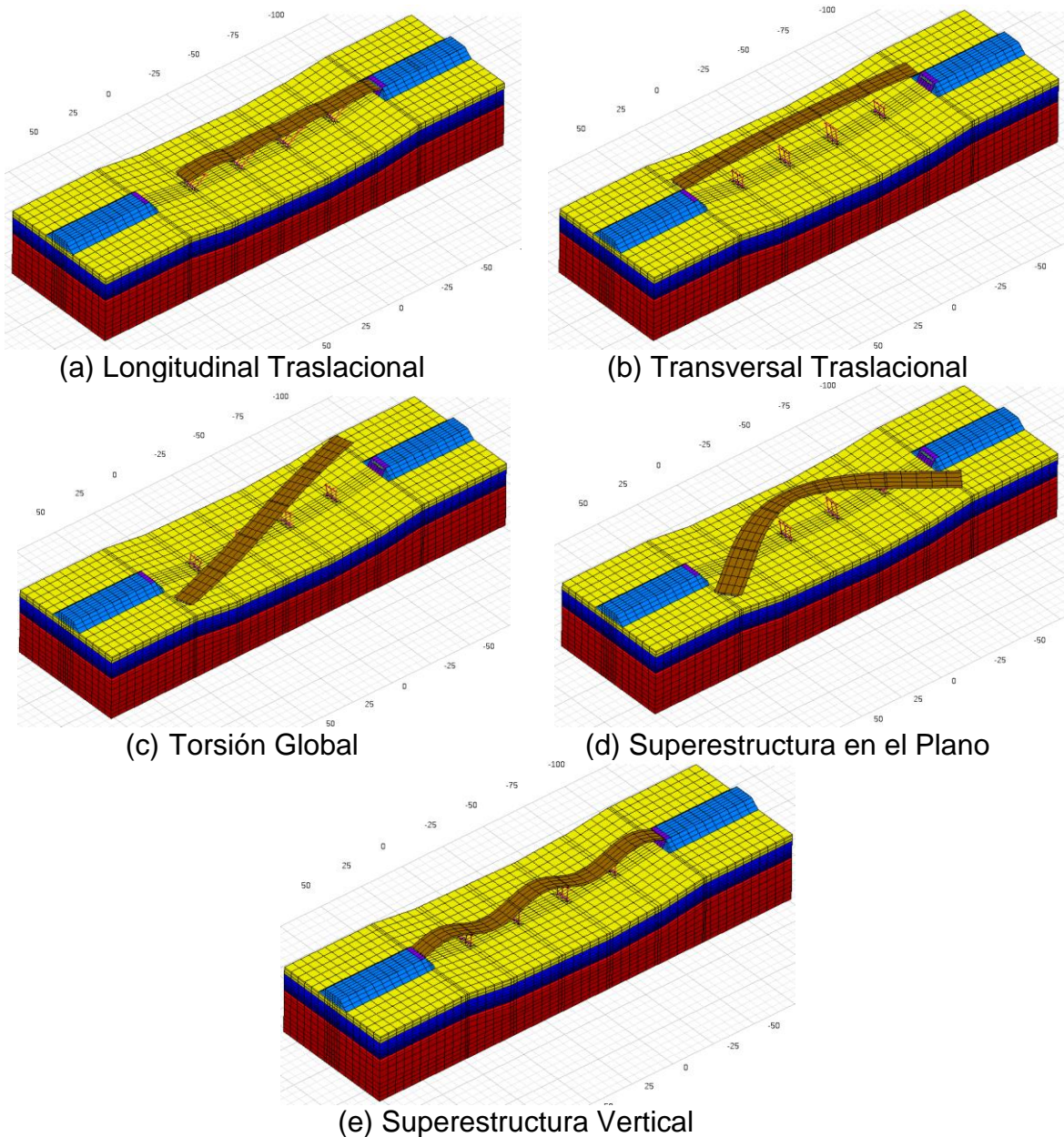


Figura 6-1. Principales formas modales del puente (GiD+OpenSees).

Tabla 6-1. Comparación de Periodos Modales [s]

Modo	Forma modal	SAP2000	OpenSees (SSI simplificado)	OpenSees SSI	OpenSees (No SSI)	Medido en Terreno*
1	Longitudinal Traslacional	0,96	0,79	0,68	0,63	0,513
2	Transversal Traslacional	0,71	0,64	0,61	0,59	0,419
3	Torsión global	0,70	0,63	0,61	0,42	-
4	Superestructura en el plano	0,51	0,44	0,43	0,38	-
5	Superestructura vertical	0,30	0,38	0,38	0,38	0,256

El modelo elaborado en OpenSees que considera la interacción suelo-estructura de manera simplificada resulta con periodos modales cercanos al elaborado en SAP2000 por Ingelog, que de todos los modelos resulta el más flexible. La consideración de la interacción suelo-estructura afecta a todos los modos a excepción del vertical, en los modos asociados al tablero parece dominar la rigidez de los elastómeros, aunque se observa que los modos están afectados por la interacción suelo-estructura. Los modos medidos en terreno dan cuenta de una estructura más rígida que las modeladas, lo que sugiere una mayor rigidez de los elastómeros para pequeñas deformaciones.

Las constantes de balasto empleadas en el modelo simplificado son mayores a las utilizadas por el modelo elaborado en Ingelog. Es decir, al considerar resortes más rígidos el periodo de la estructura disminuye. El periodo estructural del modelo SSI sugiere que para pequeñas deformaciones el suelo es más rígido que los módulos de balasto del modelo simplificado y del desarrollado por Ingelog.

6.2 Aceleraciones en Superficie

Con el fin de estudiar el impacto de la estructura en la respuesta en superficie se eligen tres puntos de control. El primer punto se escoge lejos de la estructura para verificar la respuesta de campo libre (*free field*). El segundo punto se escoge cercano a la estructura y el tercer punto se elige en una zona intermedia. Los puntos seleccionados se encuentran cercanos a la cepa 3 y se muestran en la Figura 6-2. De ahora en más, estos nodos designan respectivamente a las zonas: campo libre, cercana y media.

A continuación, se muestran los resultados de las comparaciones en la componente NS (eje Y).

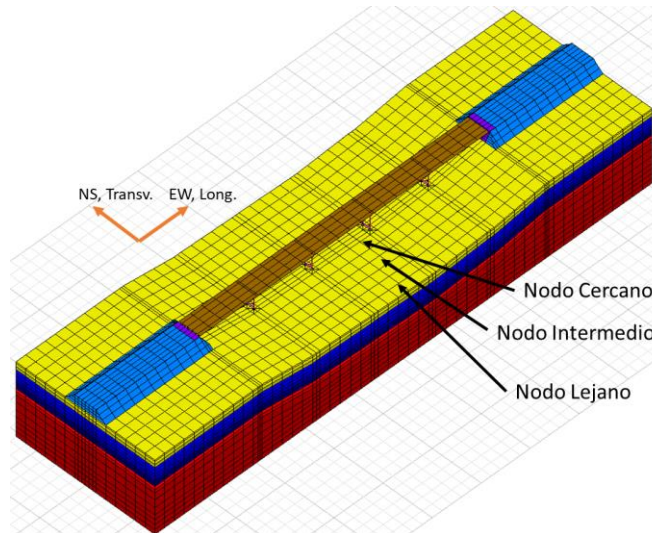


Figura 6-2. Puntos de control de la respuesta en superficie

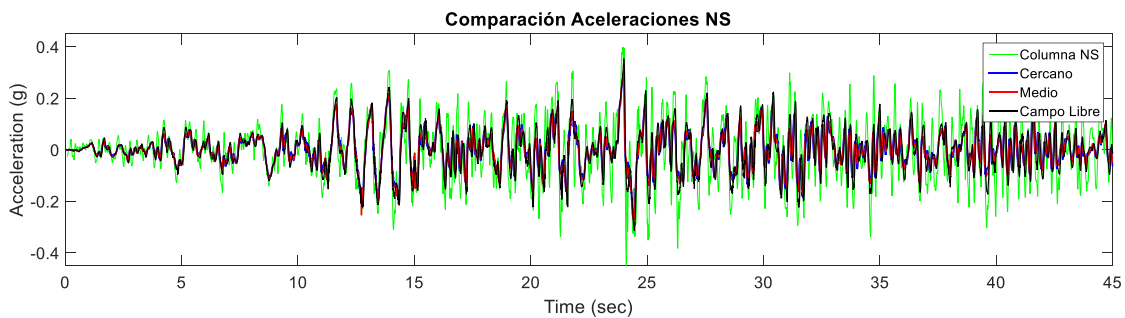


Figura 6-3. Comparación Aceleraciones, en negro se muestra el nodo más alejado, en rojo el nodo intermedio, en azul el nodo más cercano, en verde se muestra el registro de aceleraciones en superficie de la columna 2D de 240m.

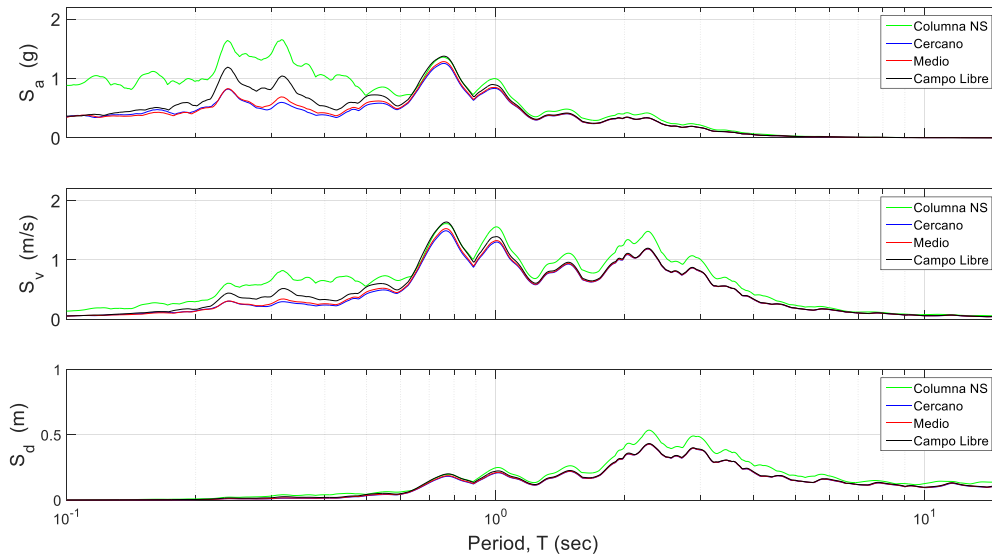


Figura 6-4. Comparación espectros de respuesta, en negro se muestra el nodo más alejado, en rojo el nodo intermedio, en azul el nodo más cercano, en verde se muestra el registro de aceleraciones en superficie de la columna 2D de 240m

Tabla 6-2. Peaks de aceleraciones en puntos de control

Ubicación	PGA (g)
Columna NS	0,45
Cercano	0,30
Medio	0,31
Campo Libre	0,36

Se encontró que la respuesta en superficie de todos los nodos estudiados se asemeja a la respuesta de la columna bidimensional total usando el mismo modelo constitutivo. Cabe destacar que los *peaks* en el registro de aceleraciones son mayores para la columna bidimensional. Se observa que la respuesta en el modelo 3D no amplifica los periodos más cortos como lo hace la columna bidimensional. Es de esperar que la respuesta no sea igual pues en el modelo 3D se están aplicando dos cargas de manera simultánea y podrían aparecer efectos de ondas superficiales. Este mismo comportamiento se aprecia en el eje longitudinal EW, X (Anexo D).

La cercanía al puente parece no afectar mayormente la respuesta de los nodos estudiados, salvo en periodos bajos donde los *peaks* presentan menor amplitud. Es importante notar que no es posible hacer una generalización para

otros *inputs* sísmicos. La cercanía a la estructura aparentemente afecta el PGA, siendo menor mientras más cerca.

Es prudente realizar una comparación entre el registro de velocidades introducido en la base y la velocidad real que es traspasada al nodo basal. Como se puede observar en la Figura 6-5, los nodos basales presentan velocidades 20% menores a las esperadas, esto explica en parte la reducción en los PGA del modelo 3D comparado con la columna bidimensional de 240 m.

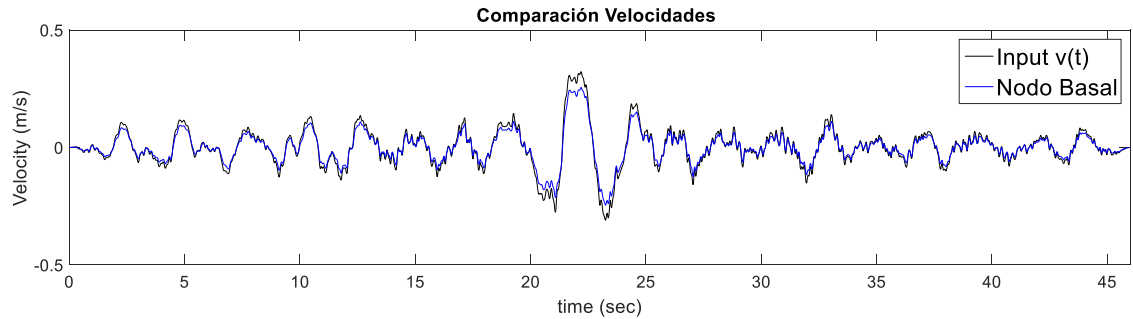


Figura 6-5. Comparación input sísmico y respuesta real del modelo en la base en el eje X

6.3 Respuesta del Suelo Bajo los Pilotes y Estribos

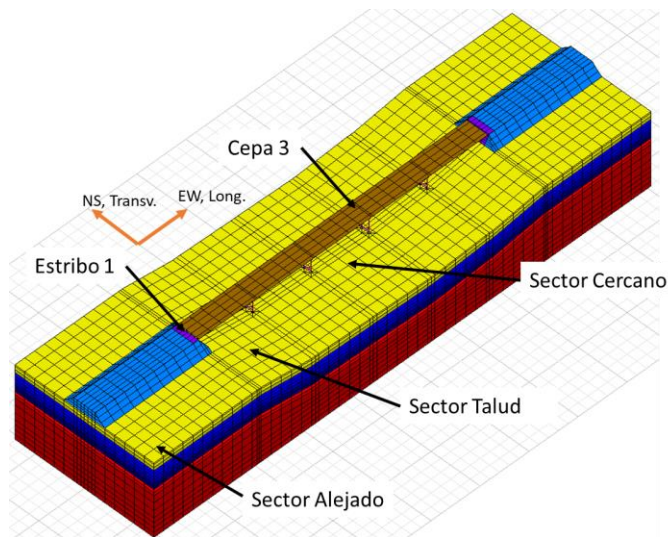
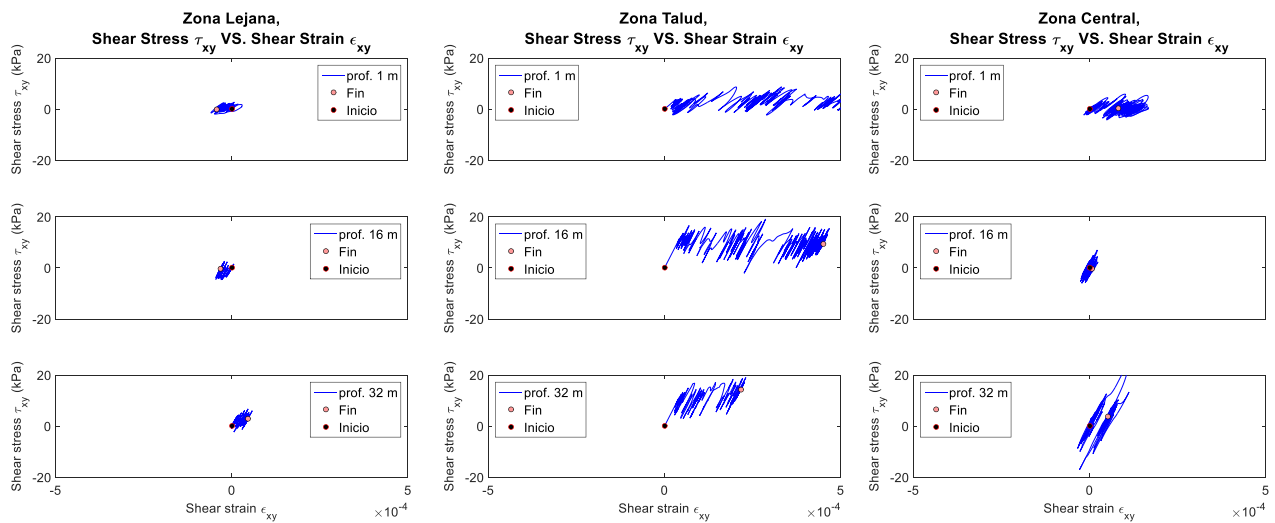


Figura 6-6. Sectores Estudiados

Para estudiar la respuesta tensión-deformación del suelo a distintas profundidades y en distintos puntos, se eligieron 5 sectores y 3 profundidades

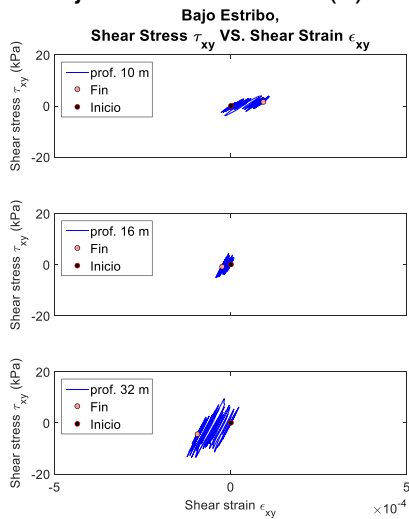
distintas. Los primeros tres sectores corresponden a los mismos escogidos para el estudio de la respuesta de aceleraciones en superficie. Los dos sectores restantes corresponden al suelo bajo el estribo 1 y bajo la cepa 3 (pilote central), ver Figura 6-6. Las profundidades para los primeros 3 sitios son 1,0 [m], 16,75 [m] y 32,0[m]. Bajo el estribo se estudia a una profundidad de 10,0 [m], 16.75 [m] y a 32,0 [m]. Finalmente, bajo el pilote central de la cepa 3 se estudia la respuesta a 16,75[m] y a 32,0 [m]. En el caso del estribo, los 10,0 [m] de profundidad corresponden al suelo bajo el grupo de pilotes, y en el caso del pilote, corresponde a la profundidad de la punta. La respuesta del suelo varía según el plano que se esté analizando. Graficar los esfuerzos y deformaciones en XY permite observar si existen deformaciones en alguna dirección preferente, mientras que los esfuerzos en ZX y ZY nos permiten observar la respuesta vertical y por lo tanto comparar con los resultados de la columna bidimensional.



