

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**“ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS”**

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR**

**LUIS FERNANDO VERGARAY ASTUPIÑA**

**ASESOR**

**Dr. ZENÓN AGUILAR BARDALES**

**LIMA – PERÚ**

**2022**

© 2022, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir la tesis en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”**

Vergaray Astupiña, Luis Fernando

[lvergaraya@uni.pe](mailto:lvergaraya@uni.pe)

(+51) 959 169 710

### **DEDICATORIA:**

Con mucho cariño principalmente a mis abuelos Tomás y Adriana por el cariño y la confianza que en mi depositaron. A mis padres y hermana quienes han estado conmigo en todo momento. A mi novia y demás amigos por su constante apoyo motivacional.

## **AGRADECIMIENTOS**

A Dios, por las bendiciones con las que llena vida.

A mi preciada familia, por el cuidado especial que tuvieron conmigo. En especial a mis abuelos Tomás y Adriana por su gran ejemplo de sencillez y amor al trabajo. A mis padres quienes siempre se preocuparon por brindarme una buena formación profesional, en especial a mi madre Miriam por su gran ejemplo de perseverancia y determinación.

A mi asesor el Dr. Zenón Aguilar Bardales, por su enorme confianza depositada en mí, por el gran apoyo que me brinda y por su constante respaldo e invaluable guía que siempre me ha brindado.

A los profesores de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, por la buena calidad en la educación y los inolvidables ejemplos que imparten y a los grandes amigos que hice en la universidad, por hacer de la etapa universitaria una de las mejores de mi vida, superando memorables situaciones.

A todas las personas que de alguna manera contribuyeron en el desarrollo de la presente Tesis, colegas de ZER Geosystem Perú S.A.C. y el CISMID tales como Juan C. Tarazona, José Barrantes y Jairo Cueva por su apoyo en el procesamiento de la información.

## ÍNDICE

RESUMEN .....	5
ABSTRACT .....	6
PRÓLOGO .....	7
LISTA DE TABLAS.....	9
LISTA DE FIGURAS.....	10
<b>1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>15</b>
<b>1.1 ANTECEDENTES .....</b>	<b>15</b>
<b>1.2 PROBLEMÁTICA.....</b>	<b>17</b>
<b>1.3 OBJETIVOS .....</b>	<b>17</b>
1.3.1 Objetivo general .....	17
1.3.2 Objetivos específicos .....	17
<b>2. CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO .....</b>	<b>19</b>
<b>2.1 COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL SUELO .....</b>	<b>19</b>
2.1.1 Rollins <i>et al.</i> , 1998.....	19
2.1.2 Lin <i>et al.</i> , 2000 .....	21
2.1.3 Menq, 2007.....	23
2.1.4 Araei <i>et al.</i> , 2010.....	24
<b>2.2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS.....</b>	<b>25</b>
2.2.1 Tipos de fallas .....	27
2.2.1.1 Movimiento del terreno.....	27
2.2.1.2 Falla del terreno.....	28
2.2.2 Tipos de deformaciones.....	29
2.2.2.1 Compresión y extensión axial .....	29
2.2.2.2 Flexión Longitudinal .....	29
2.2.2.3 Deformaciones Transversales .....	30
<b>2.3 METODOLOGÍAS DE ANÁLISIS.....</b>	<b>30</b>

2.3.1	Soluciones analíticas de interacción para deformaciones tipo <i>Racking</i> .....	30
2.3.1.1	Deformaciones de campo libre .....	31
2.3.2	Interacción suelo estructura .....	32
2.3.2.1	Análisis Dinámico tiempo historia .....	33
<b>2.4</b>	<b>MODELAMIENTO NUMÉRICO</b> .....	<b>33</b>
2.4.1	Definición general de esfuerzos .....	34
2.4.2	Definición general de deformaciones .....	36
<b>2.5</b>	<b>MODELO CONSTITUTIVO HARDENING SOIL</b> .....	<b>37</b>
2.5.1	Parámetros de resistencia .....	38
2.5.2	Rigidez para la carga primaria .....	39
2.5.3	Función de fluencia por corte .....	40
2.5.4	Potencial Plástico .....	41
2.5.5	Superficie de fluencia tipo Cap .....	43
<b>2.6</b>	<b>MODELO HS SMALL</b> .....	<b>45</b>
2.6.1	Parámetros que afectan el comportamiento del suelo a bajas deformaciones .....	45
2.6.2	Relación de Hardin Drnevich .....	45
2.6.3	Formulación a bajas deformaciones .....	46
<b>2.7</b>	<b>ELEMENTOS FINITOS</b> .....	<b>50</b>
2.7.1	Elementos Tipo Soil .....	51
2.7.2	Elementos tipo plate .....	52
2.7.3	Elementos de Interfases .....	53
<b>3.</b>	<b>CAPÍTULO III: AMBIENTE SÍSMICO Y CARACTERIZACIÓN DE SITIO</b> .....	<b>54</b>
<b>3.1</b>	<b>AMBIENTE SÍSMICO</b> .....	<b>54</b>
3.1.1	Marco Neotectónico Regional .....	54
3.1.2	Marco Sismotectónico .....	55
3.1.2.1	Sismicidad de Interfase – Segmento Central .....	56
3.1.2.2	Sismicidad Intraplaca .....	57
<b>3.2</b>	<b>CARACTERIZACIÓN DE SITIO</b> .....	<b>58</b>
3.2.1	Geomorfología Local .....	58
3.2.2	Parámetros Geotécnicos .....	59
<b>3.3</b>	<b>GEOMETRÍA DEL TUNEL</b> .....	<b>61</b>
<b>4.</b>	<b>CAPÍTULO IV: GENERACIÓN DE MOVIMIENTOS DE DISEÑO</b> .....	<b>62</b>
<b>4.1</b>	<b>ANÁLISIS DE PROBABILÍSTICO DE PELIGRO SÍSMICO</b> .....	<b>62</b>