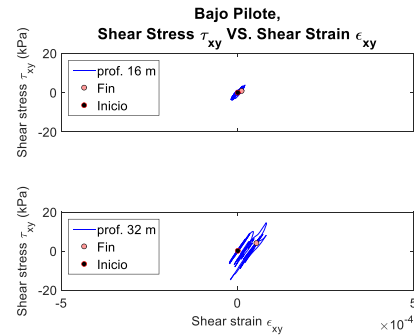
(a) Zona lejana

(b) Zona talud Este

(c) Zona central

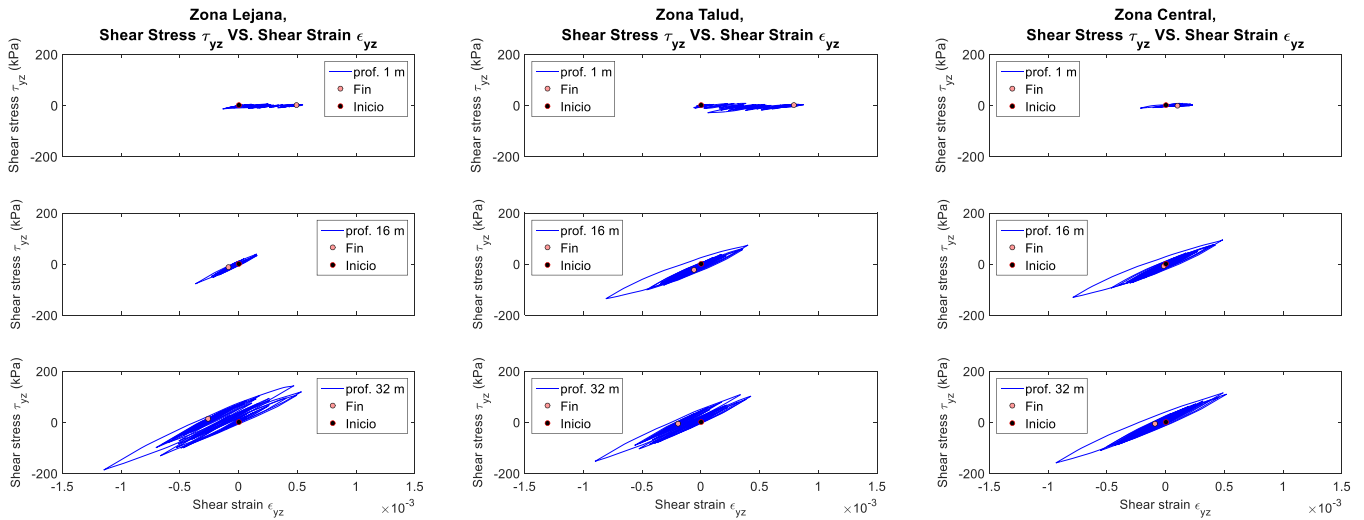


(d) Bajo Estribo



(e) Bajo Pilote

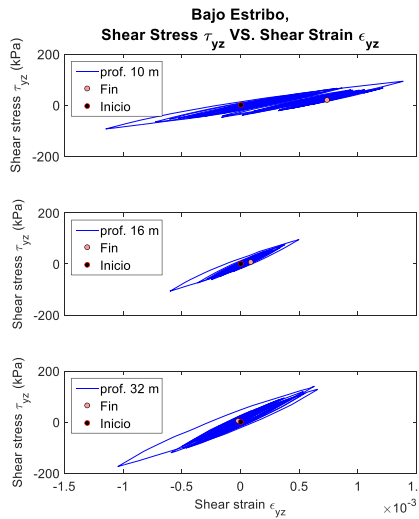
Figura 6-7. Curvas tensión deformación a distintas profundidades en las zonas (a) lejana, (b) talud, (c) central, (d) bajo estribo, (e) bajo pilote, en XY.



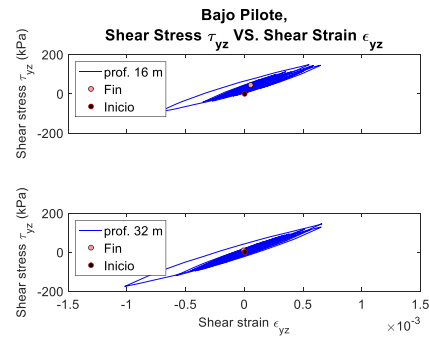
(a) Zona lejana

(b) Zona talud

(c) Zona central



(d) Bajo Estribo 1



(e) Bajo Pilote

Figura 6-8. Curvas tensión deformación a distintas profundidades en las zonas (a) lejana, (b) talud, (c) central, (d) bajo estribo, (e) bajo pilote, en YZ.

El suelo en superficie muestra deformaciones que apuntan hacia el lecho del río. Este comportamiento se muestra más claramente en la zona del talud, donde evidencia un desplazamiento hacia el este. El punto de la zona central muestra un desplazamiento hacia el oeste. Estos desplazamientos son inducidos por el movimiento sísmico y el corte estático debido a la pendiente.

A 16,75 [m] de profundidad, el corte en el suelo aumenta con la cercanía al puente, esto se debe a la acción de los pilotes. A la misma profundidad, pero bajo el pilote el suelo es sometido a mayores deformaciones. Es posible apreciar deformaciones en la misma dirección que las superficiales. A 32,0 [m] (base del modelo), la respuesta parece no estar influenciada mayormente por la estructura ya que la respuesta cercana o lejana a los pilotes no cambia en forma significativa.

Bajo el estribo ocurren deformaciones aparentemente inducidas por desplazamiento del estribo hacia el centro del río. A pesar de las deformaciones inducidas por la estructura el suelo muestra un comportamiento casi lineal (plano XY), esto se debe a la poca degradación del módulo de rigidez en pequeñas deformaciones.

La respuesta vertical del suelo a 32,0 [m] de profundidad no varía con la posición en el modelo, lo que evidencia que la profundidad del modelo no afecta la respuesta estructural. Bajo el pilote el suelo muestra un comportamiento plástico y alcanza un mayor corte que en los otros sectores estudiados.

6.4 Comparación de la respuesta Estructural

Para estudiar el efecto del suelo, se comparan las respuestas de ciertos elementos en los tres modelos. Estos elementos corresponden a los elastómeros, para verificar si fluyen, es decir si cumplen con el rol de disipador de energía. La comparación de la respuesta de los pilotes y columnas tiene como objetivo cuantificar los desplazamientos. Los desplazamientos del tablero se toman sobre las cepas.

6.4.1 Respuesta de los Apoyos Elastoméricos

Los apoyos elastoméricos al fluir disipan energía, y limitan los esfuerzos traspasados a la infraestructura. Sin embargo, su principal rol es alargar el periodo estructural (flexibilizar la estructura) y así disminuir las aceleraciones y demandas en la infraestructura. Son dos los apoyos estudiados, el primero corresponde al segundo elastómero del estribo 1 y el otro corresponde al segundo apoyo de la cepa 3 por el lado Oeste (vano central) (Figura 6-9). A continuación, se muestran las curvas tensión deformación de dos apoyos en los tres modelos.

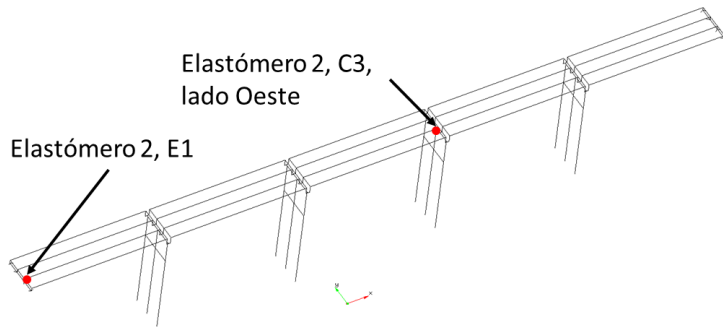


Figura 6-9. Ubicación de los elastómeros estudiados.

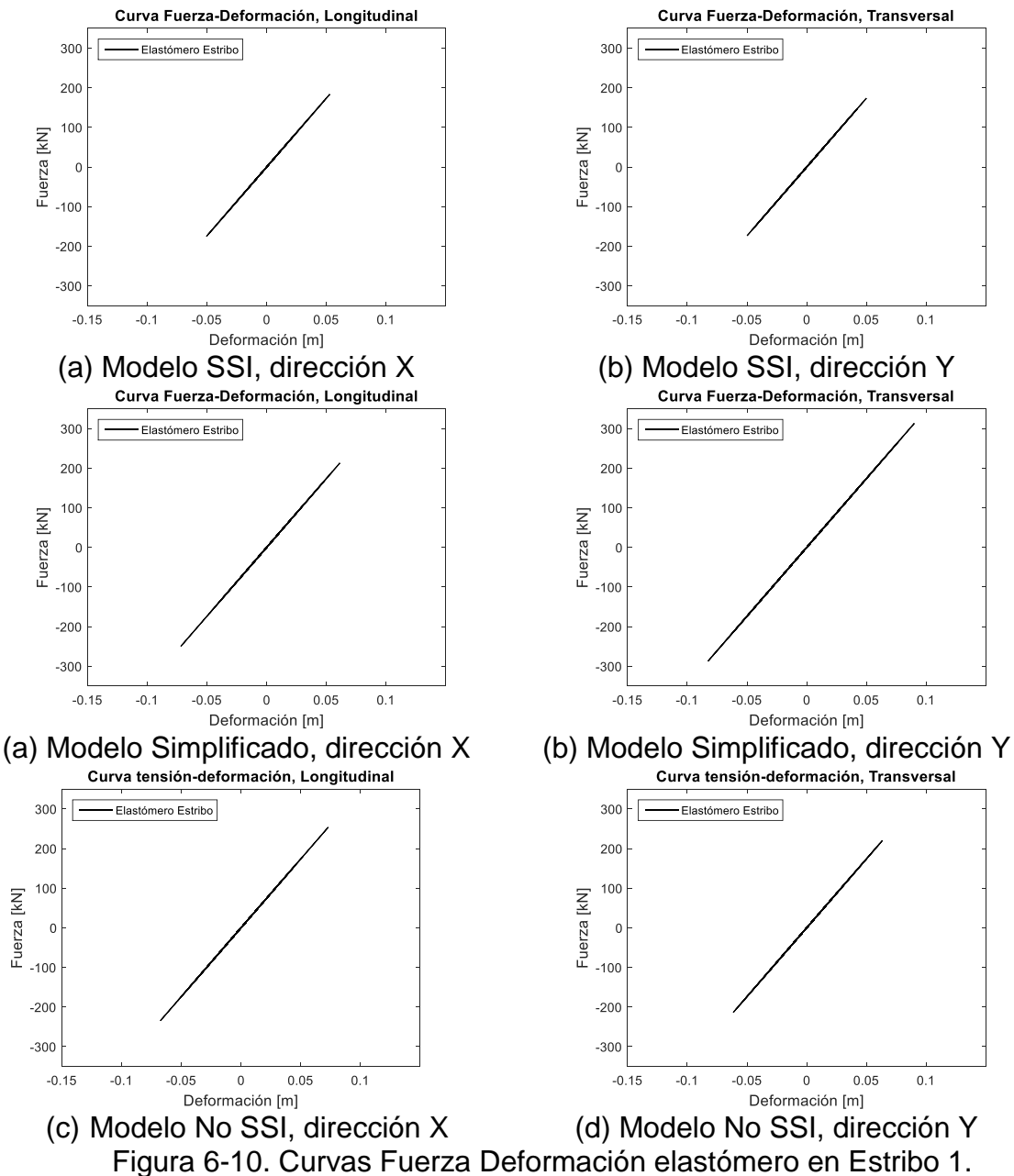
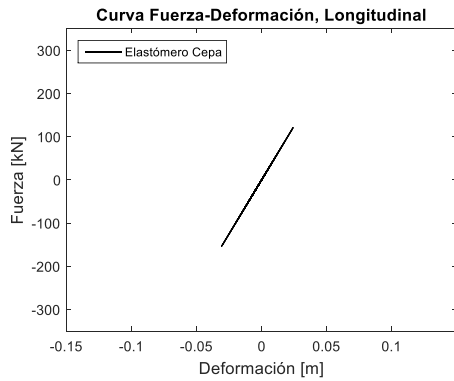
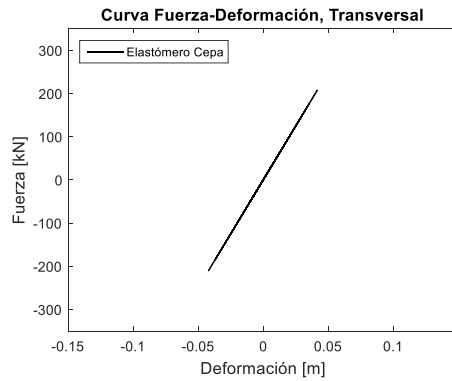


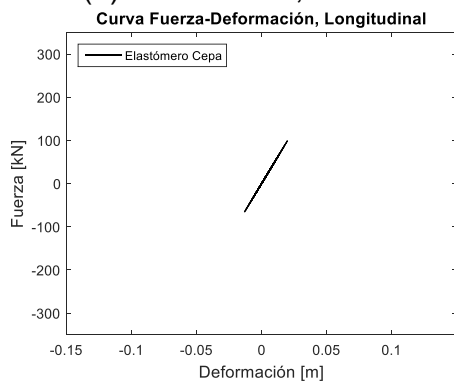
Figura 6-10. Curvas Fuerza Deformación elastómero en Estribo 1.



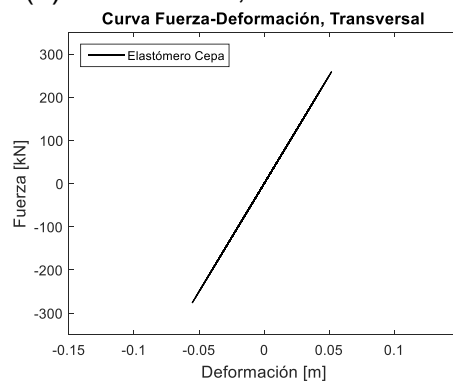
(a) Modelo SSI, dirección X



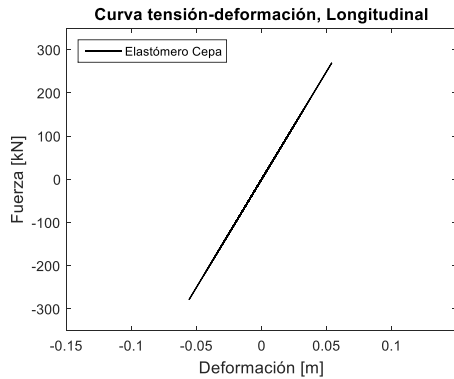
(b) Modelo SSI, dirección Y



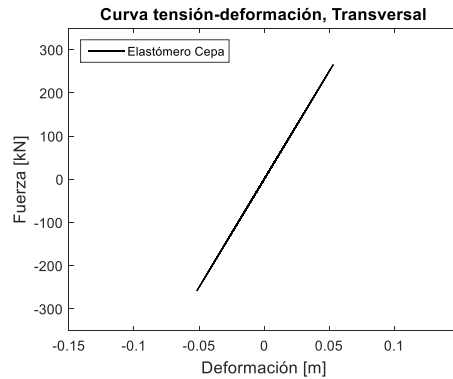
(c) Modelo Simplificado, dirección X



(d) Modelo Simplificado, dirección Y



(e) Modelo No SSI, dirección X



(f) Modelo No SSI, dirección Y

Figura 6-11. Curvas Fuerza Deformación elastómero en Cepa 3.

En ningún modelo los elastómeros fluyen, debido a que la deformación necesaria para que fluyan es del orden de los 10,0 [cm]. El modelo que presenta mayores deformaciones en estos elementos es el que no considera la interacción suelo-estructura. Los modelos simplificado y SSI muestran menores deformaciones a nivel de estos elementos. Un motivo podría ser debido a la absorción de energía por parte del suelo o los resortes (modelo simplificado) al entrar en fluencia. En la dirección transversal la demanda de los elastómeros es

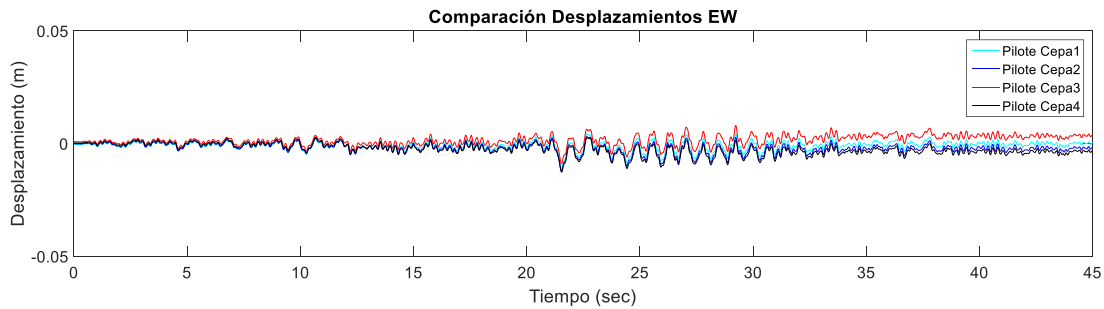
mayor que en la dirección longitudinal, esto debido a que en dicha dirección los desplazamientos de la estructura son mayores.

6.4.2 Respuesta de los Pilotes y Columnas

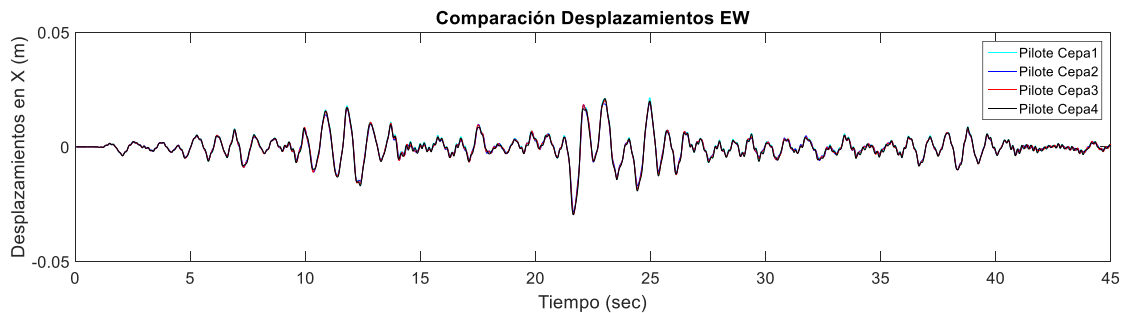
6.4.2.1 Pilotes

En esta sección se analizan los desplazamientos de los pilotes a nivel de viga de encepado y de las columnas a nivel de viga de coronamiento. Se comparan los resultados de las 4 cepas, considerando el elemento central. Adicionalmente, se entregan diagramas de momento curvatura de las columnas en la base.

Los desplazamientos en el tiempo de los cuatro pilotes centrales a nivel de la viga de encepado se muestran en las siguientes figuras. Los desplazamientos son relativos a la base del pilote.

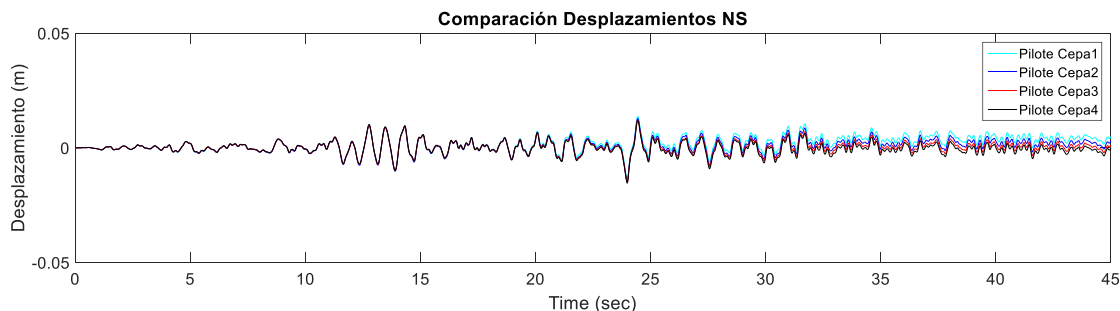


(a) Desplazamientos longitudinales, tiempo historia en Modelo SSI

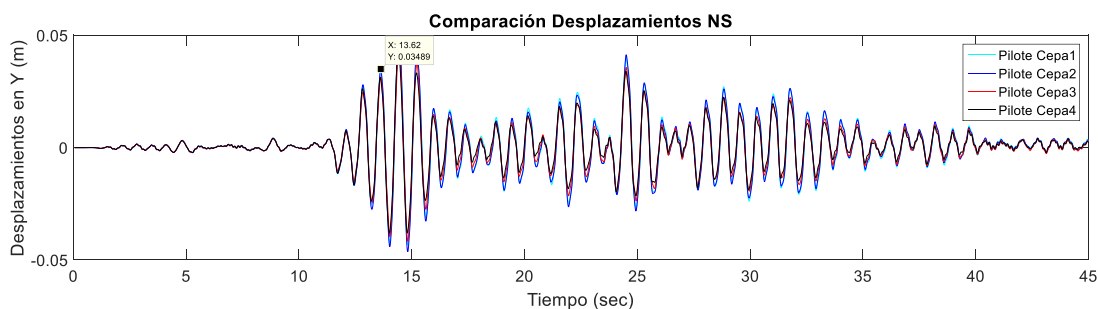


(b) Desplazamientos longitudinales, tiempo historia en Modelo Simplificado

Figura 6-12. Desplazamiento de los pilotes centrales a nivel de la viga de encepado en el eje longitudinal (X).



(a) Desplazamientos transversales, tiempo historia en Modelo SSI



(b) Desplazamientos transversales, tiempo historia en Modelo Simplificado

Figura 6-13. Desplazamiento de los pilotes centrales a nivel de la viga de encepado en el eje transversal (Y).

A nivel de viga de encepado solo se pueden comparar el modelo simplificado y el SSI. En primer lugar, se destaca que los pilotes se mueven coherentemente en el eje longitudinal. Los pilotes más alejados responden idénticamente, mientras que los dos pilotes centrales muestran desplazamientos ligeramente superiores en el eje transversal.

En el modelo simplificado los pilotes a nivel de viga de encepado muestran deformaciones máximas cercanas a los 5,0 [cm] en el sentido transversal y ocurren antes del *peak* de aceleraciones. El sismo alcanza las mayores aceleraciones entre los segundos 20 y 25, y durante este lapso los desplazamientos del pilote disminuyen.

El modelo SSI muestra menores deformaciones y el *peak* de desplazamiento coincide con el de aceleraciones. Las deformaciones máximas, relativas a la base del pilote, de este modelo son de 2,5 [cm].

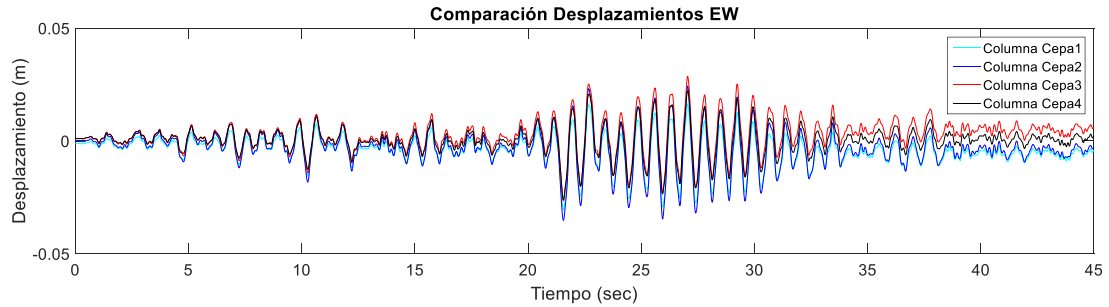
En ambos modelos destacan los mayores desplazamientos en la dirección transversal, esto debido a la mayor flexibilidad en esta dirección.

Durante la excitación en modelo simplificado se aprecian los periodos estructurales longitudinal y transversal. Por otro lado, el modelo SSI muestra sus periodos naturales y adicionalmente muestra un alargamiento de los periodos estructurales durante el *peak* de aceleraciones (24 a 26 [s]) Es importante

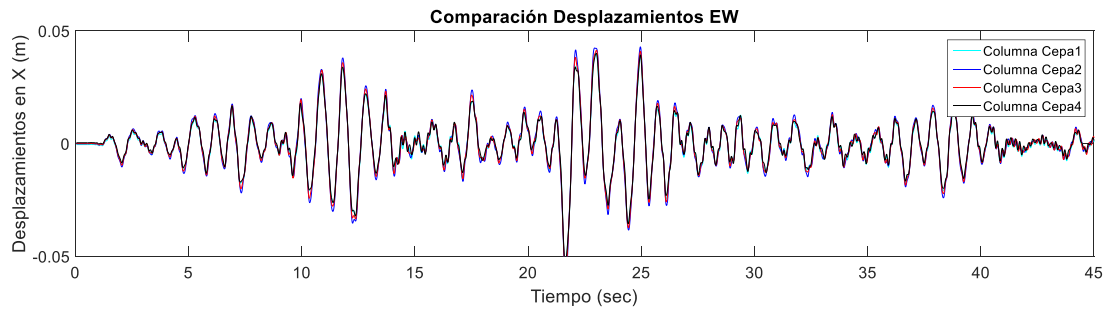
destacar que el modelo SSI presenta deformaciones remanentes inferiores al centímetro en ambas direcciones a nivel de los pilotes.

6.4.2.2 Columnas

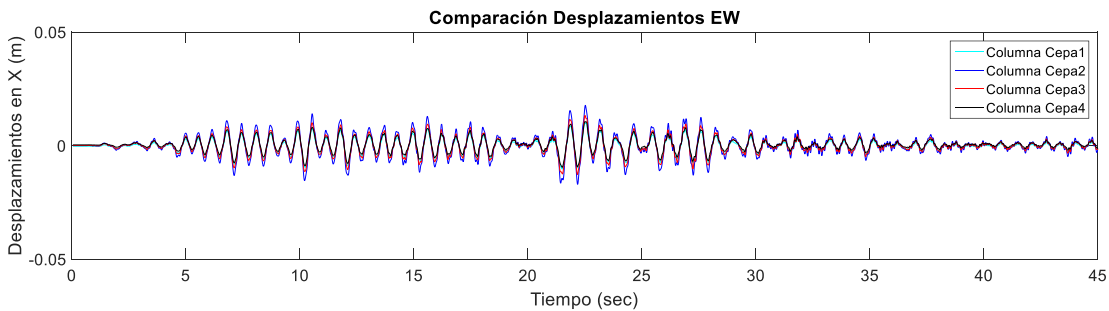
Los desplazamientos en el tiempo de las cuatro columnas centrales a nivel de la viga de coronamiento se muestran en la siguiente figura. Los desplazamientos son relativos a la base de los pilotes.



(a) Desplazamientos longitudinales, tiempo historia en Modelo SSI

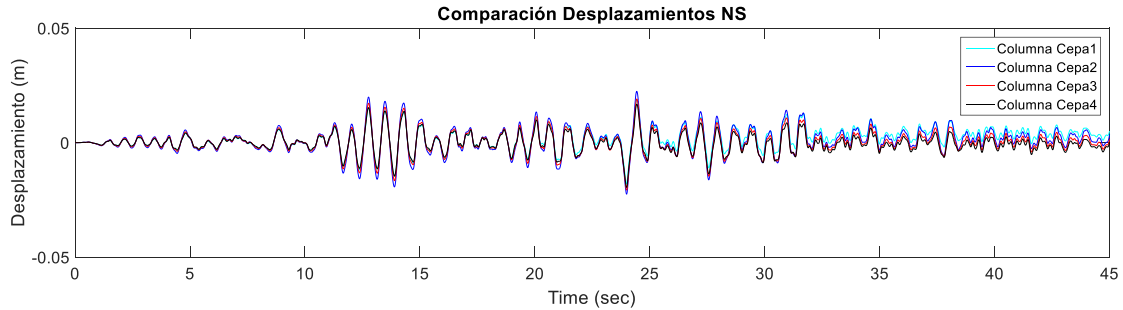


(b) Desplazamientos longitudinales, tiempo historia en Modelo Simplificado

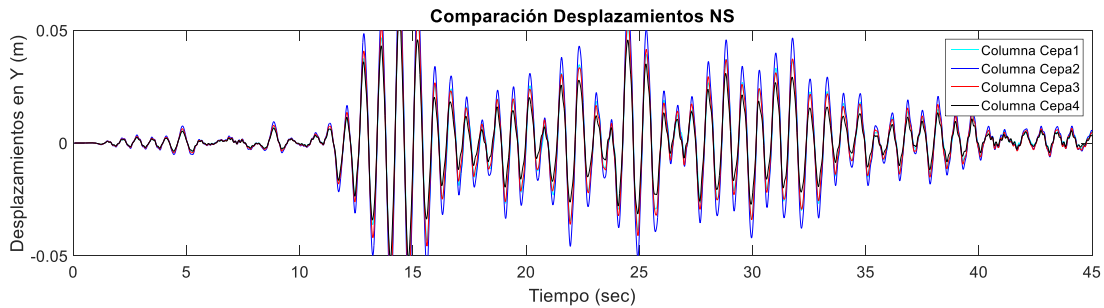


(c) Desplazamientos longitudinales, tiempo historia en Modelo Sin SSI

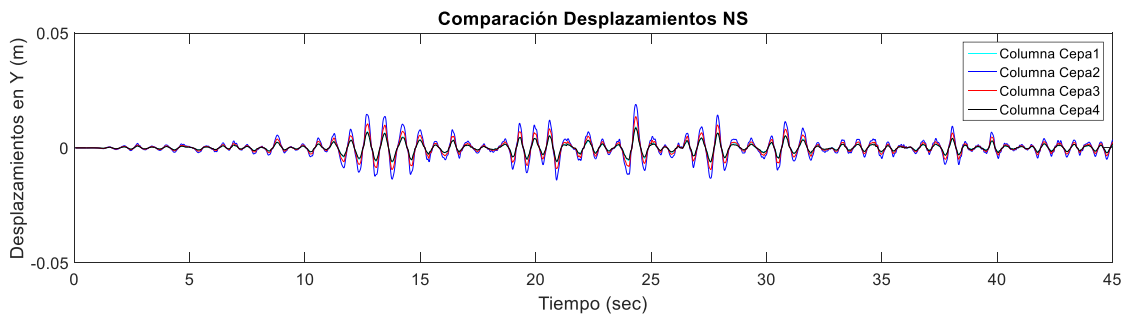
Figura 6-14. Desplazamiento en el tiempo de las cuatro columnas centrales a nivel de la viga de coronamiento en el eje longitudinal (X).



(a) Desplazamientos transversales, tiempo historia en Modelo SSI



(b) Desplazamientos transversales, tiempo historia en Modelo Simplificado



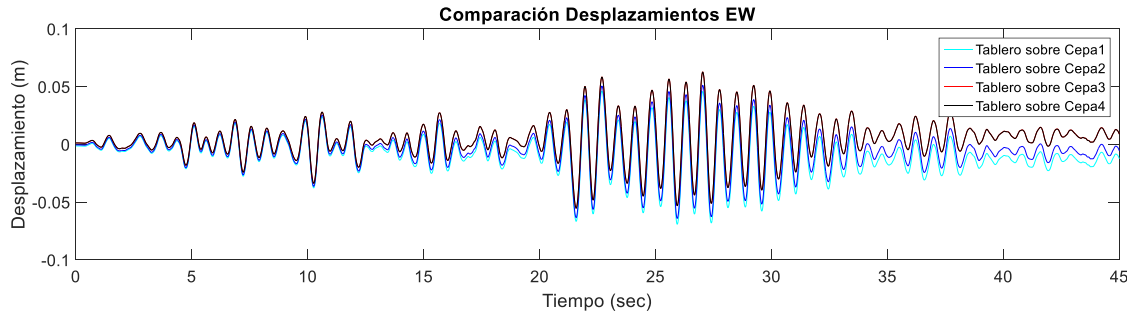
(c) Desplazamientos transversales, tiempo historia en Modelo Sin SSI

Figura 6-15. Desplazamiento en el tiempo de las cuatro columnas centrales a nivel de la viga de coronamiento en el eje transversal (Y).

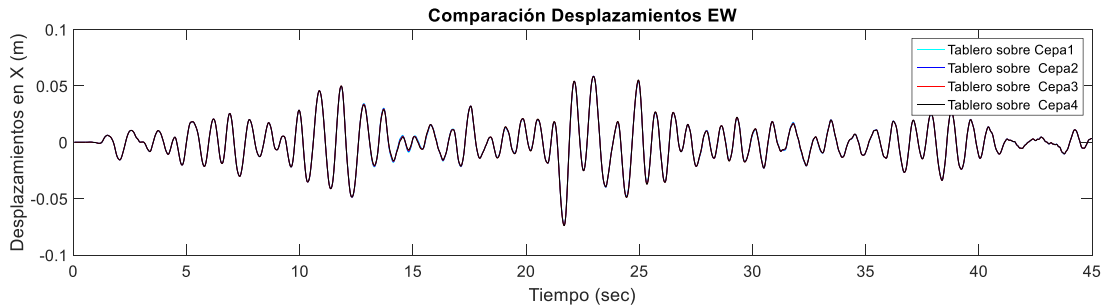
Con el aumento de la altura de la columna los desplazamientos se hacen mayores, pero mantienen la coherencia entre las distintas cepas, en la Figura 6-15b la cepa 1 y 4 muestran el mismo comportamiento. Los desplazamientos en el modelo simplificado son aproximadamente el doble que a los del modelo sin SSI en ambas direcciones. A diferencia de los otros modelos, al no considerar la interacción suelo-estructura los desplazamientos a nivel de la viga de coronamiento solo consideran la columna, razón por la cual estos son menores. Nuevamente, las cepas 1 y 4 se comportan de igual manera y se observan desplazamientos remanentes en la estructura en el modelo SSI.

6.4.3 Respuesta del Tablero

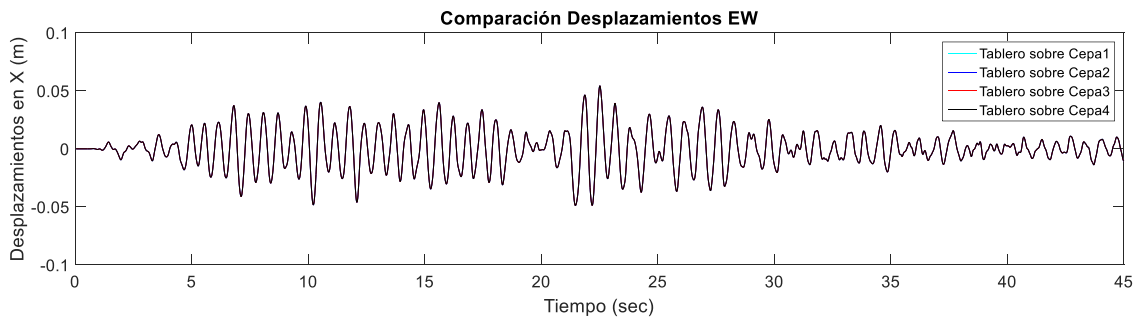
Los desplazamientos del tablero mostrados a continuación se toman con respecto al nudo en el tablero proyectado en la punta de la columna central bajo el punto seleccionado.



(a) Desplazamientos longitudinales, tiempo historia en Modelo SSI

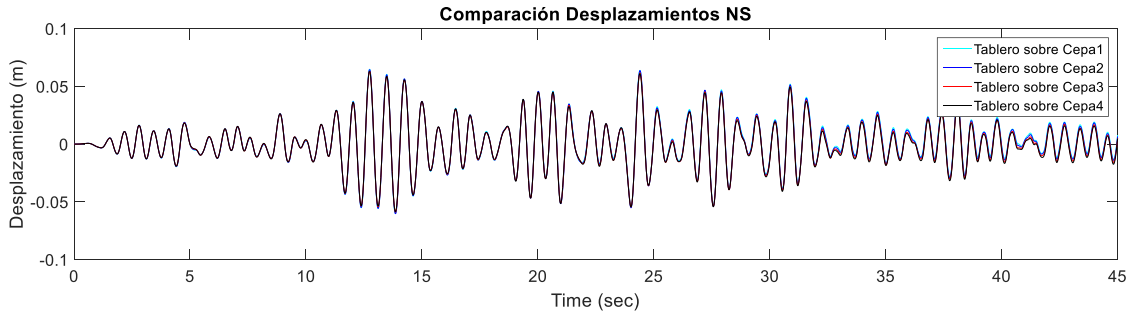


(b) Desplazamientos longitudinales, tiempo historia en Modelo Simplificado

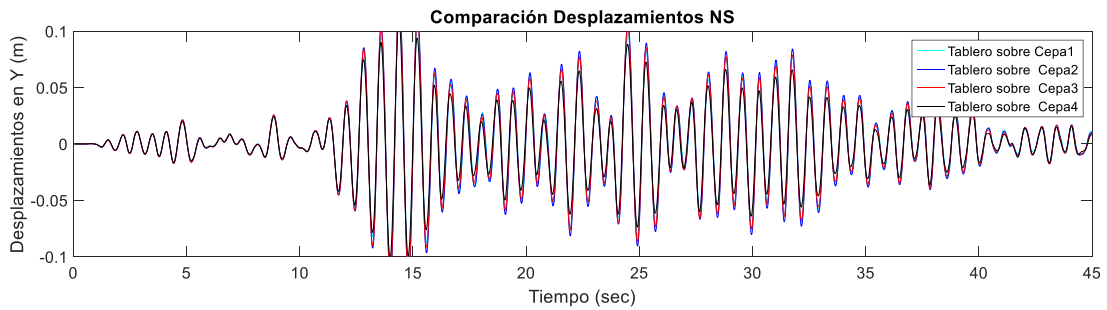


(c) Desplazamientos longitudinales, tiempo historia en Modelo Sin SSI

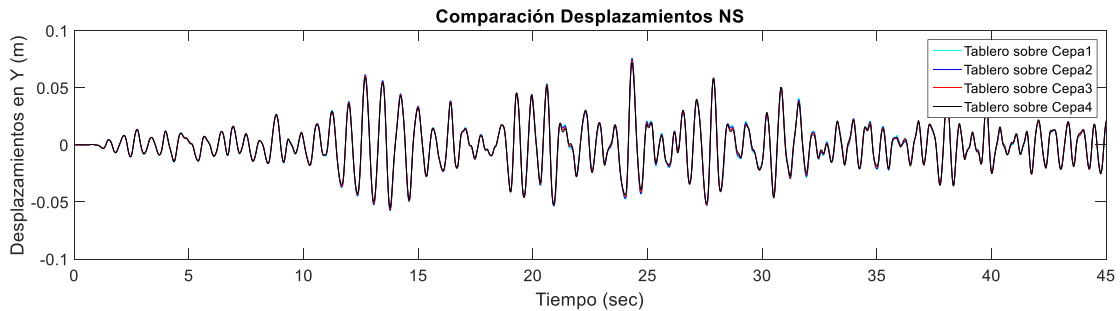
Figura 6-16. Comparación de los desplazamientos en el tablero sobre las cepas en la dirección longitudinal (X).



(a) Desplazamientos transversales, tiempo historia en Modelo SSI



(b) Desplazamientos transversales, tiempo historia en Modelo Simplificado



(c) Desplazamientos transversales, tiempo historia en Modelo Sin SSI

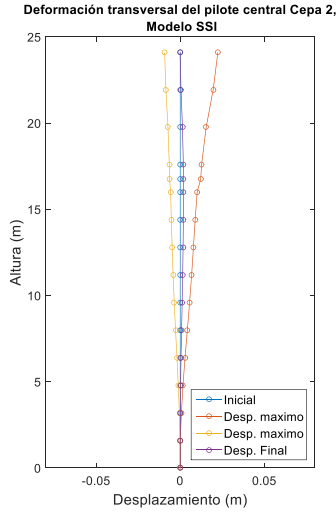
Figura 6-17. Comparación de los desplazamientos en el tablero sobre las cepas en la dirección transversal (Y)

Se aprecia que los desplazamientos en el modelo sin SSI a nivel del tablero son menores, este resultado era esperable debido a la mayor rigidez de este modelo. Dada la coherencia de los desplazamientos de los nodos estudiados, se deduce que el tablero actúa como elemento rígido en X y en el eje Y aparentemente no ocurren rotaciones en el plano. Los desplazamientos reflejan los periodos longitudinales y transversales de los tableros, razón por la cual la respuesta del tablero en las tres estructuraciones es similar.

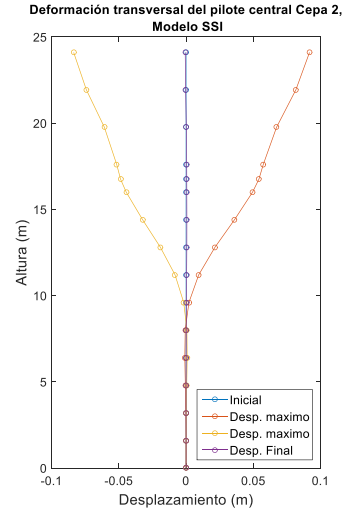
El modelo sin SSI refleja en el tablero las deformaciones permanentes de las cepas, fenómeno que no se aprecia en los demás modelos. Los elastómeros actúan de filtro pasa bajo eliminando las altas frecuencias.