4.1.1	Modelo Sismotectónico empleado.....	63
4.1.2	Ecuaciones de predicción del movimiento .....	65
4.1.3	Nivel de movimientos de análisis .....	65
<b>4.2</b>	<b>GENERACIÓN DE ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS .....</b>	<b>66</b>
4.2.1	Selección de movimientos .....	66
4.2.2	Ajuste Espectral .....	66
<b>5.</b>	<b>CAPÍTULO V: ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS .....</b>	<b>69</b>
<b>5.1</b>	<b>MODELOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA .....</b>	<b>69</b>
5.1.1	Propiedades del suelo.....	70
5.1.2	Propiedades de los elementos estructurales.....	73
5.1.3	Amortiguamiento de Rayleigh .....	73
5.1.4	Fases de cálculo .....	75
5.1.5	Puntos de Control .....	76
<b>6.</b>	<b>CAPÍTULO VI: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....</b>	<b>77</b>
<b>6.1</b>	<b>Respuesta Sísmica del terreno en campo libre .....</b>	<b>77</b>
<b>6.2</b>	<b>Respuesta Sísmica Del Túnel.....</b>	<b>79</b>
6.2.1	Patrones de deformación .....	79
6.2.2	Desplazamientos verticales .....	79
6.2.3	Elementos estructurales .....	82
<b>6.3</b>	<b>Influencia en la respuesta sísmica del terreno.....</b>	<b>83</b>
6.3.1	Deformaciones cortantes en el suelo .....	83
6.3.2	Degradación del suelo .....	86
6.3.3	Espectros de aceleración y desplazamientos .....	87
	<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>92</b>
	<b>RECOMENDACIONES .....</b>	<b>96</b>
	<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>98</b>
<b>7.</b>	<b>ANEXOS .....</b>	<b>104</b>
<b>ANEXO A.</b>	<b>AJUSTE ESPECTRAL .....</b>	<b>105</b>

---

ANEXO B. ANÁLISIS DE RESPUESTA.....	111
-------------------------------------	-----



## RESUMEN

En los últimos años se ha desarrollado la ingeniería subterránea en el Perú, particularmente en Lima, donde se está construyendo una red de transporte masivo subterránea. Sin embargo, el conocimiento local sobre el análisis sísmico de estas estructuras es muy limitado. Por ejemplo, el código de diseño sísmico peruano para estas estructuras está en marcha a pesar de que estos proyectos de infraestructura subterránea llevan en desarrollo más de una década. Por lo tanto, para brindar información sobre el comportamiento sísmico de estas estructuras, en esta investigación se presentan dos enfoques para el análisis sísmico de un túnel "Cut and cover" en las gravas de la ciudad de Lima. El primero considera un análisis de respuesta de suelo en campo libre y el segundo un análisis dinámico de la interacción entre el túnel y el suelo. Para este propósito se obtuvieron registros sísmicos a partir de un proceso de ajuste espectral de eventos sísmicos de subducción históricos. El análisis de respuesta sísmica de sitios en condición de campo libre y condición de interacción se realizó utilizando el método de elementos finitos, modelando el comportamiento dinámico del suelo con el modelo constitutivo "*Hardening Soil with Small Strains Stiffness*" (HSS), mientras que para el túnel se empleó el modelo elástico lineal. Las propiedades dinámicas de los materiales se estimaron a partir de pruebas geofísicas y se basaron en la literatura disponible para este tipo de suelos aluviales de grava. El análisis de respuesta sísmica en términos de aceleraciones y desplazamientos muestra una fuerte influencia de la presencia del túnel en áreas cercanas a la estructura, además, se observaron patrones de deformación en las proyecciones laterales de la superficie, destacando los efectos de la interacción suelo-estructura sobre el suelo circundante.

## ABSTRACT

Over the past few years, the underground engineering has been developed in Lima, Peru, where a massive subway transportation network is being built. However, local knowledge about the seismic analysis of these structures is limited. For instance, the Peruvian seismic design code for underground structures is underway despite these underground structures have been in development for more than a decade. Therefore, to bring insights into the seismic behavior of these structures in this research are presented two approaches for the seismic analysis of a Cut and Cover Tunnel in the gravels of Lima. The former considers a free field soil response analysis and the last one a dynamic analysis of the cut and cover tunnel and soil interaction. For this purpose, ground motion records were obtained from a spectral matching process of historical subduction earthquakes. The seismic response analyses in free field and soil-structure interaction conditions were performed using the finite element method, modeling the soil with the Hardening Soil with Small Strains Stiffness constitutive model and the tunnel with the lineal elastic model. The dynamic properties of the materials were estimated from geophysical tests and the literature available for this type of alluvial gravelly soil. The seismic response analysis in terms of accelerations and displacements shows a strong influence of the presence of the cut and cover tunnel generates in areas close to the structure, besides, deformation patterns were observed on the lateral projections over the surface, highlighting the effects of the soil-structure interaction on the surrounding soil.