6.4.4 Deformaciones Máximas

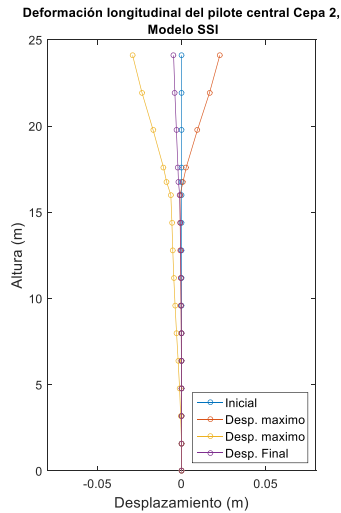
A continuación, se muestran las deformaciones máximas, con respecto a la punta del pilote, de los elementos centrales de la cepa 2 en los modelos SSI y Simplificado a modo de comparación gráfica.



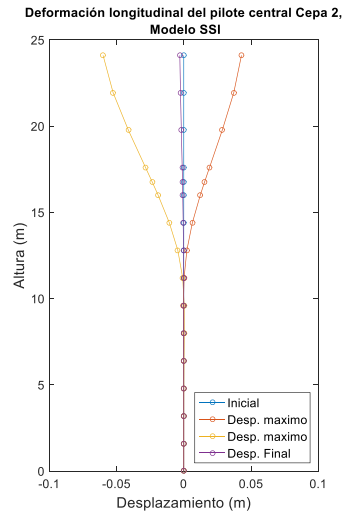
(a) Modelo SSI, deformación transversal



(b) Modelo Simplificado, deformación transversal



(c) Modelo SSI, deformación longitudinal



(d) Modelo Simplificado, deformación longitudinal

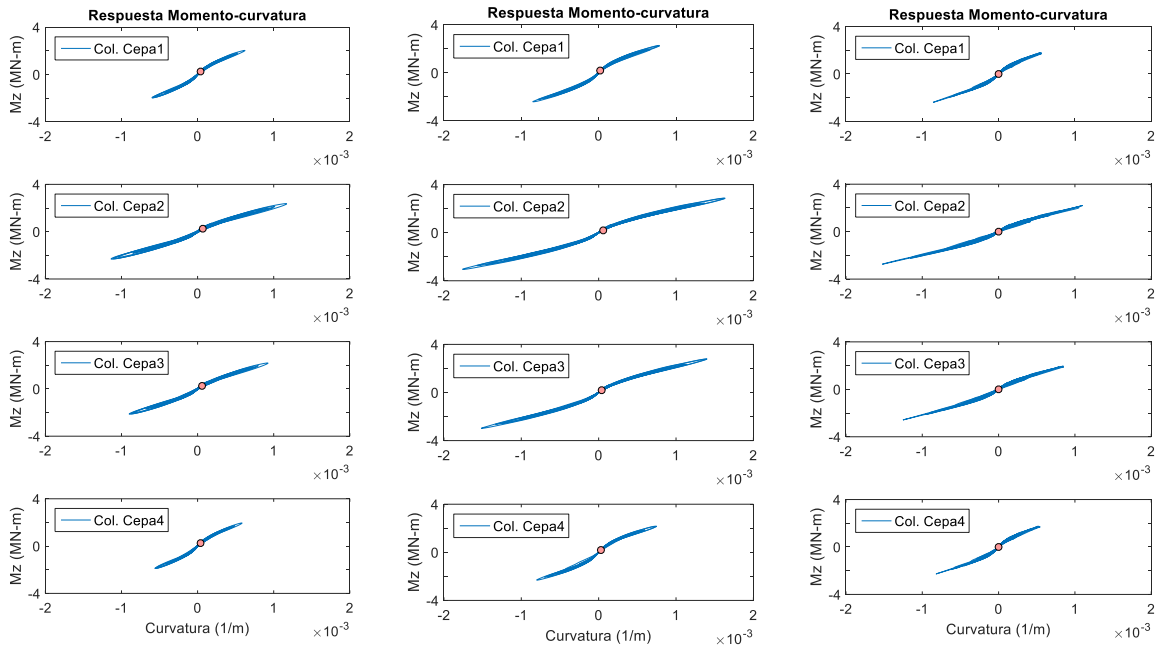
Figura 6-18. Deformaciones máximas de los pilotes centrales de la cepa 2, en azul se muestra la posición original, en amarillo y naranja las deformaciones máximas.

En la Figura 6-18 se aprecia que las deformaciones en el modelo tienden a ser simétricas mientras que en el modelo SSI el efecto del desplazamiento del suelo genera deformaciones asimétricas en los pilotes. En el caso del modelo SSI

la subestructura presenta deformaciones remanentes mientras que en el caso del modelo simplificado la estructura vuelve a su posición original.

6.4.5 Diagramas Momento Curvatura

Gracias a que se utilizaron elementos con sección tipo fibra para representar las columnas se puede estudiar la respuesta de estas desde un punto de vista momento-curvatura.



(a) Modelo con SSI (b) Modelo Simplificado (c) Modelo Sin SSI

Figura 6-19. Diagramas momento curvatura de las cuatro columnas centrales a nivel de conexión con viga de encepado en la dirección longitudinal. Con el punto rojo se marca el estado final.

En las columnas de las cepas centrales se alcanzan mayores curvaturas. La respuesta de las columnas presenta un bajo grado de inelasticidad, el que puede estar dominado por el agrietamiento del hormigón de recubrimiento. En el modelo con SSI, la demanda estructural es menor (menores desplazamientos) generando una menor curvatura. Sin embargo, en los 3 modelos estudiados las demandas estructurales son similares.

6.5 Discusión de Resultados

La respuesta en superficie del modelo con SSI no presenta los peak de aceleraciones esperados, pues son un 20% menor a los encontrados en la columna bidimensional, lo que se traduce en menores demandas sísmicas sobre la estructura. El uso de un mayor amortiguamiento crítico de Rayleigh (5% en el modelo con SSI versus 2% en la columna 2D) amortigua las altas frecuencias y provoca una disminución en la amplitud del registro de aceleraciones. El uso del borde absorbente (dashpot) para ingresar la carga dinámica, al no considerar las fuerzas inerciales de la estructura y de la columna de suelo, podría ser la razón de la disminución (en 20%) del registro efectivo en la base. Ingresar el sismo considerando la base empotrada es equivalente a asumir que el medio subyacente es infinitamente rígido. El inconveniente de este supuesto es que no se permite la disipación de energía, y las múltiples reflexiones de las ondas podrían hacer resonar el modelo (Joyner, 1975). Por lo tanto, se considera adecuado el uso del borde absorbente pese a la reducción del input sísmico.

Los apoyos elastoméricos no fluyen, lo que puede deberse a que la deformación de fluencia de estos elementos es muy grande (150% de la altura del apoyo) o bien que la demanda es insuficiente. El estudio realizado por Rubilar (2015) sugiere que la fluencia no domina la disipación de energía de estos elementos, siendo determinante el coeficiente de roce entre el apoyo y la estructura. La superación del roce y el deslizamiento actuarían como disipadores. Como consecuencia, la fuerza transferida a la infraestructura se reduce considerablemente. Adicionalmente, estos elementos podrían disipar energía en forma de calor. Sin embargo, estos apoyos cumplen con su rol principal de alargar el periodo estructural e independizar el efecto del movimiento diferencial de los apoyos. Este efecto se ve reflejado en los desplazamientos de cuerpo rígido mostrado por el tablero. Sumado a esto, actúan de filtro pasa bajo.

El periodo del suelo no se refleja en la respuesta de la estructura. Sin embargo, se observa un alargamiento del periodo estructural, que en el caso del periodo longitudinal traslacional cambia de 0,68 [s] a 0,78 [s] durante el peak de aceleraciones (efecto observable únicamente en la infraestructura). Las deformaciones permanentes de las cepas afectan los desplazamientos finales del tablero en el modelo con SSI. El tablero muestra un comportamiento rígido axialmente, consecuente con el rol de los apoyos elastoméricos.

El modelo constitutivo del suelo (*pressure dependent multi-yield*) permite capturar las deformaciones permanentes, pero éstas podrían estar subestimadas debido al acortamiento del registro sísmico y a la baja amplitud de la sollicitación sísmica. Para obtener una respuesta más realista se sugiere calibrar el suelo con ensayos de laboratorio, como ensayos triaxiales.

Capítulo 7

Conclusiones y Recomendaciones

7.1 Conclusiones

Gracias a las campañas de exploración geofísica se logró caracterizar dinámicamente el depósito de suelo sobre el cual se encuentra el puente Águila Norte. Junto con los datos recopilados, la bibliografía y métodos geofísicos fue posible generar un modelo de estratigrafía que representa al sitio estudiado. Utilizando una columna bidimensional fue posible calibrar la respuesta del suelo utilizado y propagar el registro del terremoto del Maule de 2010 de la estación Santa Lucia.

De las razones espectrales H/V se tiene que el depósito de suelo amplifica frecuencias cercanas a los 0,5 [Hz], la cual se aleja del rango sensible para el puente entre 1,2 a 2,6 [Hz], asociada a sus modos fundamentales de vibrar. No obstante, el puente muestra una flexibilización durante el sismo, que podría resultar perjudicial al acercarse al periodo predominante del suelo. Además, el depósito se caracteriza por bajas velocidades de onda de corte, con un parámetro V_{s30} inferior a 300 [m/s], lo que puede repercutir en la interacción suelo-estructura.

El caso en estudio se clasificó en la memoria de cálculo como Suelo tipo II ($T_1=0.30$ seg), por ser una grava arenosa y conforme al NSPT observado. De acuerdo con el $V_{s30}=277$ m/s el suelo clasificaría como suelo tipo III ($T_1=0.70$ seg), pero la razón H/V muestra un periodo de suelo $T_s \sim 2$ seg, por lo que el lugar de emplazamiento del puente Águila Norte requeriría un estudio de riesgo sísmico.

El modelamiento tridimensional de elementos finitos con el *software* OpenSees, con interacción suelo-estructura, indica que el puente no afecta significativamente la respuesta en superficie del suelo a su alrededor. Sin embargo, el suelo afecta levemente la respuesta dinámica del puente, alargando su periodo estructural durante el sismo. La interacción suelo estructura del tipo inercial es más significativa, puesto que la deformación del talud impone desplazamientos sobre la estructura. Los desplazamientos tienen carácter permanente y por lo tanto la infraestructura es sometida a cargas laterales permanentes una vez que termina el movimiento fuerte. En este caso de estudio, los desplazamientos ocurrieron principalmente en las zonas del talud hacia el centro del Río Angostura y en menor medida a nivel de la punta de los pilotes y bajo el grupo de pilotes en el estribo. De manera general se puede decir que la incorporación del suelo en los modelos estructurales permite anticiparse a posibles deformaciones en las que la estructura deberá desempeñarse luego de un evento de gran magnitud.

Se obtuvo que el esfuerzo de corte del suelo en la base del modelo en distintos puntos a lo largo del puente no varía significativamente. Esto implica que a una profundidad de dos veces el largo del pilote la carga impuesta por el puente es casi despreciable. Es decir, la reducción del dominio del suelo realizada no afecta este aspecto.

La coherencia en los desplazamientos a nivel de viga de encepados, viga de coronamiento y tablero indican que la superestructura es axialmente rígida y dado que el sistema muestra una respuesta simétrica, se generan esfuerzos que se distribuyen homogéneamente sobre los apoyos.

Dado que los elastómeros no fluyeron, las deformaciones de estos elementos no superaron los 12 [cm], distancia del “gap” entre las vigas y los topes sísmicos laterales. Esto implica que los topes sísmicos no habrían trabajado en la dirección transversal, pero si en la longitudinal, ya que el gap es de 5 [cm]. Estos resultados no son coherentes con lo observado en terreno, donde se presentaron daños para el terremoto del Maule, el input 20% menor parece ser el responsable.

El comportamiento de las columnas muestra que se mantienen, principalmente, en el rango lineal-elástico. Por este motivo, las columnas podrían modelarse con secciones y materiales elásticos-lineales.

El puente fue modelado de manera similar a la realizada por la oficina Ingelog (modelo en SAP200), y la interacción suelo-estructura siguiendo los lineamientos de Yan (2003). Los modelos obtenidos en OpenSees resultan ser más rígidos que los de SAP2000 pese a usar los mismos materiales.

En los modelos SSI y Simplificado los desplazamientos de la estructura están controlados por la rigidez de los elementos que simulan el suelo (bloques 3D o resortes). Mientras que, en el modelo sin interacción suelo-estructura los desplazamientos están controlados por la rigidez de la estructura. El modelo hiperbólico del suelo utilizado, a diferencia de los resortes elásticos-lineales, permite observar el alargamiento del periodo estructural debido a la degradación de la rigidez del suelo. Este efecto podría ser, eventualmente, capturado con el uso de resortes con una ley hiperbólica. En suelos rígidos, donde la interacción suelo-estructura del tipo cinemática es baja, el modelo simplificado es capaz de representar el problema de manera acertada. Para esto es necesario establecer de manera correcta el modulo de balasto y el efecto de grupo en los pilotes.

Debido a que solo se trabajó con un único registro sísmico, la gran parte de las conclusiones no se pueden hacer extensivas para otros sismos con distinto contenido de frecuencias.

La elección del registro sísmico y su modificación para usarlo como *input* en un modelo es complejo y requiere ser cuidadoso con los supuestos utilizados. Idealmente, estos registros no deberían presentar efectos de sitio, razón por la que se prefieren registros en roca. Para propagar estos sismos se debe contar con el perfil del depósito hasta la roca, lo cual es particularmente difícil cuando existen depocentros como en el presente caso de estudio. Sismos con distintos contenidos de frecuencia pueden afectar de distinta manera la respuesta del modelo, por lo que se debiese contar con un set de registros con distintas características. En este caso se trabajó con un registro acortado y un dominio del suelo reducido, apuntando a un menor tiempo de cálculo. Esto podría tener

repercusiones en los resultados. Probablemente, un dominio del suelo con mayor profundidad presente de mejor manera el efecto de la amplificación dinámica de sitio.

El cálculo de la respuesta tiempo-historia de un modelo de estas dimensiones y con elementos altamente no-lineales como el suelo, tiene un elevado costo computacional y puede tardar semanas. En particular, las modelaciones de este trabajo se realizaron con un computador con procesador Intel Core i7-9700K CPU 3.6GHz y 32 GB de memoria RAM. Los tiempos son elevados debido a que OpenSees no puede paralelizar procesos, trabajando únicamente con un núcleo. Los 4600 pasos del proceso de cálculo tardaron 9 días ocupando menos del 20% de la capacidad del CPU. El uso de *OpenSees MP* o *OpenSees SP* que paralelizan procesos podría reducir significativamente los tiempos de cálculo. Sin embargo, estos requieren una formulación distintiva de los “solvers” y “recorders”, además de un conocimiento computacional más avanzado.

7.2 Recomendaciones

Para estudios futuros que sigan esta línea de investigación se propone:

- Además de la aplicación del sismo vertical, utilizar registros de sismos intraplaca, y corticales. Ya que los sismos corticales son más destructivos y con gran contenido en altas frecuencias y los sismos intraplaca son los más recurrentes después de los interplaca.
- Estudiar la variación de la respuesta del modelo al aumentar el dominio del suelo, principalmente en profundidad. Siguiendo una línea de estudio opuesta, se propone estudiar el efecto de la reducción del dominio del suelo como se hace en el trabajo de Jeremic (2009), o bien la utilización de resortes con una ley hiperbólica.
- Calibrar el suelo del sitio con información más detallada de sondajes y ensayos de laboratorio, como por ejemplo ensayos triaxiales monótonos o cíclicos.

Capítulo 8 Bibliografía

AASHTO. (2014). *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*. (2014).

Aki, K. (1957). Space and Time Spectra of Stationary Stochastic Waves, with Special Reference to Microtremors. *Earthquake Research Institute*, 35, 415–457.

Aki, K. (1993). Local site effects on weak and strong ground motion. *Tectonophysics*, 218(1–3), 93–111. [https://doi.org/10.1016/0040-1951\(93\)90262-I](https://doi.org/10.1016/0040-1951(93)90262-I)

Assimaki, D., Ledezma, C., Montalva, G. A., Tassara, A., Mylonakis, G., & Boroschek, R. (2012). Site effects and damage patterns. *Earthquake Spectra*, 28(SUPPL.1), 55–74. <https://doi.org/10.1193/1.4000029>

Avilés López, J., & Pérez Rocha, L. E. (2004). Bases Para Las Nuevas Disposiciones Reglamentarias Sobre Interacción Dinámica Suelo-Estructura. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (71), 1. <https://doi.org/10.18867/ris.71.35>

Boore, D. M. (2004). Can Site Response Be Predicted? *Journal of Earthquake Engineering*, 8(sup001), 1–41. <https://doi.org/10.1080/13632460409350520>

Bowles, J. E. (1997). Foundation Analysis and Design. In *Engineering Geology* (5th ed., Vol. 20). [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(84\)90010-3](https://doi.org/10.1016/0013-7952(84)90010-3)

Brantt, C. (2011). *MICROZONIFICACION SISMICA DEL SECTOR SUR PONIENTE DE SANTIAGO, COMUNAS BUIN Y PAINE*. Universidad de Chile.

Brüning, W. Puentes en la Dirección de Vialidad: aporte a la continuidad de la red de caminos de Chile. In 2nd Congreso Internacional de Puentes - Chile (Santiago 2017), PIARC.

Buckle, I., Hube, M., Chen, G., Yen, W. H., & Arias, J. (2012). Structural performance of bridges in the offshore maule earthquake of 27 February 2010. *Earthquake Spectra*, 28(SUPPL.1), 533–552. <https://doi.org/10.1193/1.4000031>

Cabrera, R. (2018). *Desempeño sísmico en puentes de hormigón armado en Chile*. Universidad Técnica Federico Santa María.

Castellaro, S. (2016). The complementarity of H/V and dispersion curves. *Geophysics*, 81(6), T323–T338. <https://doi.org/10.1190/geo2015-0399.1>

- Cheng, Z., & Jeremić, B. (2009). Numerical modeling and simulation of pile in liquefiable soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(11–12), 1405–1416. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.02.008>
- Chopra, A. (2007). *Dynamics of Structures* (3rd ed.; J. H. William, Ed.). Prentice Hall.
- Dong, Y., Frangopol, D. M., & Saydam, D. (2014). Sustainability of highway bridge networks under seismic hazard. *Journal of Earthquake Engineering*, 18(1), 41–66. <https://doi.org/10.1080/13632469.2013.841600>
- Ekström, G., Abers, G. A., & Webb, S. C. (2009). Determination of surface-wave phase velocities across USArray from noise and Aki's spectral formulation. *Geophysical Research Letters*, 36(18), 5–9. <https://doi.org/10.1029/2009GL039131>
- Elgamal, A., Yan, L., Yang, Z., & Conte, J. P. (2008). Three-Dimensional Seismic Response of Humboldt Bay Bridge-Foundation-Ground System. *Journal of Structural Engineering*, 134(7), 1165–1176. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2008\)134:7\(1165\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2008)134:7(1165))
- Elnashai, A. S., Gencturk, B., Kwon, O. S., Hashash, Y. M. A., Kim, S. J., Jeong, S. H., & Dukes, J. (2012). The Maule (Chile) earthquake of February 27, 2010: Development of hazard, site specific ground motions and back-analysis of structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 42(January 2011), 229–245. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.06.010>
- Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, 16(3), 573–592. <https://doi.org/10.1193/1.1586128>
- FEMA. (2000). *FEMA 356 Prestandard and Commentary Seismic Rehabilitation of Buildings*. 36(17).
- Foti, S., Lai, C., Rix, G. J., & Strobbia, C. (2014). Surface Wave Methods for Near-Surface Site Characterization. In *Surface Wave Methods for Near-Surface Site Characterization*. <https://doi.org/10.1201/b17268>
- Ghofrani, A. (2018). *Development of Numerical Tools For the Evaluation of Pile Response to Laterally Spreading Soil*.
- Gobierno de Chile. (2010). *Plan De Reconstrucción Terremoto y Maremoto del 27 de Febrero de 2010*. Santiago.
- González, F. A., Maksymowicz, A., Díaz, D., Villegas, L., Leiva, M., Blanco, B., ... Bonvalot, S. (2018). Characterization of the depocenters and the basement structure, below the central Chile Andean Forearc: A 3D geophysical modelling in Santiago Basin area. *Basin Research*, 30(4), 799–815.

<https://doi.org/10.1111/bre.12281>

Gonzalez, S. (2018). *TIPOLOGIAS DE PUENTES EN CHILE*. Universidad de los Andes.

González, V. (2015). *Puentes Afectados Por Licuefacción del Terreno de Fundacion Debido al Terremoto 27F*. Universidad de Chile.

Groholski, D. R., Asce, M., Hashash, Y. M. A., Asce, F., Kim, B., Asce, M., ... Asce, F. (2016). Simplified Model for Small-Strain Nonlinearity and Strength in 1D Seismic Site Response Analysis. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001496](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001496).

Günay, S., & Mosalam, K. M. (2013). PEER performance-based earthquake engineering methodology, revisited. *Journal of Earthquake Engineering*, 17(6), 829–858. <https://doi.org/10.1080/13632469.2013.787377>

Jacky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of the Society of Hungarian Engineers and Architects*, 355–358.

Jayaram, N., Lin, T., & Baker, J. W. (2011). A Computationally Efficient Ground-Motion Selection Algorithm for Matching a Target Response Spectrum Mean and Variance. *Earthquake Spectra*, 27(3), 797–815. doi:10.1193/1.3608002

Jeremić, B., Guanzhou, J., Preisig, M., & Tafazzoli, N. (2009). Time domain simulation of soil-foundation-structure interaction in non-uniform soils. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38, 699–718. <https://doi.org/10.1002/eqe896>

Joyner, W., & Chen, A. (1975). Calculation of nonlinear ground response in earthquakes. *Bulletion of the Seismological Society of America*, 65(5), 1315–1336.

Kawashima, K. (2004). Seismic Design of Highway Bridges. *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*, 4(3), 283–297. https://doi.org/10.5610/jaee.4.3_283

Kawashima, K., Unjoh, S., Hoshikuma, J. I., & Kosa, K. (2011). Damage of bridges due to the 2010 Maule, Chile, earthquake. *Journal of Earthquake Engineering*, 15(7), 1036–1068. <https://doi.org/10.1080/13632469.2011.575531>

Leyton, F., Ruiz, S., & Sepulveda, S. (2014). Reevaluacion del peligro sismico probabilistico en Chile central. *Andean Geology*, Vol. 37. <https://doi.org/10.5027/andgeov37n2-a11>

Lu, J., Elgamal, A., Yang, Z., & Diego, S. (2011). *OpenSeesPL Three-Dimensional Lateral Pile-Ground Interaction, User's Manual, Version 1.00*. (December).

- Lysmer, J., & Kulemeyer, R. (1969). Finite Dynamic Model for Infinite Media. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 95, 859–877.
- Mackie, K. R., & Stojadinovic, B. (2005). Comparison of Incremental Dynamic, Cloud, and Stripe Methods for Computing Probabilistic Seismic Demand Models. *Structures Congress: Metropolis and Beyond*, 1–11. [https://doi.org/doi:10.1061/40753\(171\)184](https://doi.org/doi:10.1061/40753(171)184)
- McKenna, F. (1997). *Object-Oriented Finite Element Programming: Frameworks for Analysis, Algorithms and Parallel Computing*. UC Berkeley.
- McKenna, F. (2011). OpenSees: A framework for earthquake engineering simulation. *Computing in Science and Engineering*, 13(4), 58–66. <https://doi.org/10.1109/MCSE.2011.66>
- Milovich, J. (2000). *Estudio geológico ambiental para el ordenamiento territorial de la mitad sur de la cuenca de Santiago*. Universidad de Concepción.
- Ministerio de Obras Públicas. *Manual De Carreteras volumen nº3.* , (2018).
- Mucciarelli, M., & Monachesi, G. (1998). A quick survey of local amplifications and their correlation with damage observed during the umbro-marchesan (Italy) earthquake of September 26, 1997. *Journal of Earthquake Engineering*, 2(2), 325–337. <https://doi.org/10.1080/13632469809350325>
- Medvedev, S.V., W. Sponheuer and V. Kárník (1965): Seismic Intensity Scale Version MSK 1964, Akad. Nauk SSSR, Geofiz. Kom. (Moscow), pp. 10.
- Mylonakis, G., & Gazetas, G. (2000). Seismic soil-structure interaction: Beneficial or detrimental? *Journal of Earthquake Engineering*, 4(3), 277–301. <https://doi.org/10.1080/13632460009350372>
- Mylonakis, G., Nikolaou, A., & Gazetas, G. (1997). Soil — Pile — Bridge Seismic Interaction: Kinematic and Inertial Effects . Part I: Soft Soil. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 337–359. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199703\)26](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199703)26)
- Nakamura, Y. (1989). Nakamura a Method for Dynamic Characteristics of Surface.pdf. *Proc. 20th JSCE Earthquake Eng. Symposium*, 30(1), 133–136.
- Papanikolaou, V.K., Kartalis-Kaounis, T., Protopapadakis, V.K. and Papadopoulos, T. (2017) "GiD+OpenSees Interface :An Integrated Finite Element Analysis Platform", Lab of R/C and Masonry Structures, Aristotle University of Thessaloniki, Greece.
- Poulos, A., Monsalve, M., Zamora, N., & de la Llera, J. C. (2019). An updated recurrence model for chilean subduction seismicity and statistical validation of its poisson nature. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 109(1),

66–74. <https://doi.org/10.1785/0120170160>

Powell, G. H. (2008). Displacement-based seismic design of structures. *Earthquake Spectra*, 24(2), 555–557. doi:10.1193/1.2932170

Rojahn, C., King, S., Scholl, R., & Kiremidjian, A. (1997). *Earthquake Damage and Loss Estimation Methodology and Data for Salt Lake County, Utah (ATC-36)*.

Rubilar, F. (2015). *Modelo No Lineal Para Predecir La Respuesta Sísmica de Pasos Superiores*. Pontificia Universidad Católica de Chile.

Qiu, Z., Lu, J., Elgamal, A. (2019). OpenSees Three-Dimensional Computational Modeling of Ground-Structure Systems and Liquefaction Scenarios. *Computer Modeling in Engineering & Sciences*, 120 (3), 629-656.

Saéz, M. (2016). *Correlación Cruzada de Ruido Sísmico para la Obtención de Perfiles Profundos de Velocidad de Onda de Corte en la Cuenca de Santiago* (Universidad de Chile). <https://doi.org/10.1093/ndt/gfi284>

Salomon, J. (2017). *Tomografía de Ruido Sísmico de la Cuenca de Santiago*. Universidad de Chile.

Sánchez-Sesma, F., Palencia, V., & Luzón, F. (2002). Estimation of local site effects during earthquakes: An overview. *Journal of Earthquake Technology*, 39, 167–193.

Schanack, F., Valdebenito, G., & Alvial, J. (2012). Seismic damage to bridges during the 27 February 2010 magnitude 8.8 Chile earthquake. *Earthquake Spectra*, 28(1), 301–315. <https://doi.org/10.1193/1.3672424>

Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1970). *Asimplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential*. Berkeley.

Subcomité Normativo de Puentes; Bazaez, R.; Guzmán, M.; Seguel, J.; Domínguez, G.; Campos, R.; López, A.; Hube, M. (2019). Métodos de Análisis y Diseño Sísmico de Puentes Tradicionales. XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA, Valdivia, Chile.

Tamura, K. (2002). Revised Design Specifications for Highway Bridges in Japan and Design Earthquake Motions. *3rd National Seismic Conference & Workshop on Bridges & Highways, Portland*, (March 2002), 191–202.

Wathelet, M. (2002). Geopsy (Geophysical Signal database for noise array Processing)

Wathelet, M. (2008). *An improved neighborhood algorithm : Parameter conditions and dynamic scaling*. 35(January), 1–5. <https://doi.org/10.1029/2008GL033256>

- Wathelet, Marc, Jongmans, D., & Ohrnberger, M. (2005). Direct inversion of spatial autocorrelation curves with the neighborhood algorithm. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95(5), 1787–1800. <https://doi.org/10.1785/0120040220>
- Wilches Están, J. de J., Santa María, H., Riddell, R., & Arrate, C. (2017). Influence of the use of external shear keys on the seismic behavior of Chilean highway bridges. *Engineering Structures*, 147, 613–624. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.06.015>
- Yan, L. (2006). *Sensor Data Analysis and Information Extraction for Structural Health Monitoring*. UC San Diego.
- Yang, Z., Elgamal, A., & Parra, E. (2003). Computational Model for Cyclic Mobility and Associated Shear Deformation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(12), 1119–1127. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2003\)129:12\(1119\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2003)129:12(1119))
- Youd, T. L. (2001). Liquefaction Resistance of Soils : Summary Report From the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(April), 297–313.
- Zhang, Q., & Alam, M. S. (2019). Performance-based seismic design of bridges: a global perspective and critical review of past, present and future directions. *Structure and Infrastructure Engineering*, 15(4), 539–554. <https://doi.org/10.1080/15732479.2018.1558269>
- Zhang, X., Tang, L., Ling, X., Chan, A. H. C., & Lu, J. (2018). Using peak ground velocity to characterize the response of soil-pile system in liquefying ground. *Engineering Geology*, 240(June), 62–73. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.04.011>

Anexo

Anexo A. Caracterización Geofísica.

En esta sección se entregan los detalles de la caracterización geofísica.

A.1.1. Sitio 1

Tabla A 1. Distancia entre sensores en el Sitio 1, primera campaña

Distancias entre sensores [m]				
	dgf1	dgf1	dgf1	dgf1
dgf1		30	18	30
dgf2	30		18	30
dgf3	18	18		18
dgf4	30	30	18	

Tabla A 2. Distancia entre sensores en el Sitio 1, segunda campaña

Distancias entre sensores [m]				
	dgf1	dgf1	dgf1	dgf1
dgf1		30	37	20
dgf2	30		22.4	36.4
dgf3	37	22.4		30
dgf4	20	36.4	30	

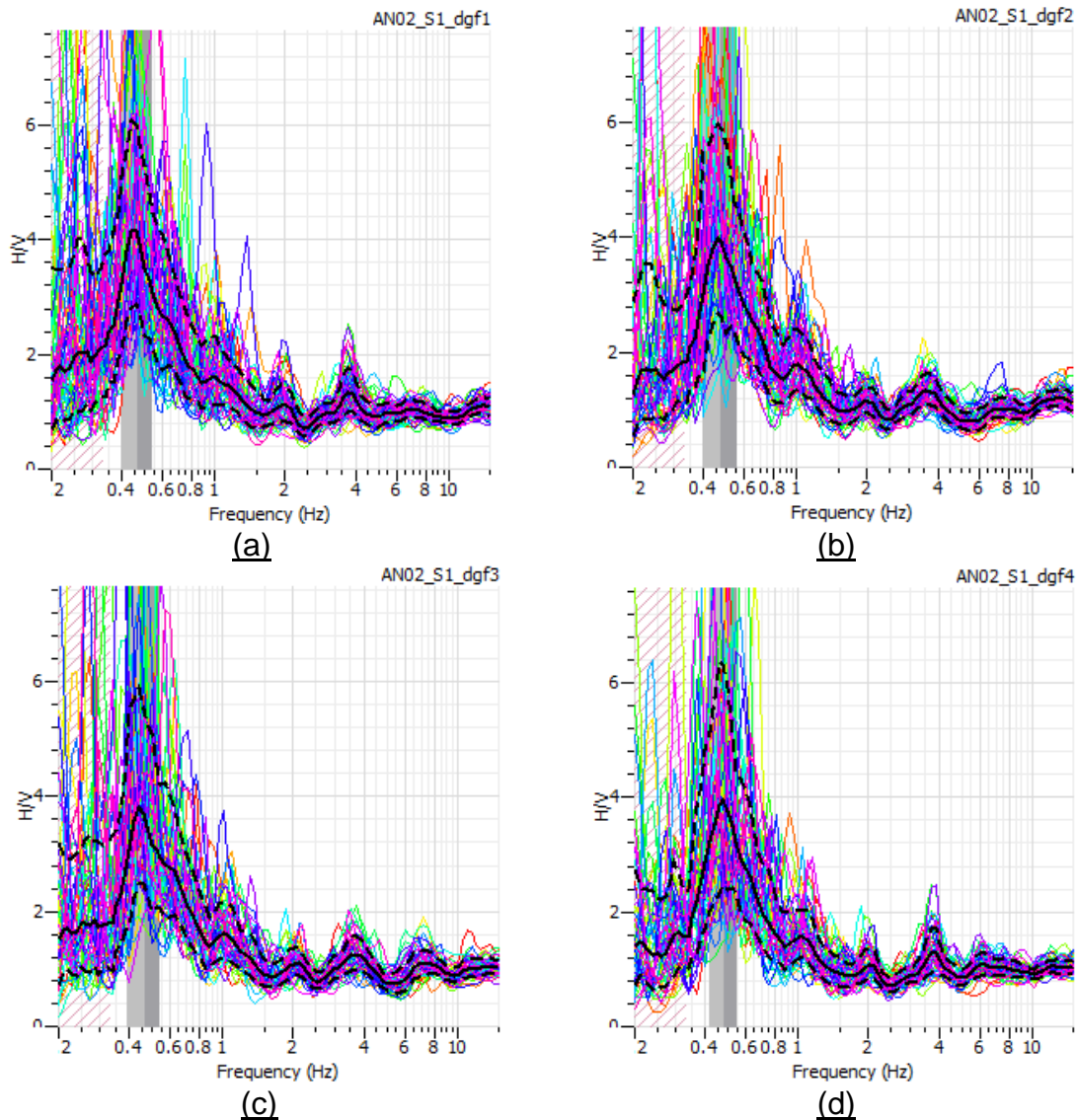


Figura A 1. Curvas H/V del sitio 1, segunda campaña. Instrumentos : (a) dgf1 (b) dgf2 (c) dgf3 (d) dgf4

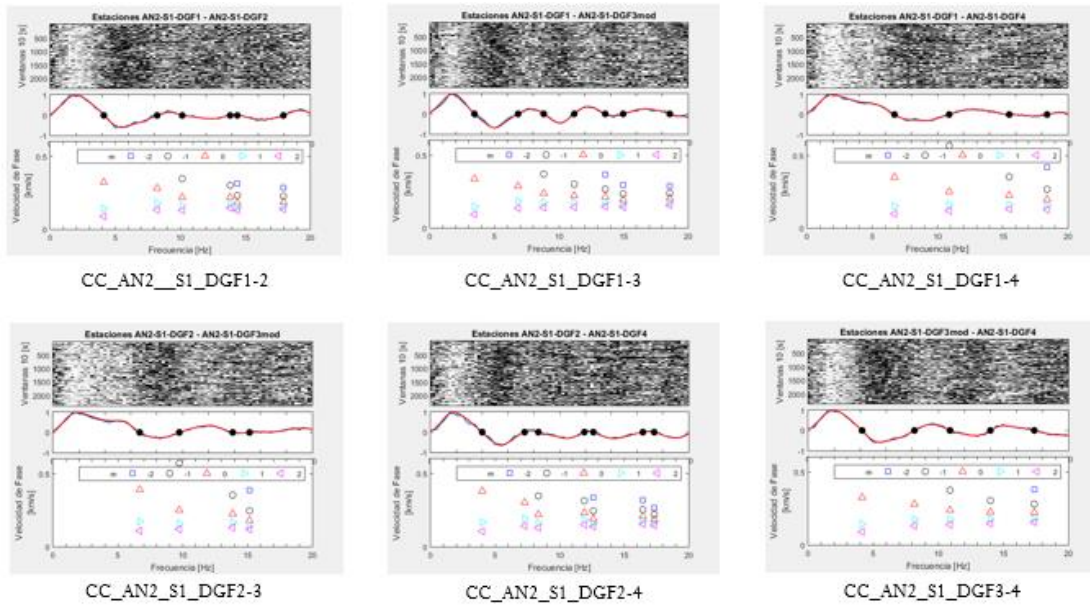


Figura A 2. Correlaciones cruzadas de ruido sísmico, Sitio 1, segunda campaña

A.1.2. Sitio 2

Tabla A 3. Distancia entre sensores en el Sitio 2a

Distancias entre sensores [m]				
	dgf1	dgf2	dgf3	dgf4
dgf1		20	29.8	24.4
dgf2	20		21.2	32.6
dgf3	29.8	21.2		22.9
dgf4	24.4	32.6	22.9	

Tabla A 4. Distancia entre sensores en el Sitio 2b

Distancias entre sensores [m]				
	dgf1	dgf2	dgf3	dgf4
dgf1		35.2	14	15
dgf2	35.2		21.2	50.2
dgf3	14	21.2		29
dgf4	15	50.2	29	

La Figura A 3 resume los resultados de las razones espectrales H/V para el sitio 2, considerando las dos configuraciones de sensores de la segunda campaña. El resultado del procesamiento de cada registro en el sitio se encuentra en el Apéndice 3 sección 3.1.

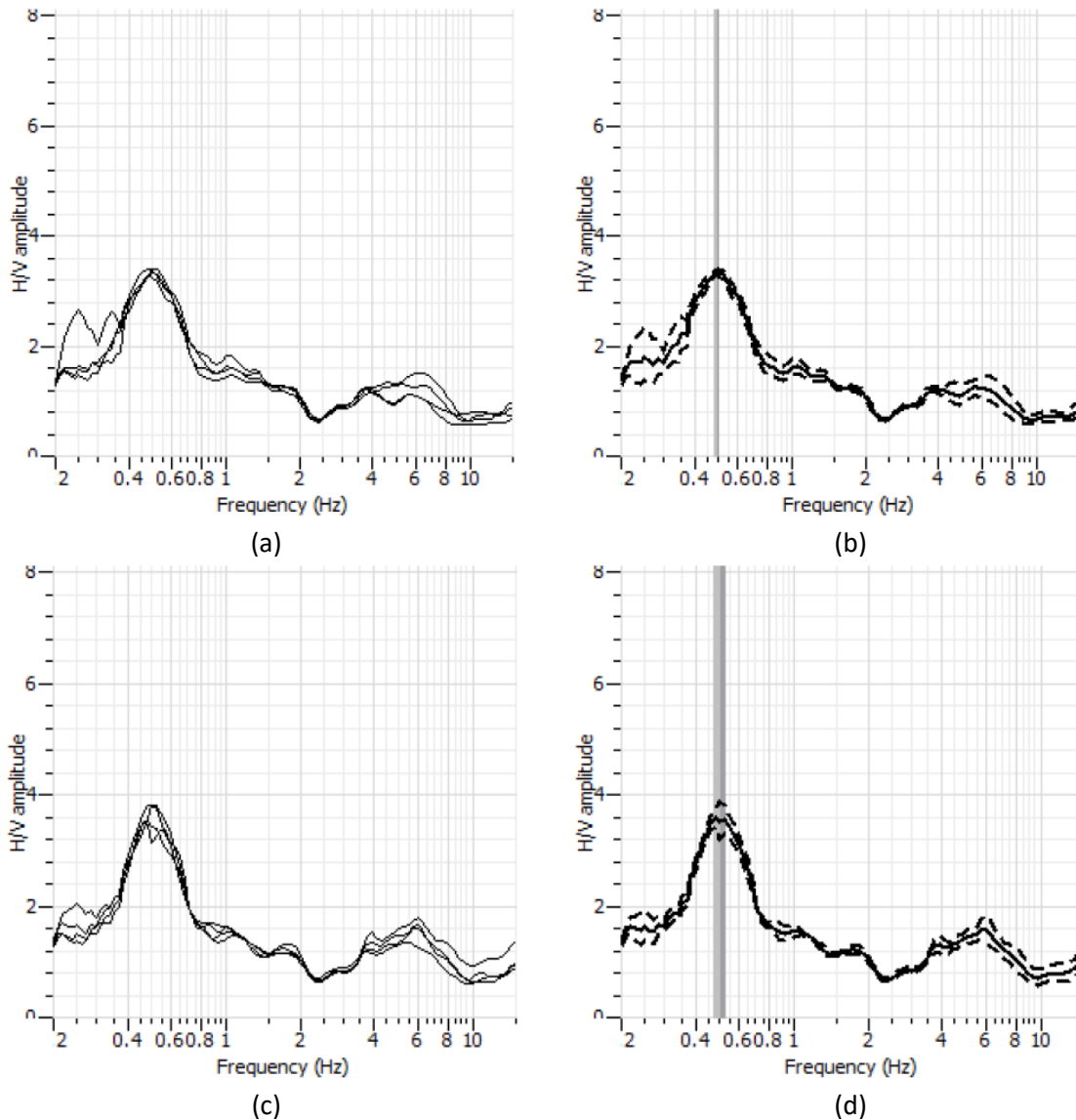


Figura A 3. Resumen de razones espectrales H/V en el Sitio 2. (a) Promedio de las razones espectrales de los registros de cada sensor en la configuración 2a, (b) promedio y desviación estándar de todos los registros en la configuración 2a, (c) promedio de las razones espectrales de los registros de cada sensor en la configuración 2b y (d) promedio y desviación estándar de todos los registros en la configuración 2b.