## PRÓLOGO

El análisis numérico viene adquiriendo vital importancia en el diseño sísmico de estructuras geotécnicas, en especial en el caso de estructuras enterradas. Dados los proyectos de metros subterráneos que se vienen desarrollando y proyectando en la ciudad de Lima, ubicada en la costa central del Perú, sobre el cinturón de fuego del pacífico –donde se concentran algunas de las zonas de subducción más importantes del mundo– evaluar el comportamiento durante la ocurrencia de un evento sísmico de este tipo de estructuras posee una gran importancia, dada la poca experiencia en el país y la no existencia de un código peruano que regule su diseño sísmico.

La presente investigación desarrolla una descripción detallada de la evaluación numérica de un túnel tipo “*Cut and cover*” ubicado en la ciudad de Lima, considerando una sección representativa del túnel, considerando literatura técnica que representa el estado del arte actual en la geotecnia sísmica. Esta tesis ha sido estructurada en cinco principales capítulos los cuales son resumidos a continuación.

El capítulo I presenta un resumen de los trabajos anteriores que evaluaron el comportamiento sísmico de estructuras subterráneas, se detalla datos importantes como la evolución de los análisis y filosofías de diseño, además de la problemática y retos que esto conlleva.

El capítulo II presenta un breve marco teórico sobre el comportamiento dinámico del suelo, el comportamiento sísmico de estructuras subterráneas, así como las metodologías de análisis. En mayor detalle se presenta un marco teórico de modelamiento numérico, enfatizando en la metodología de elementos finitos y los modelos constitutivos para simular el comportamiento del suelo en la presente tesis.

El capítulo III refiere a la caracterización del ambiente sísmico y la caracterización de sitio sobre el cual se encuentra el túnel, así como las dimensiones y geometría de la sección de túnel a emplear en los análisis.

El capítulo IV se enfoca en desarrollar el proceso de generación de registros sísmicos para su uso en los modelos numéricos, partiendo de la determinación del peligro sísmico probabilístico para Lima, la selección de registros sísmicos semilla y finalmente el ajuste espectral para la generación de movimientos sísmicos sintéticos.

El capítulo V, desarrolla la conformación de los modelos de elementos finitos a partir de la información obtenida de la caracterización de los materiales y literatura técnica disponible con la finalidad de realizar análisis dinámicos.

El capítulo VI, desarrolla el análisis y discusión de los resultados obtenidos de los análisis dinámicos por elementos finitos, describiendo en comportamiento sísmico evidenciado del suelo y del túnel, además de la modificación de la respuesta sísmica del suelo debido a la presencia dicha estructura.

Posteriormente describen las conclusiones arribadas a la presente tesis relacionadas al comportamiento sísmico de la estructura evaluada y de su afectación a su medio circundante.

Finalmente, se presenta las recomendaciones del presente estudio, las cuales son asociadas a los objetivos de la presente tesis tales como el desarrollo de análisis cualitativos y cuantitativos para identificar aquellos factores que intervienen en la respuesta sísmica del sistema suelo-túnel además de la magnitud de su importancia.

El Asesor.

## LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1	Sismos históricos de subducción – segmento central del Perú ...	56
Tabla 4.1	Valores de Ponderación del Árbol Lógico de Decisión .....	65
Tabla 4.2	Registros empleados para el ajuste espectral .....	66
Tabla 5.1	Parámetros del suelo adoptados en el modelo .....	73
Tabla 5.2	Parámetros del Túnel adoptados en el modelo.....	73

**LISTA DE FIGURAS**

Figura 2.1	Relación $G/G_{max}$ vs $\gamma$ para suelos gravosos.	20
Figura 2.2	Relación $D$ vs $\gamma$ para suelos gravosos.	21
Figura 2.3	Efecto de la variación de $d_{max}$ en la relación $G/G_{max} - \gamma$ ( $\sigma_3 = 342 \text{ kPa}$ )	22
Figura 2.4	Datos experimentales frente a la Relación $D$ vs $\gamma$ de Seed <i>et al.</i> (1986) y Rollins <i>et al.</i> (1998).	22
Figura 2.5	Relaciones de $G/G_{max} - \gamma$ y $D - \gamma$ para un FC <15%.	25
Figura 2.6	Deformaciones producidas por las Ondas de Cuerpo (Izquierda) y Ondas Superficiales (Derecha).	28
Figura 2.7	Representación de las deformaciones axiales.	29
Figura 2.8	Representación de las deformaciones por flexión longitudinal.	29
Figura 2.9	Deformaciones transversales de ovalamiento para el caso de secciones circulares (Izquierda) y de distorsión para el caso de estructuras rectangulares (derecha).	30
Figura 2.10	Deformación del suelo y deformación por distorsión de una estructura tipo caja.	32
Figura 2.11	Ejemplo de un modelo para análisis dinámico	33
Figura 2.12	Relación hiperbólica Kondner & Zelasko (izquierda) y la modificación propuesta por Duncan & Chang (Derecha).	39
Figura 2.13	Sucesivas superficies de fluencia para varios valores de endurecimiento	41
Figura 2.14	Superficie de fluencia del modelo FS in el plano $p-q$	44
Figura 2.15	La superficie de fluencia cónica y tipo "Cap" en el plano de esfuerzos principales en su estado último de falla según el criterio de Mohr Coulomb. A la derecha una sección de corte del plano $p - q$ a través de la superficie de fluencia.	45

Figura 2.16	Curva característica de la degradación de la rigidez y los rangos típicos de deformación en aplicaciones y ensayos de laboratorio	47
Figura 2.17	Representación de los módulos de corte secante y tangente.	49
Figura 2.18	La superficie de fluencia cónica y la “Cap” en el plano de esfuerzos principales en su estado último de falla según el criterio de Matsuoka – Nakai. A la derecha una sección de corte del plano $p - q$ a través de la superficie de fluencia.	50
Figura 2.19	Posición de los nodos y puntos de estrés en los elementos del suelo.	51
Figura 2.20	Aplicaciones en la evaluación de estructuras de los elementos tipo plate.	52
Figura 2.21	posición de los nodos y los puntos de estrés en los elementos tipo plate.	53
Figura 2.22	Distribución de los nodos y puntos de estrés para los elementos de interfase.	53
Figura 3.1	Estructuras tectónicas de la Placa de Nazca.	54
Figura 3.2	Esquema de la distribución de eventos sísmicos asociados a procesos de subducción.	55
Figura 3.3	Configuración sismotectónica de la zona de subducción sudamericana, segmento central y sur	57
Figura 3.4	Distribución de los eventos sísmicos en la zona central del Perú. Sección 7	58
Figura 3.5	Perfil promedio de velocidad de ondas de corte.	59
Figura 3.6	Geometría del Túnel	61
Figura 4.1	Esquema de evaluación de peligro sísmico probabilístico	63
Figura 4.2	Fuentes sísmicas influyentes en la zona de estudio.	64
Figura 4.3	Metodología del programa incluyendo los nuevos algoritmos de solución.	67

Figura 4.4	Espectros de respuesta de aceleraciones (morado) ajustados al espectro objetivo (Negro) de $T_r = 1000$ años.	68
Figura 5.1	Geometría del modelo de elementos finitos.	70
Figura 5.2	Perfil de velocidades de ondas de corte medidos vs el perfil ajustado del modelo	70
Figura 5.3	Comparación del perfil de módulos de corte.	71
Figura 5.4	Curvas de amortiguamiento del modelo HSS con las de la literatura Rollins <i>et al.</i> (1998), Lin <i>et al.</i> (2001), Menq (2007)	72
Figura 5.5	Curvas de reducción del módulo normalizado del modelo HSS con las de la literatura. Rollins <i>et al.</i> (1998), Lin <i>et al.</i> (2001), Menq (2007)	72
Figura 5.6	Variación del amortiguamiento viscoso en función del período y la frecuencia utilizando la formulación de Rayleigh.	74
Figura 5.7	Puntos de control del modelo 2D.	76
Figura 6.1	Denominaciones de los casos analizados	77
Figura 6.2	Espectros de aceleraciones del análisis en condición de campo libre para los puntos A, E y H.	78
Figura 6.3	Espectros de desplazamientos del análisis en condición de campo libre para los puntos A, E y H.	78
Figura 6.4	Desplazamientos Residuales Post evento sísmico, Sismo de Lima 1974 EW	79
Figura 6.5	Máximos desplazamientos verticales ( $Y_{max}$ -asentamientos)	80
Figura 6.6	Máximos desplazamientos verticales ( $Y_{min}$ -levantamientos)	81
Figura 6.7	Deformaciones residuales para el sismo de Ancash EW	81
Figura 6.8	Pares de momento – esfuerzo axial durante el evento sísmico de Ancash EW.	82
Figura 6.9	Diagrama de interacción para los muros laterales. Los puntos en azul muestran el caso estático y los de rojo, el caso post sismo.	83



Figura 6.8	Distribución de las deformaciones cortantes $\gamma_s$ en las inmediaciones del tunel.	84
Figura 6.9	Distribución de las deformaciones volumétricas $\varepsilon_v$ en las inmediaciones del tunel.	85
Figura 6.10	Deformaciones plásticas alrededor de un túnel	86
Figura 6.11	Lazos de histéresis para el Sismo de Maule EW	87
Figura 6.12	Máximas deformaciones desviadoras Sismo de Maule EW	87
Figura 6.13	promedios de las Aceleraciones máximas en g en superficie.	88
Figura 6.14	promedios de los máximos desplazamientos en superficie en m.	88
Figura 6.15	Comparación de los espectros de aceleraciones.	89
Figura 6.16	Comparación de espectros de desplazamientos.	89
Figura 6.17	Factores de amplificación de condición de campo libre a modelo de interacción.	90
Figura 6.18	Desplazamientos Residuales Sismo Ancash EW.	91
Figura A.1	Ajuste Espectral Sismo de Ancash 1970	105
Figura A.2	Ajuste Espectral Sismo de Atico 2001	106
Figura A.3	Ajuste Espectral Sismo de Lima 1974	107
Figura A.4	Ajuste Espectral Sismo de Valparaíso, 1985	108
Figura A.5	Ajuste Espectral Sismo de Tarapacá, 2005	109
Figura A.6	Ajuste Espectral Sismo de Maule, 2010	110
Figura B.7	Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Ancash 1970 EW	111
Figura B.8	Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Ancash 1970 NS	111
Figura B.9	Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Atico 2001 EW	112

Figura B.10	Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Atico 2001 NS	112
Figura B.11	Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Lima 1974 EW	113
Figura B.12	Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Lima 1974 NS	113
Figura B.13	Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Maule 2010 EW	114
Figura B.14	Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Maule 2010 NS	114
Figura B.15	Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Valparaíso 1985 NS	115
Figura B.16	Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Valparaíso 1985 NS	115
Figura B.17	Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Tarapacá 2005 NS	116
Figura B.18	Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Tarapacá 2005 NS	116

## **CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN**

La necesidad de conocimientos sobre cómo se comportan las estructuras enterradas bajo la acción de los movimientos sísmicos, así como la interacción con su medio circundante ha aumentado enormemente en Perú en los últimos años. Se debe tener en cuenta que el Perú se ubica en una zona altamente sísmica donde comúnmente suelen ocurrir eventos sísmicos de gran intensidad los cuales generan daños no solo para los edificios u otras estructuras superficiales, sino que también para las nuevas estructuras enterradas cuya construcción se viene dando desde hace unos pocos años.