Las frecuencias predominantes y amplitudes máximas de las mediciones de cada sensor se muestran en la Tabla A 1. La razón espectral H/V promedio tiene

una amplitud máxima de 3,44 a 0,5 [Hz]. Dada la reducida desviación estándar de los resultados, se puede inferir que el sitio no presenta variaciones laterales en el subsuelo. De la configuración b, se tiene que el puente no influye en la frecuencia predominante del suelo.

Tabla A 5. Resultados de razones espectrales en el Sitio 2

Sensor	f_0 [Hz]	A_0 [-]
dgf1 2a	0,51	3,30
dgf2 2a	0,50	3,40
dgf3 2a	0,48	3,39
dgf4 2a	0,49	3,26
dgf1 2b	0,49	3,81
dgf2 2b	0,50	3,45
dgf3 2b	0,49	3,35
dgf4 2b	0,54	3,57
Promedio	0,50	3,44

El perfil de velocidades de onda de corte que mejor ajusta los datos medidos en el sitio (perfil negro en la Figura A 4a) se obtiene a partir de una curva de dispersión representativa (Figura A 4b), obtenida en forma similar a la del Sitio 1.

La mínima frecuencia resuelta en la curva de dispersión promedio es de 1,8 [Hz] para una velocidad de fase de 420,0 [m/s]. Con estos valores, la longitud de onda máxima se estima en 230,0 [m], por lo que se considera que la profundidad de exploración máxima es 90,0 [m].

Las velocidades y espesores de cada una de las capas del perfil que mejor ajusta los datos se detallan en la Tabla A 6. A partir de estos valores, se puede calcular que la velocidad promedio de los 30 m superiores del sitio es **$V_{s30} = 287,0$ m/s**.

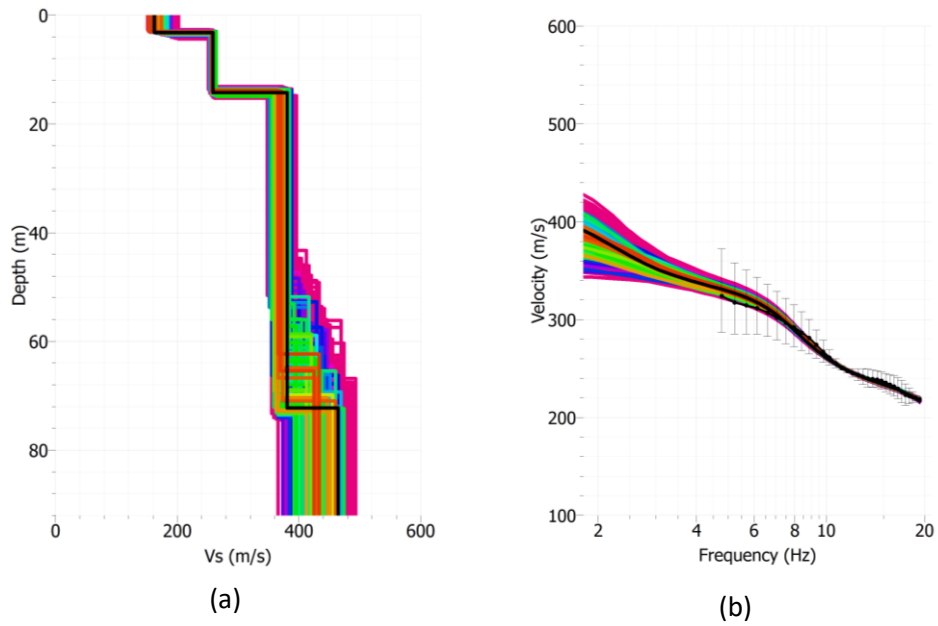
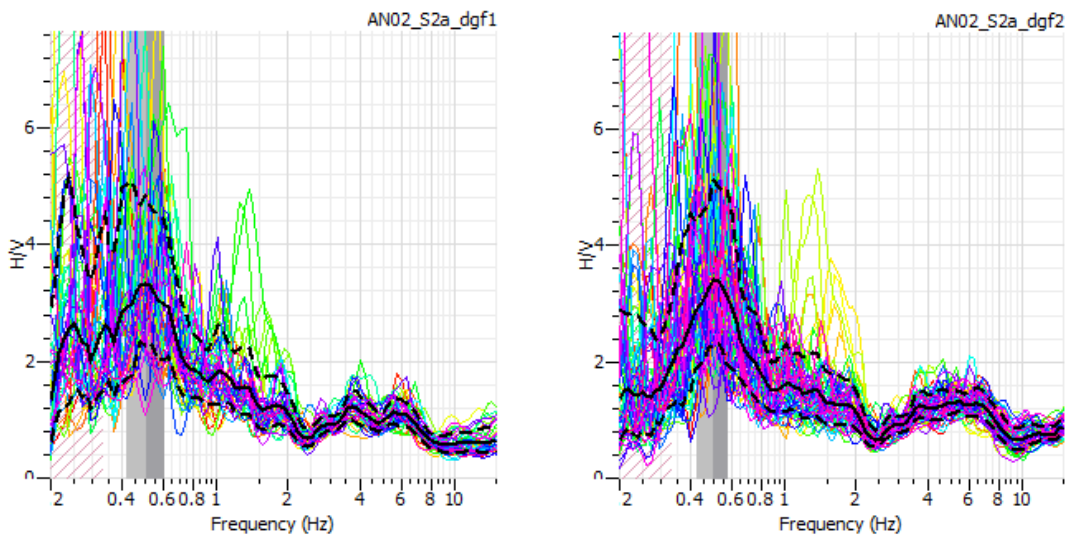
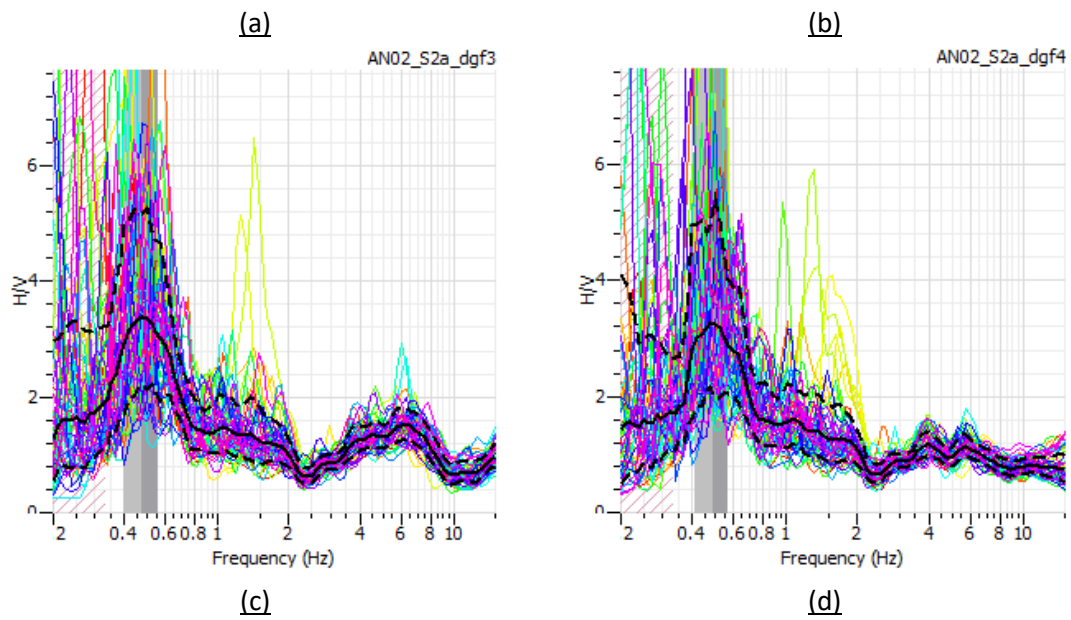


Figura A 4. (a) Perfiles de velocidad de onda de corte que mejor ajustan los datos medidos en el Sitio 2. El perfil en negro es el de mejor ajuste. (b) Curvas de dispersión asociadas a los perfiles de velocidad en colores y curva de dispersión medida en terreno junto a su desviación estándar en negro.

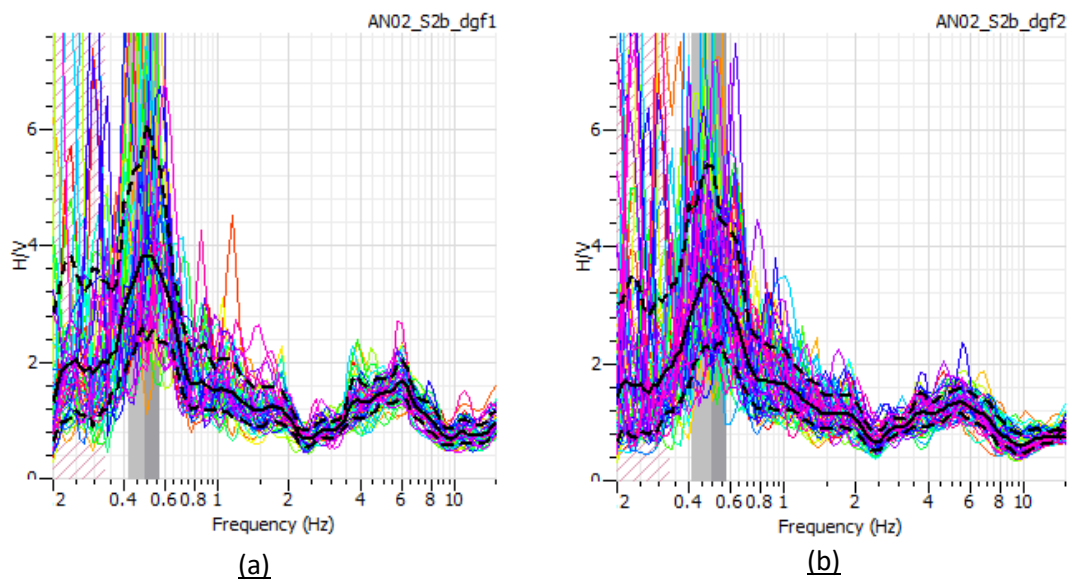
Tabla A 6. Modelo de velocidades del perfil con mejor ajuste en el Sitio 2

Capa	Espesor [m]	Vs [m/s]
1	3.0	162
2	11.0	260
3	59	380
4	-	465





(c) (d)
 Figura A 5. Curvas H/V del sitio 2a, segunda campaña. Instrumentos : (a) dgf1 (b) dgf2 (c) dgf3 (d) dgf4



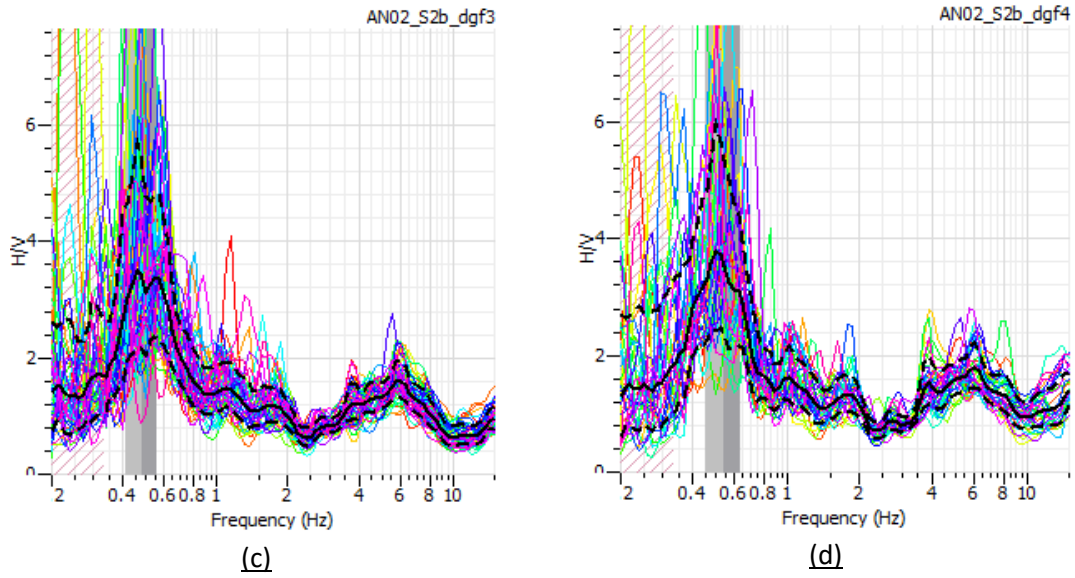


Figura A 6. Curvas H/V del sitio 2b, segunda campaña. Instrumentos : (a) dgf1 (b) dgf2 (c) dgf3 (d) dgf4

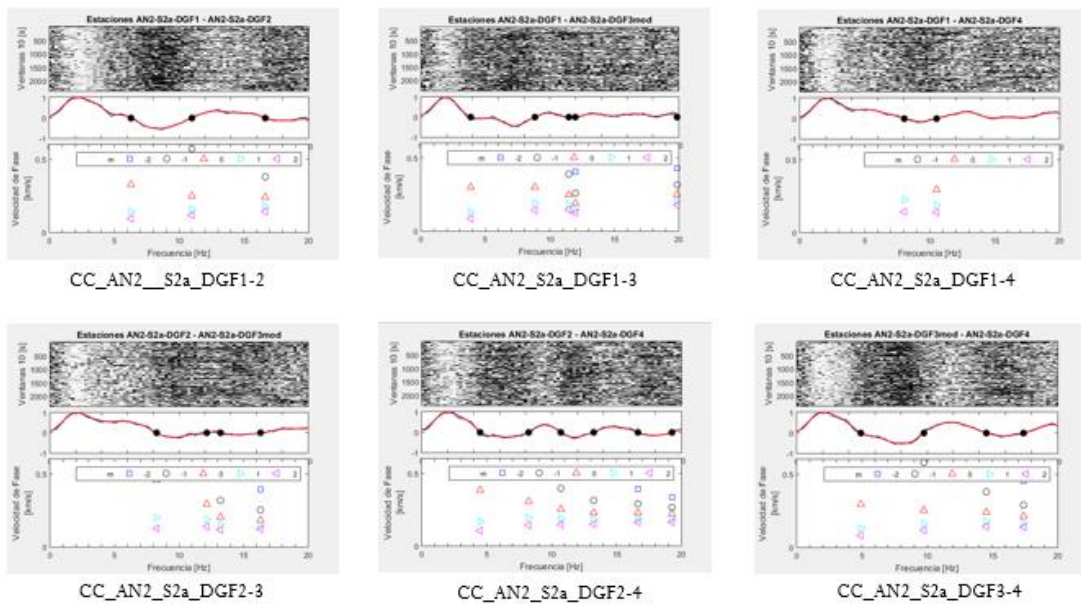


Figura A 7. Correlaciones cruzadas de ruido sísmico, Sitio 2a, segunda campaña

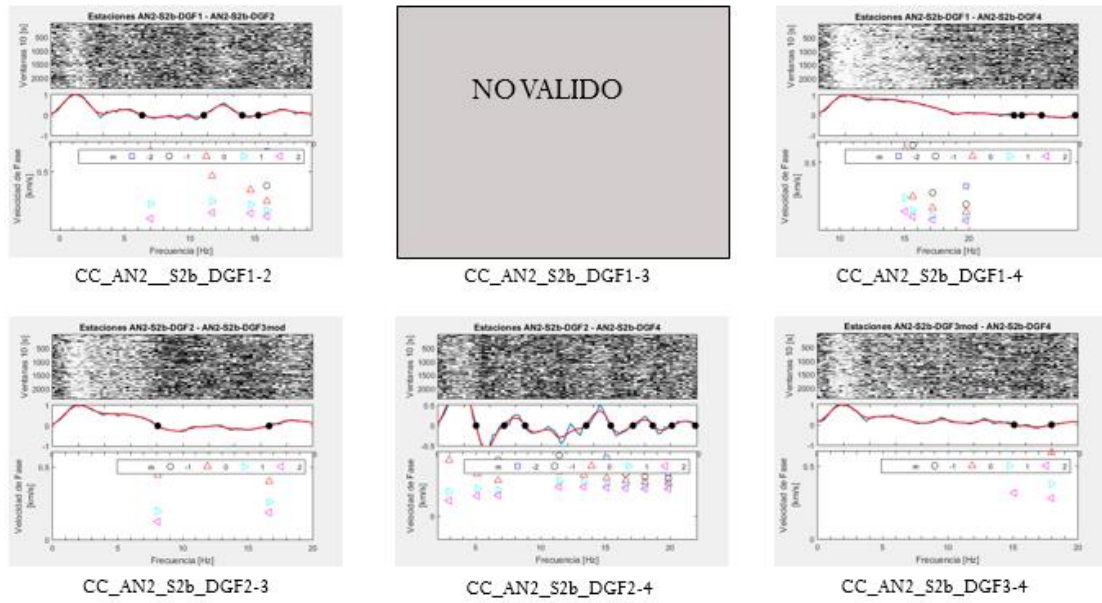


Figura A 8. Correlaciones cruzadas de ruido sísmico, Sitio 2b, segunda campaña

A.1.3. Sitio 4

Tabla A 7. Distancia entre sensores en el Sitio 4, primera campaña

Distancias entre sensores [m]				
	DGF1	DGF2	DGF3	DGF4
DGF1		20	25	40,3
DGF2	20		15	35
DGF3	25	15		20
DGF4	40,3	35	20	

Tabla A 8. Distancia entre sensores en el Sitio 4, segunda campaña

Distancias entre sensores [m]				
	dgf1	dgf2	dgf3	dgf4
dgf1		20	27,9	40,5
dgf2	20		19,4	35,2

dgf3	27,9	19,4	15,8
dgf4	40,5	35,2	15,8

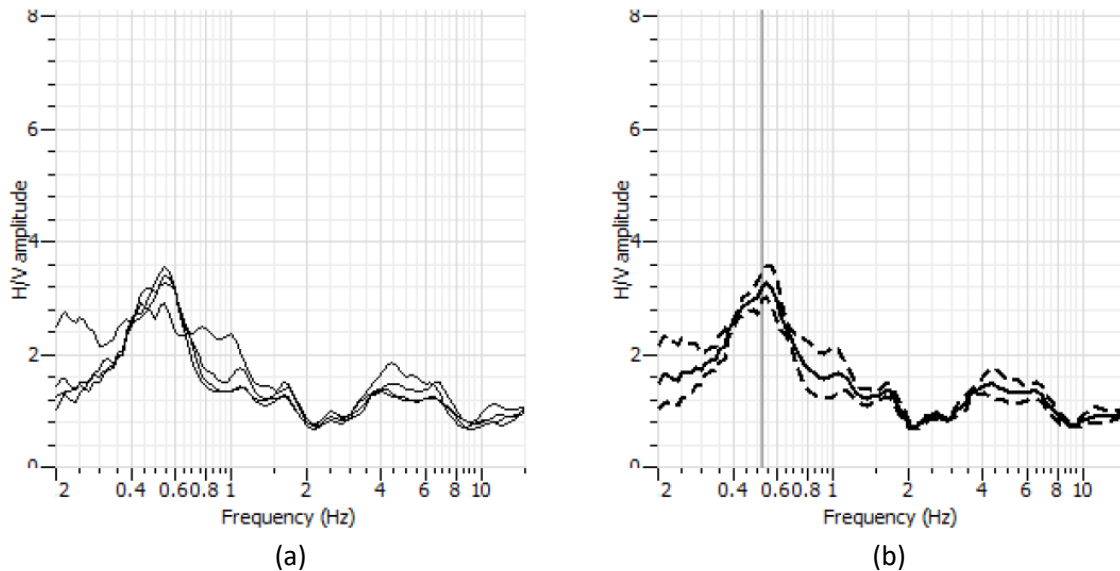


Figura A 9. Resumen de razones espectrales H/V en el Sitio 4. (a) Promedio de las razones espectrales de los registros de cada sensor, (b) promedio y desviación estándar de todos los registros en la configuración.