Antiguamente, el comportamiento sísmico de los túneles carecía de importancia pues se asumía que su capacidad para resistir las demandas sísmicas era alta debido al confinamiento del suelo y no fue hasta que se observaron grandes daños en este tipo de estructuras en los terremotos de Kanto (1923), Kobe (1995) y Chi-Chi (1999) que el comportamiento sísmico de una estructura subterránea llamó la atención de muchos investigadores alrededor del mundo.

Actualmente, se vienen realizando muchas investigaciones referentes al tema en otros países bajo múltiples enfoques siendo el modelamiento numérico, uno de los métodos predilectos para evaluar la interacción suelo-estructura durante un terremoto. El impacto del movimiento sísmico sobre las estructuras enterradas y su interacción con el suelo circundante es el tema por tratar en la presente tesis, empleando para tales fines el método de elementos finitos.

### **1.1 ANTECEDENTES**

Las estructuras enterradas toman cada vez mayor importancia en el ámbito de la mejora de la infraestructura vial, un ejemplo de ello se da en la ciudad de Lima, donde se encuentra en proceso de implementación la red vial del Metro de Lima, la cual constará de 6 líneas al final de la construcción, de las cuales se tiene ya finalizada la Línea 1 que une el distrito de San Juan de Lurigancho con el de Villa El Salvador; las líneas 2 y 4 del Metro de Lima se encuentran en etapa de construcción las cuales unirán los distritos de Ate Vitarte con el Callao y La Molina con el Callao, respectivamente. Las líneas restantes se encuentran en proceso de licitación.

Adicionalmente existen otras estructuras enterradas de gran importancia, como es el caso del proyecto Línea Amarilla, el cual contempla dentro de su diseño un tramo ubicado debajo del cauce del río Rímac.

Sin embargo, pese a la importancia e inversión de este tipo de estructuras, en el país no se cuenta con una amplia variedad o experiencia en el análisis sísmico de dichas estructuras y mucho menos una normativa que regule su diseño sísmico, a diferencia de países con mayor desarrollo y experiencias en diseño sismorresistente tales como México, USA, Japón entre otros. Así mismo se sabe que en la región, Chile cuenta con lineamientos dentro de su normativa “Manual de carreteras” y Colombia en el año 2015 cuenta con un “Manual para el diseño, construcción operación y mantenimiento de túneles de carreteras”.

Kuesel en el año 1969 presentó recomendaciones de diseño para subterráneos rectangulares, subterráneos que fueron desarrollados para el diseño del Sistema de Tránsito Rápido del Área de la Bahía de San Francisco (BART), empleando la teoría de propagación de ondas convencional para estimar las deformaciones por curvatura y distorsión por cizallamiento, convirtiéndose en un pionero en las recomendaciones para el diseño sísmico, aunque posteriormente se demostró que ciertas consideraciones eran aplicables únicamente al proyecto BART.

El comportamiento de un túnel a veces se aproxima al de una viga elástica sujeta a deformaciones impuestas por el suelo circundante. Tres tipos de deformaciones expresan la respuesta de las estructuras subterráneas a los movimientos sísmicos: compresión y extensión axial; flexión longitudinal y de ovalamiento y distorsión (Owen and Scholl, 1981).

Las deformaciones axiales en los túneles son generadas por los componentes de las ondas sísmicas que producen movimientos paralelos al eje del túnel y causan compresión y tensión alternas. Las deformaciones por flexión son causadas por los componentes de las ondas sísmicas que producen movimientos de partículas perpendiculares al eje longitudinal. Las consideraciones de diseño para las deformaciones axiales y de flexión generalmente se dan en la dirección a lo largo del eje del túnel (Wang, 1993).

El método de las deformaciones en campo libre es una de las metodologías simplificadas que se ha usado con relativa frecuencia en el pasado, por el que se describe las deformaciones del suelo causadas por las ondas sísmicas en ausencia de estructuras o excavaciones. Sin embargo, estas deformaciones ignoran la interacción entre la estructura subterránea y el suelo circundante, pudiendo sobreestimar o subestimar las deformaciones de la estructura en función de la rigidez de la estructura con respecto al suelo (Hashash *et al.* 2001).

Actualmente uno de los estándares referenciales para el diseño de metros y estructuras enterradas es el “*Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels - Civil Elements*” del U.S. Department of Transportation Federal

*Highway Administration*”, el cual basa sus recomendaciones en el trabajo desarrollado por Hashash *et al.* (2001).

## 1.2 PROBLEMÁTICA

El comportamiento sísmico de estructuras enterradas y su interacción con el suelo es variable, este comportamiento depende de una serie de factores que a la fecha requieren de mayor investigación.

Los métodos tradicionales para el análisis sísmico de estructuras enterradas toman ciertas consideraciones las cuales no siempre representan o son realmente aplicables dentro de un medio específico, pese a que actualmente existen procedimientos numéricos que pueden brindar una mayor aproximación a la realidad describiendo este fenómeno de interacción Suelo–Estructura.

Las soluciones numéricas permiten considerar una gran gama de parámetros que influyen en dicho fenómeno de interacción, y con el avance de la tecnología, el desarrollo de programas de cómputo y la reducción en el tiempo de procesamiento, se ha generado una tendencia al desarrollo de modelos numéricos para los análisis sísmicos.

Debido a esto, el tema propuesto pretende estudiar y analizar las metodologías del análisis sísmico mediante las soluciones de modelos numéricos de modo tal que se ponga en evidencia los fenómenos de interacción entre el suelo y la estructura enterrada.

## 1.3 OBJETIVOS

### 1.3.1 Objetivo general

Evaluar el comportamiento sísmico de una estructura enterrada empleando modelos numéricos que permitan conocer el fenómeno de interacción Suelo–Estructura, para el caso de una sección de un túnel sobre las gravas de Lima. Se considera como caso de estudio un proyecto vial realizado en la ciudad de Lima.

### 1.3.2 Objetivos específicos

- Caracterizar y determinar el ambiente sísmico de la zona de estudio, a fin de poder estimar el nivel de amenaza sísmica y generar movimientos sísmicos sintéticos que permitan realizar análisis numéricos complejos.

- Evaluar el comportamiento dinámico de la grava de Lima, considerándose el método de las deformaciones de Campo libre, así como la del túnel para conocer los fenómenos de interacción suelo–estructura.
- En base a la comparación de los resultados de ambos análisis, determinar el modo en el cual la presencia de una estructura enterrada modifica la respuesta sísmica del suelo circundante.

## CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

Con el desarrollo de nuevas tecnologías y el avance en el rendimiento computacional, cada vez se hace más frecuente el análisis de problemas ingenieriles basados en modelos computacionales que buscan representar un fenómeno o problema con la finalidad de llevar a cabo simulaciones y/o predicciones de su comportamiento frente a diversos factores. Un claro ejemplo de ello son los modelos numéricos de estructuras geotécnicas, en este caso estructuras enterradas, los cuales se ven afectados frente a agentes externos como el caso de movimientos sísmicos.

Para analizar el comportamiento sísmico de estructuras enterradas, es necesario entender el comportamiento de los suelos frente a la acción de esfuerzos en condiciones de campo libre y su comportamiento dada la presencia de estructuras embebidas en el terreno. A continuación, se definen conceptos básicos que ayudarán a entender el desarrollo de la presente tesis:

### 2.1 COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL SUELO

Las propiedades del suelo a bajas deformaciones han sido ampliamente estudiadas por investigadores que utilizaron diversos materiales del suelo reconstituidos en el laboratorio para conocer el efecto del tipo de suelo, la densidad, el tamaño del grano, el estrés confinado y otros parámetros.

Los suelos in situ pueden diferir de muchas maneras de las muestras de suelo reconstituidas en el laboratorio, y los valores de prueba in situ, como las velocidades de onda P, S, deben enfocarse en el diseño más que las fórmulas empíricas basadas en pruebas de laboratorio. Así mismo, es importante entender la variación de las propiedades dinámicas dependiendo de ciertos parámetros in situ basados en pruebas de laboratorio sistemáticas en condiciones simplificadas.

A continuación, se revisan los módulos de corte a pequeñas deformaciones y las relaciones de amortiguamiento medidas en el laboratorio para gravas y suelos granulares, los cuales son parte de los modelos de análisis de la presente tesis.

#### 2.1.1 Rollins *et al.*, 1998

Basado en un análisis de regresión de la información disponible de ensayos CTX y CTSS de un total de 15 trabajos de investigación para diferentes tipos de grava,

con lo cual obtuvo la siguiente ecuación que relaciona el módulo de corte normalizado  $\frac{G}{G_{max}}$  con la deformación cíclica por corte  $\gamma$ :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{[1.2 + 16\gamma(1 + 10^{-20\gamma})]}$$

Del mismo modo empleando la información disponible de 8 trabajos de investigación previos incluyendo el suyo, propone una ecuación para las curvas de amortiguamiento, representada por la siguiente ecuación:

$$D = 0.8 + 18(1 + 0.15\gamma^{-0.9})^{-0.75}$$

Las curvas de módulo de corte normalizado y amortiguamiento dependiente del nivel de deformación se muestra a continuación en la Figura 2.1 y la Figura 2.2 respectivamente, cabe precisar que adicional a ello se presentan en líneas sólidas los rangos que abarcan los percentiles 16 y 84 ( $\pm 1\sigma$ ) y en líneas punteadas los rangos para arenas (Seed, Wong, Idriss, & Tokimatsu, 1984).

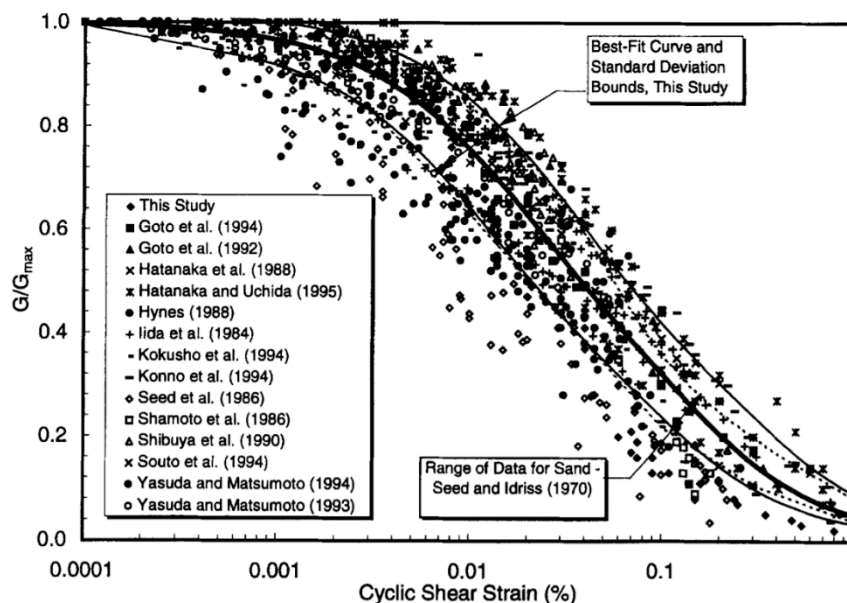


Figura 2.1 Relación  $\frac{G}{G_{max}}$  vs  $\gamma$  para suelos gravosos.  
(Rollins, Evans, Diehl, & Daily, 1998)