Las frecuencias predominantes y amplitudes máximas de las mediciones de cada sensor se muestran en la Tabla A 9. La razón espectral H/V promedio tiene una amplitud máxima de 3.22 a 0.53 [Hz]. La desviación estándar en este sitio es mayor que en los casos anteriores porque una de las mediciones tiene una razón espectral distinta al resto.

Tabla A 9. Resultados de razones espectrales en el Sitio 4

Sensor	f_0 [Hz]	A_0 [-]
dgf1	0,56	2,90
dgf2	0,53	3,48
dgf3	0,52	3,24
dgf4	0,52	3,25
Promedio	0,53	3,22

El perfil de velocidades de onda de corte que mejor ajusta los datos medidos en el sitio (perfil negro en la Figura A 10a) se obtiene a partir de una curva de dispersión representativa (Figura A 10b), obtenida sólo a partir del método de las correlaciones cruzadas.

La mínima frecuencia resuelta en la curva de dispersión promedio es de 1,7 [Hz] para una velocidad de fase de 390 [m/s]. Con estos valores, la longitud de

onda máxima se estima en 228,0 [m], por lo que se considera que la profundidad de exploración máxima es 90,0 [m].

Las velocidades y espesores de cada una de las capas del perfil que mejor ajusta los datos se detallan en la Tabla A 1. A partir de estos valores, se puede calcular que la velocidad promedio de los 30 m superiores del sitio es $V_{s30} = 278,0$ m/s.

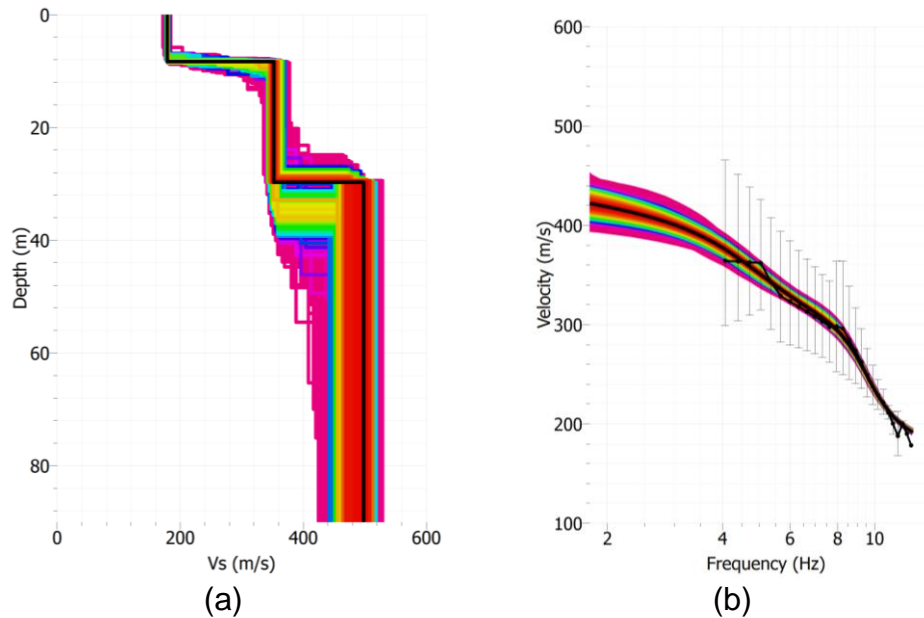
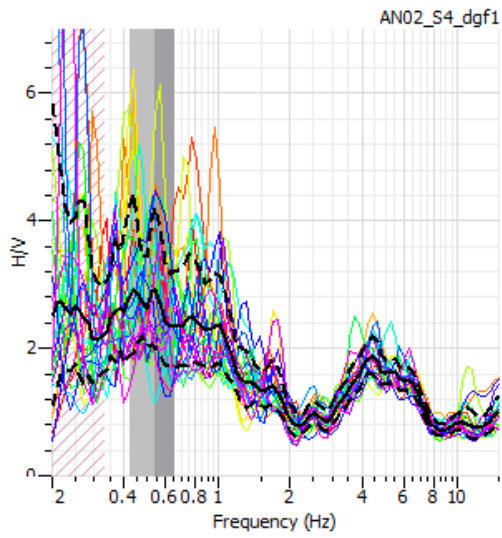


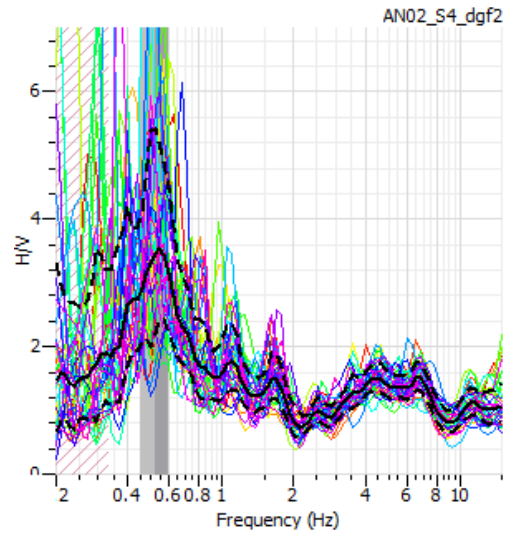
Figura A 10. (a) Perfiles de velocidad de onda de corte que mejor ajustan los datos medidos en el Sitio 4. El perfil en negro es el de mejor ajuste. (b) Curvas de dispersión asociadas a los perfiles de velocidad en colores y curva de dispersión medida en terreno junto a su desviación estándar en negro.

Tabla A 10. Modelo de velocidades del perfil con mejor ajuste en el Sitio 4

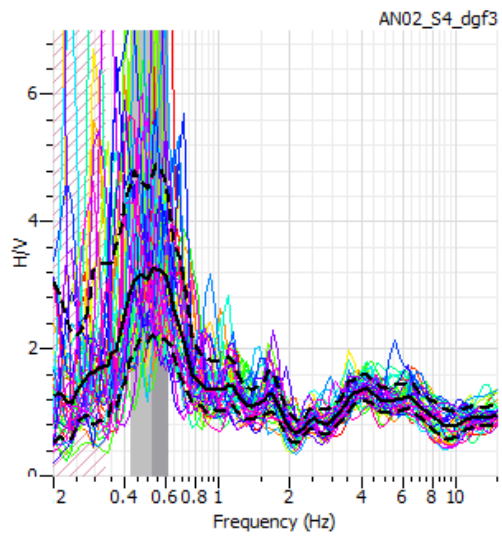
Capa	Espesor [m]	Vs [m/s]
1	8,0	177,0
2	22,0	350,0
3	-	500,0



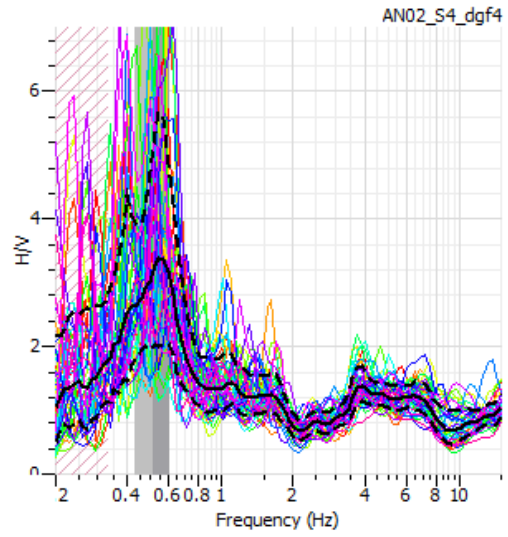
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura A 11. Curvas H/V del sitio 4, segunda campaña. Instrumentos :(a) dgf1 (b) dgf2 (c) dgf3 (d) dgf4

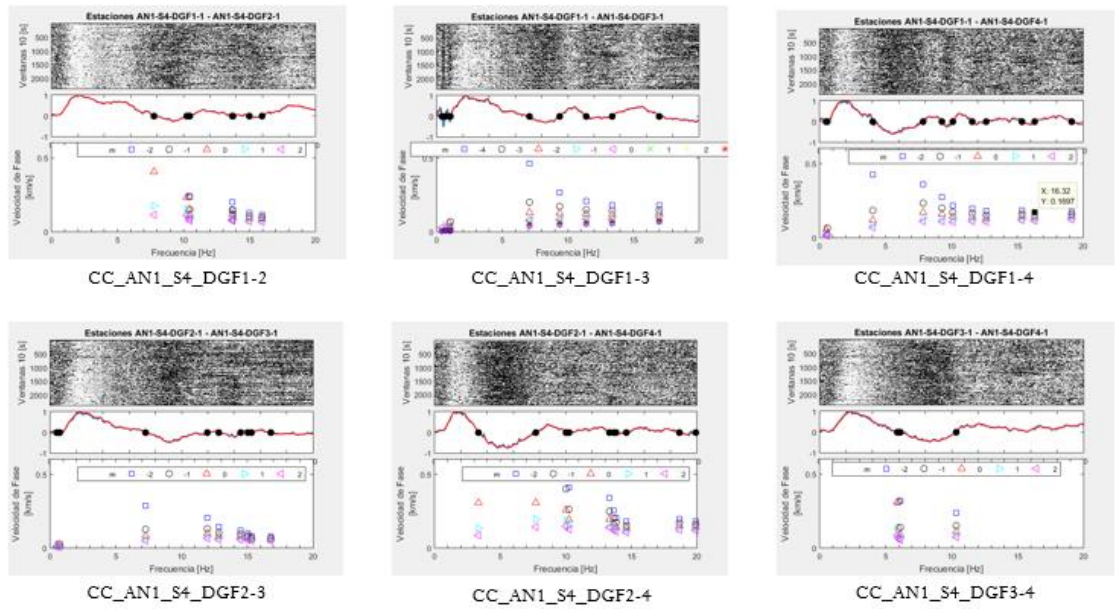


Figura A 12. Correlaciones cruzadas de ruido sísmico, Sitio 4, primera campaña

Anexo B. Registros Columnas de Suelo

B.1.1. Registros en Superficie NS

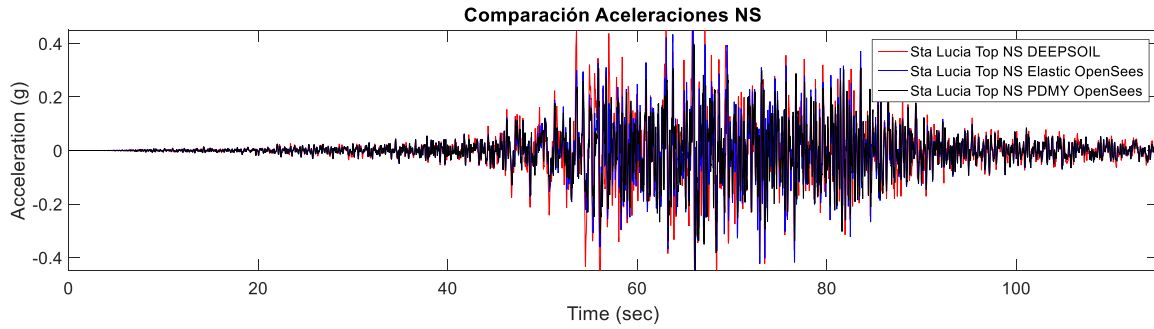


Figura B 1. Comparación de aceleraciones en superficie, orientación NS.

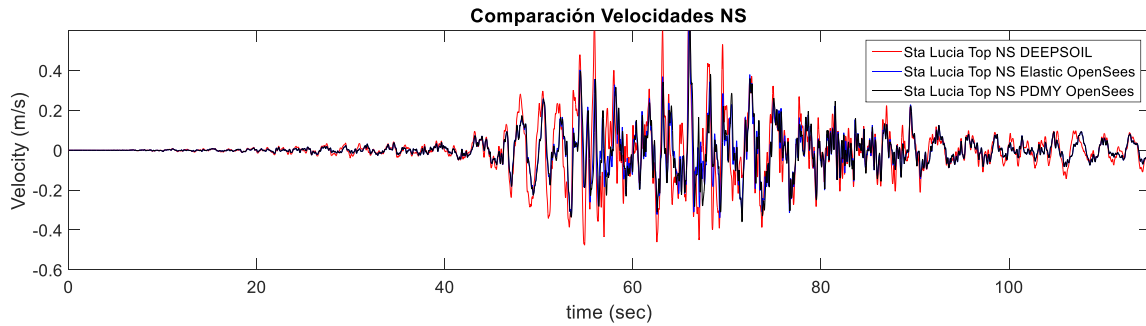


Figura B 2. Comparación de velocidades en superficie, orientación NS.

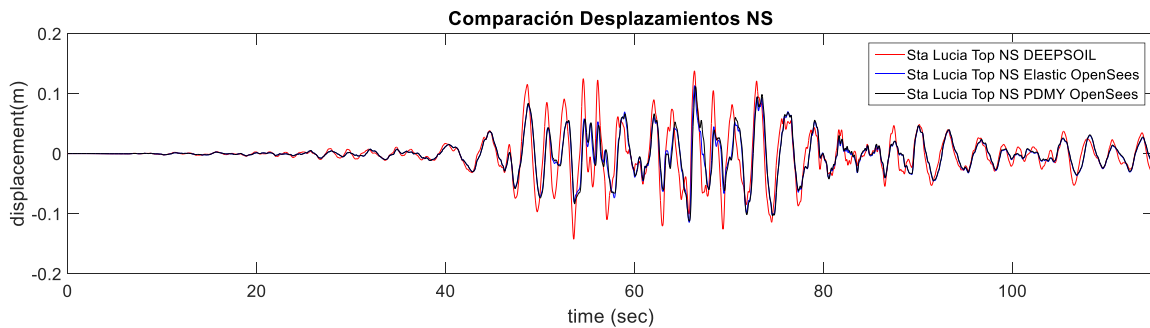


Figura B 3. Comparación de desplazamientos en superficie, orientación NS.

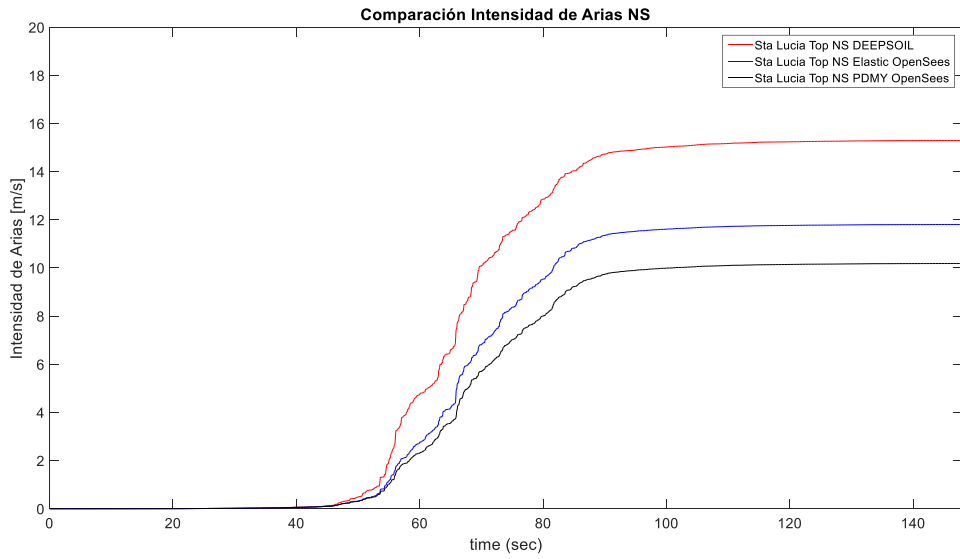


Figura B 4. Comparación de intensidades de Arias en superficie, orientación NS.

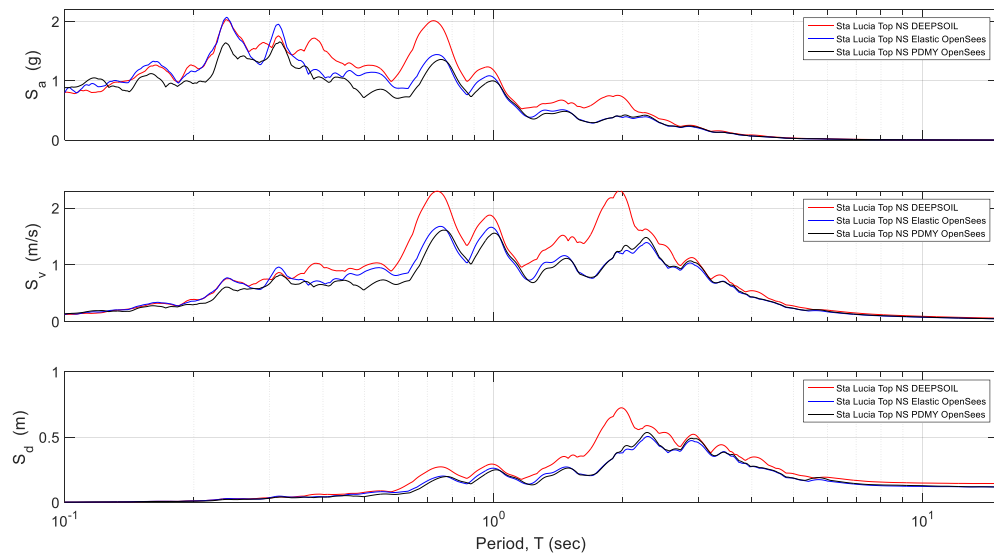


Figura B 5. Comparación de espectros de respuesta en superficie, orientación NS.

B.1.2. Registros a 32 m de profundidad

B.1.2.1 NS

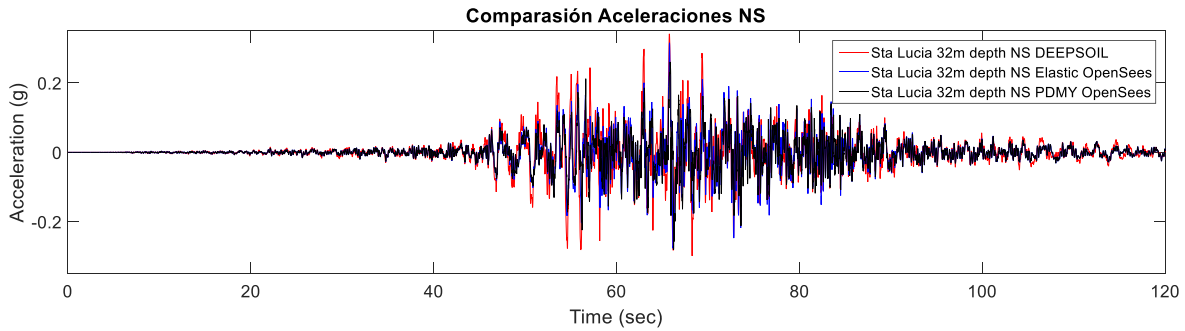


Figura B 6. Comparación de aceleraciones a 32 m de profundidad, orientación NS.