Pese a que en las curvas de degradación del módulo de corte normalizado propuesto por Rollins y Seed (1998) son prácticamente idéntico, en el caso de las curvas de amortiguamiento, el rango propuesto cae por debajo de lo encontrado para las arenas.



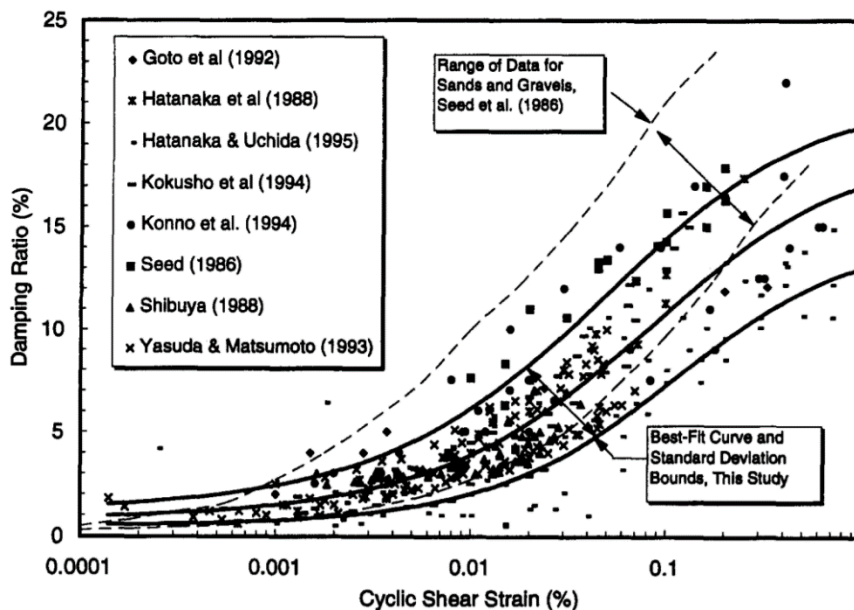


Figura 2.2 Relación  $D$  vs  $\gamma$  para suelos gravosos.  
(Rollins, Evans, Diehl, & Daily, 1998)

### 2.1.2 Lin *et al.*, 2000

Realizaron a principios del siglo una serie de ensayos para caracterizar el comportamiento dinámico del suelo de la cuenca de Taichung, Tailandia, entre los cuales se incluían triaxiales dinámicos a gran escala y ensayos de columna resonante. La capa superior de la cuenca de Taichung generalmente está cubierta por un depósito de entre 2 a 5 m de suelos limosos. Debajo de la capa superior hay un depósito de abanicos aluviales profundos de gravas cuarcíticas normalmente consolidadas, que se extiende hasta unos 200 m. Los tamaños de grano están en el rango de varios centímetros a 1 m, con más del 70% de partículas de grava. (Lin, Lin, Hong-Su, & Juang, 2000).

En base a las pruebas realizadas, concluyen finalmente que a presión de confinamiento constante  $\sigma_3$ , el módulo de corte  $G$  aumenta a medida que aumenta el tamaño máximo de partícula  $d_{max}$  de las muestras. Para un  $d_{max}$  constante, el módulo de corte  $G$  aumenta a medida que aumenta la presión de confinamiento. Sin embargo, no hay un efecto significativo de  $d_{max}$  o  $\sigma_3$  en la relación del módulo de corte normalizado frente a la deformación ( $\frac{G}{G_{max}} - \gamma$ ). Las relaciones propuestas por Lin *et al.* (2001) se muestran en la Figura 2.3 y Figura 2.4.

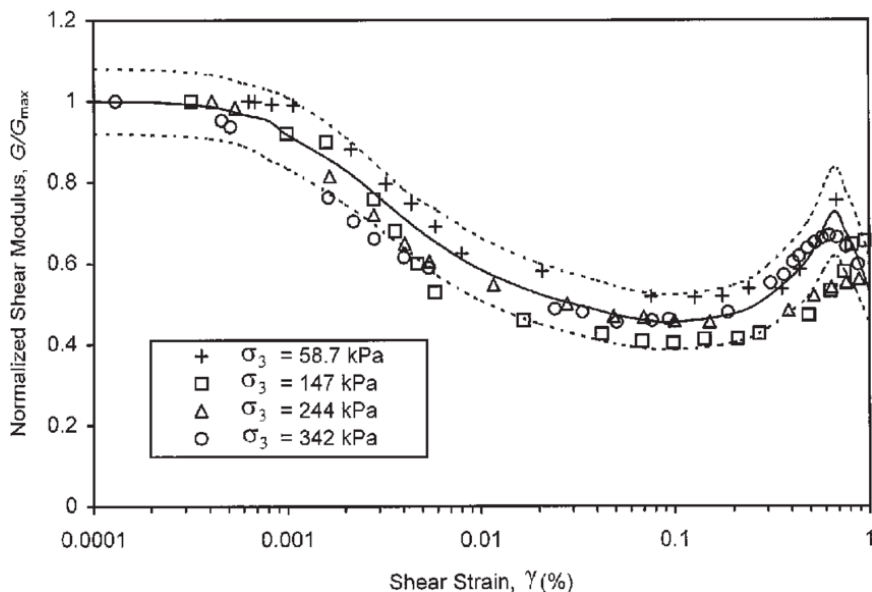


Figura 2.3 Efecto de la variación de  $d_{max}$  en la relación  $\frac{G}{G_{max}} - \gamma$  ( $\sigma_3 = 342$  kPa)  
 (Lin, Lin, Hong-Su, & Juang, 2000)