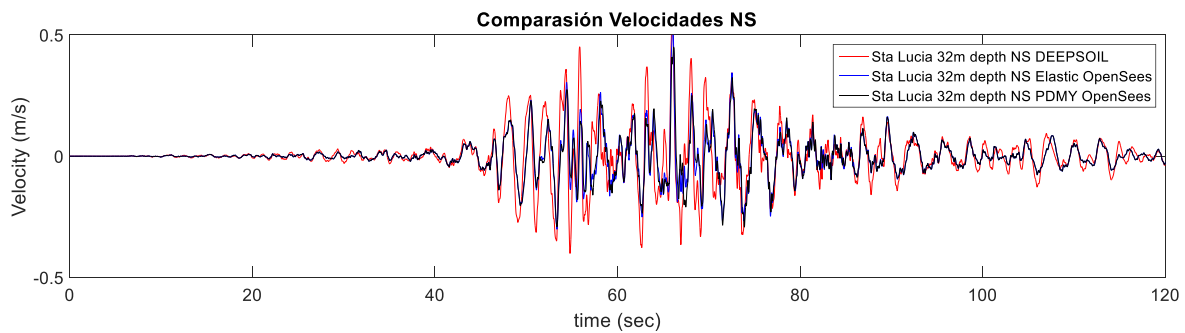


Figura B 7. Comparación de velocidades a 32 m de profundidad, orientación NS.

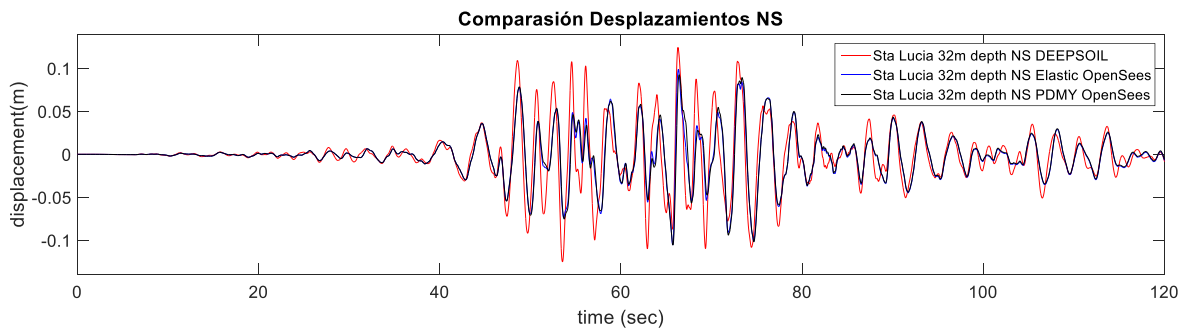


Figura B 8. Comparación de desplazamientos a 32 m de profundidad, orientación NS.

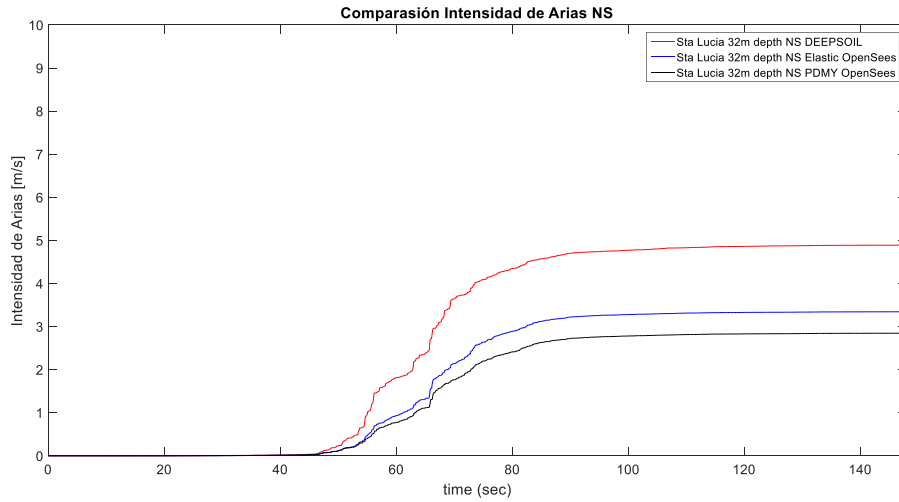


Figura B 9. Comparación de intensidad de Arias a 32 m de profundidad, orientación NS.

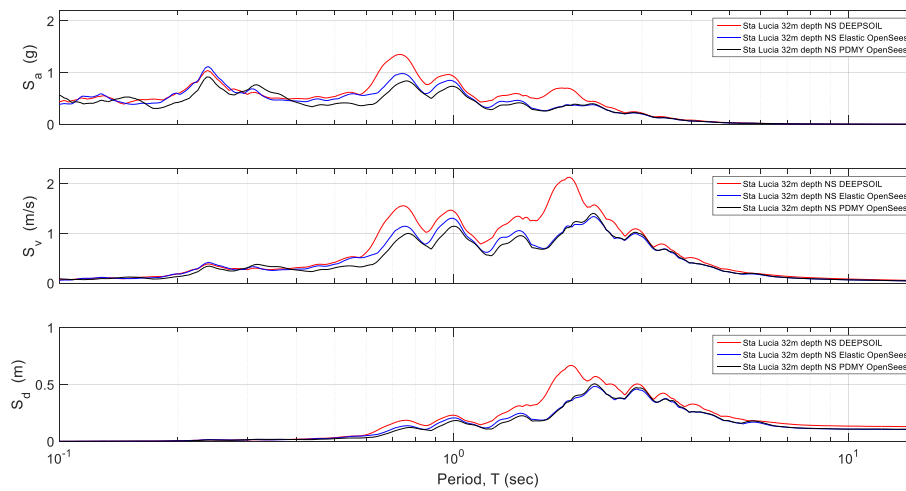


Figura B 10. Comparación de espectros de respuesta a 32 m de profundidad, orientación NS.

B.1.2.2 EW

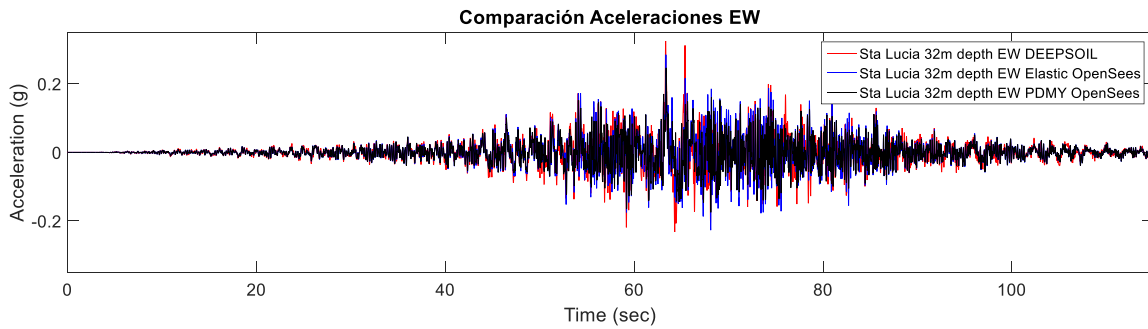


Figura B 11. Comparación de aceleraciones a 32 m de profundidad, orientación EW.

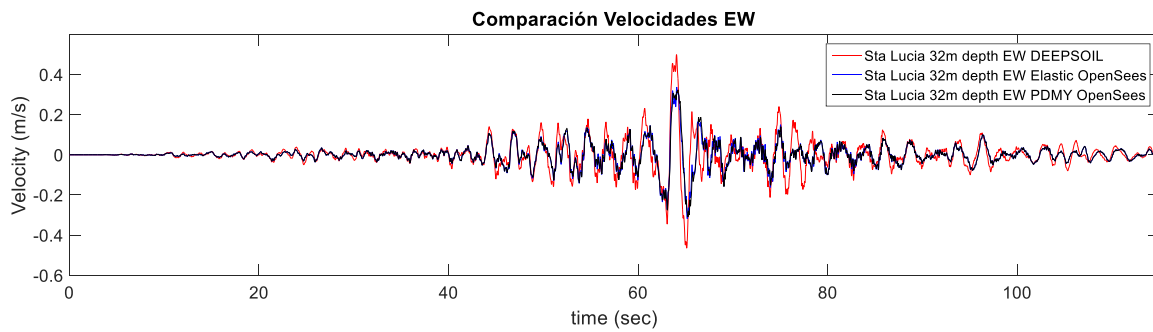


Figura B 12. Comparación de velocidades a 32 m de profundidad, orientación EW.

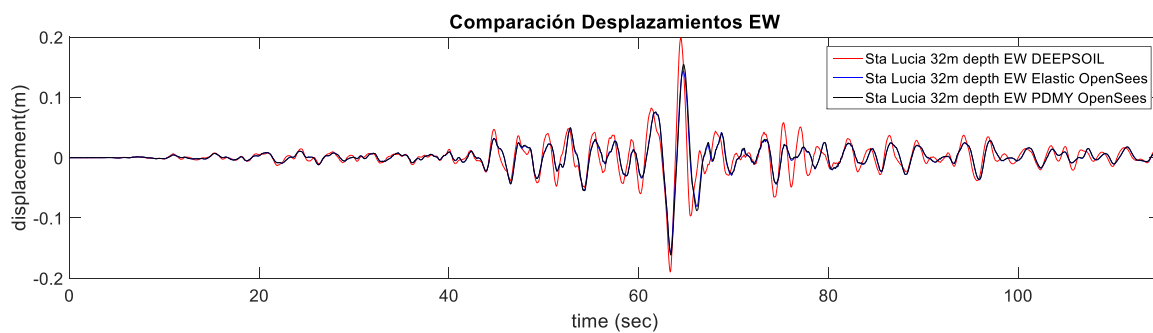


Figura B 13. Comparación de desplazamientos a 32 m de profundidad, orientación EW.

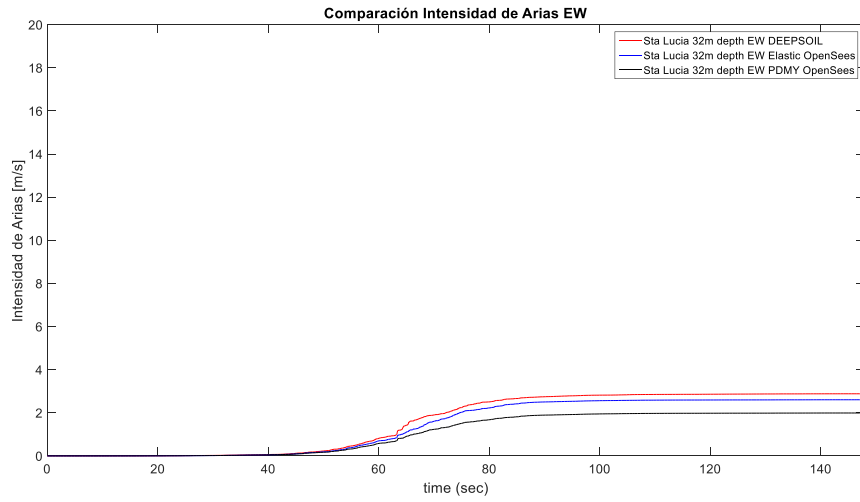


Figura B 14. Comparación de intensidades de Arias a 32 m de profundidad, orientación EW.

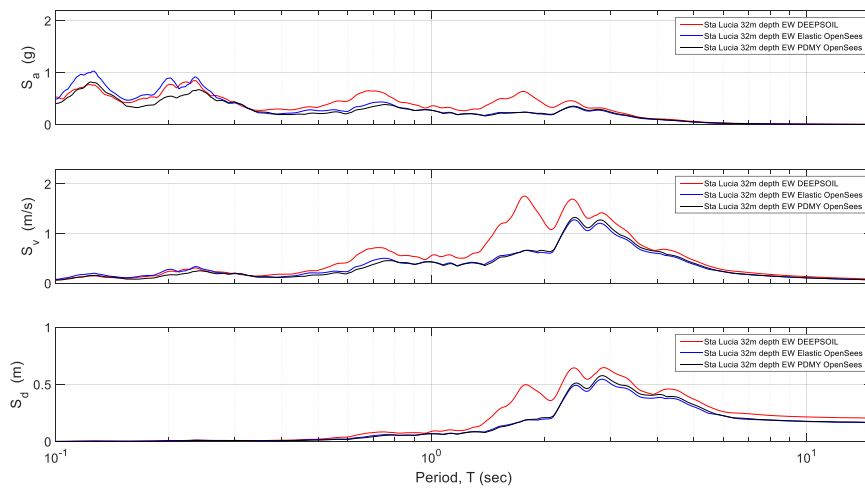


Figura B 15. Comparación de espectros de respuesta a 32 m de profundidad, orientación EW.

Anexo C. Cálculo del Módulo de Balasto

En la memoria de infraestructura al suelo se le asigna un módulo de elasticidad $E_0 = 10.000 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$ constante en la profundidad, y el coeficiente de balasto se calcula según la siguiente expresión

$$C = \frac{0,9 \cdot E_0}{b} \quad (0.1)$$

Con $b = \text{diametro de la pila}$

Cabe destacar que el módulo de elasticidad entregado es más bajo que los módulos propuestos por la Tabla 3.604.208.A del Vol. 3 del MdC. Adicionalmente el supuesto del módulo constante en profundidad no es válido para suelo granulares.

De esto se tiene $C = 7.500 \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right]$, adicionalmente se considera un factor de corrección de la rigidez antes cargas sísmicas $Fr = 1,5[-]$, tomado de la tabla 3.1003.303(1). A del Vol3 del MdC. Para incluir el efecto en grupo se multiplica por un factor $Cr=0,37 [-]$. Tomando una discretización de la pila cada 1,2 [m] calculan las rigideces de los resortes como:

$$k_{simple} = 0,9 \cdot \frac{E_0}{b} \cdot h_i \cdot D \cdot Fr \quad (0.2)$$

$$k_{grupo} = 0,9 \cdot \frac{E_0}{b} \cdot h_i \cdot D \cdot Fr \cdot Cr \quad (0.3)$$

Donde

$h_i = \text{discretización del elemento [m]}$

$D = \text{diamtro de la pila}$

Obteniendo:

$$k_{simple} = 16200 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 158760 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$k_{grupo} = 5994 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 58741 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Es importante notar que no utilizan el área efectiva de la pila, utilizan un área proyectada. Como consecuencia se tiene un resorte menos rígido de lo que debiese ser.

Estos datos podrían estar considerando un suelo menos rígido que el que realmente se tiene. De hecho, usando las relaciones elásticas corresponde a un

suelo con velocidad de onda de corte de 168 [m/s]. Se decide adaptar el valor del módulo de Balasto a uno calculado a partir de los módulos de elasticidad obtenidos de las relaciones elásticas y compararlos con los módulos propuestos en la literatura. En el libro “Foundation Analysis and Design” (Bowles, 1997), en la Tabla C 1, se muestran los valores representativos del módulo de balasto, y limita los valores de una grava arenosa densa a 400 [MN/m³], por lo tanto el Balasto del estrato 3 se deja arbitrariamente en 350 [MN/m³]. En la siguiente tabla se muestran los nuevos módulos de Balasto y las constantes de los resortes

Tabla C 1. Módulos elásticos del suelo

Estrato	$E_0 \left[\frac{MN}{m^2} \right]$	$E_0 \left[\frac{ton}{m^2} \right]$
1	142	14200
2	284	28400
3	670	67000

El área efectiva se calcula usando el factor “cm” propuesto en la sección 16-15.2 del libro Bowles(Bowles, 1997). Para un pilote con diámetro de $D = 1,2 [m]$ se tiene $cm = 1,25$. Por lo tanto, considerando una discretización de 1,6 [m] el área efectiva es:

$$A_{eff} = cm \cdot D \cdot \Delta H$$

$$A_{eff} = 1,25 \cdot 1,2 \cdot 1,6 = 2,4 [m^2]$$

Luego, la constante elástica de los resortes se calculan como

$$k_{resorte} = k_s \cdot A_{eff}$$

En la siguiente tabla se muestran los valores obtenidos para las constantes de los resortes.

Tabla C 2. Módulos de Balasto y resortes equivalentes

Estrato	Módulo de Balasto ks MN/m ³	Resorte equivalente
	MN/m ³	MN/m
1	104	250
2	208	500
3	350	840

En el modelo de SAP2000, se utilizó como constante de resorte $k_r=158$ [MN/m] para un $\Delta H = 1,2 [m]$. Considerando $\Delta H = 1,6 [m]$, k_r aumenta a 212 [MN/m].

El efecto de grupo se da cuando los bulbos de influencia de un pilote se traslapan con el de otro. En la dirección transversal del puente ocurre este fenómeno y el factor de reducción se calcula como

$$\alpha_i = \alpha_L \cdot \alpha_Q = 0,45$$

Donde, α_L se obtiene de la figura 8.12 y α_Q de la figura 8.13 de la norma DIN4014. Este valor aplica para 2 de los 3 pilotes, puesto que uno queda “libre”. El pilote que queda libre depende de la dirección de la fuerza, y esta cambia según la dirección del sismo. Por simpleza se castigan todos por igual en el eje Y.

Los resortes son modelados usando el material *Steel01*, considerando una plastificación del suelo cuando se alcanza el empuje pasivo y un parámetro de endurecimiento de $b=0$.

Para el empuje pasivo se utiliza la fórmula planteada por Jacky (1944)

$$Kp = \frac{1 + \text{sen}(\phi)}{1 - \text{sen}(\phi)}$$

Donde Kp es el coeficiente lateral de empuje pasivo y ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo.

El empuje pasivo se determina según la teoría de Rankine:

$$\sigma'_{pasivo} = Kp \cdot \sigma'_v + 2c\sqrt{Kp}$$

Donde,

σ'_v =esfuerzo efectivo vertical

c =cohesion

Se asumió una cohesión de 10 [kPa] para todos los suelos y el esfuerzo vertical fue calculado en la mitad del estrato. Con estas consideraciones se tiene los empujes pasivos del suelo. Al multiplicar por el área se tiene la fluencia del resorte.

Tabla C 3. Empuje pasivo del suelo

ϕ [°]	Kp	σ'_p $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$	Ep [kN]
35	1.86	98.0	188.1
37	1.93	357.7	686.9
39	2.00	598.9	1149.9

Anexo D. Resultados

Espectro EW

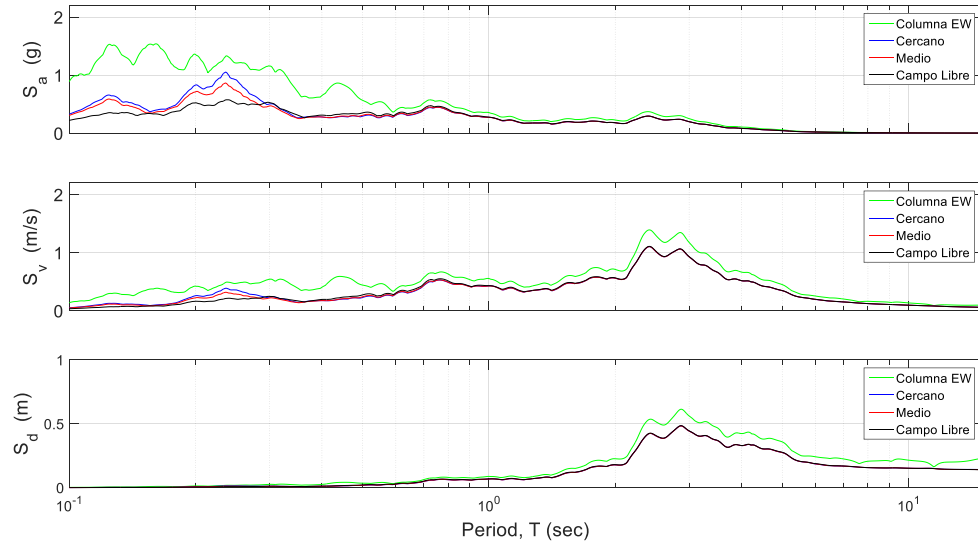


Figura D 1. Espectros de Respuesta EW, modelo 3D.