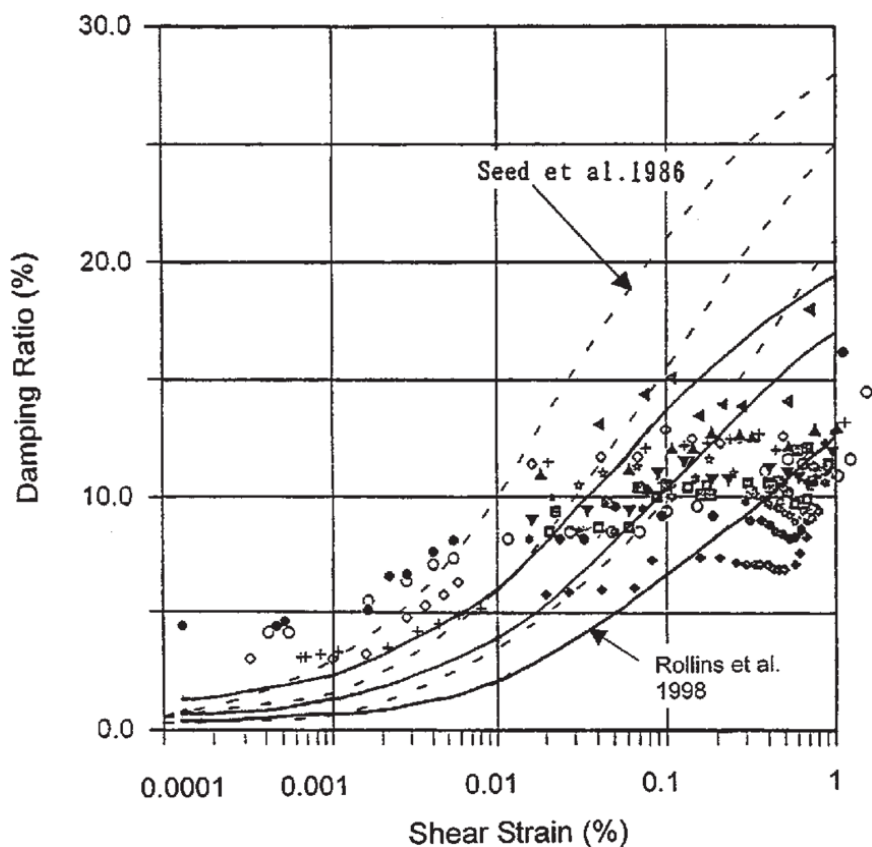


Figura 2.4 Datos experimentales frente a la Relación D vs  $\gamma$  de Seed et al. (1986) y Rollins et al. (1998).  
 (Lin, Lin, Hong-Su, & Juang, 2000)

### 2.1.3 Menq, 2007

Empleó un total de 59 especímenes reconstituidos en laboratorio con la finalidad de evaluar las propiedades dinámicas de suelos arenosos y gravosos, realizando ensayos sistemáticos en una columna resonante libre de gran escala (MMD), multimodo evaluando los efectos del tamaño medio de las partículas  $D_{50}$ , el coeficiente de uniformidad  $C_u$  y el esfuerzo de confinamiento efectivo  $\sigma'_0$ .

Así mismo, empleó modelo hiperbólico modificado en la evaluación y modelación de las propiedades dinámicas del suelo en términos de módulo de corte normalizado.

$$\frac{G(\gamma)}{G_m} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^\alpha}$$

$$\alpha = 0.86 + 0.1 \times \text{Log} \left( \frac{\sigma'_0}{p_a} \right)$$

$$\gamma_r(\%) = 0.12 \times C_u^{\phi_1} \times \left( \frac{\sigma'_0}{p_a} \right)^{\phi_2}$$

Donde:

- $\gamma_r$  es la deformación de referencia.
- $\alpha$  es el coeficiente de curvatura.
- $p_a$  es la presión atmosférica.
- $\phi_i$  Son parámetros adimensionales de ajuste.

Por otro lado, con la finalidad de superar las simplificaciones de las reglas de Masing (Masing, 1926) y estimar un comportamiento más adecuado del suelo asume un comportamiento de Masing modificado (Darandeli, 2001) empleando una función de corrección

$$D_{Nonlinear} = b \left( \frac{G}{G_{max}} \right)^{0.1} D_{Masing}$$

$$b = (0.6329 - 0.0057 \times \text{Ln}(N))$$

Donde:

- $D_{Nonlinear}$  es la razón de amortiguamiento  $D_S - D_{S,min}$  determinado a partir del comportamiento de Masing modificado.
- $b$  es un factor de escalamiento.
- $N$  es el número de ciclos.
- $D_{Masing}$  es la razón de amortiguamiento obtenido a partir del comportamiento de Masing, obtenido de la siguiente relación:

$$D_{Masing,\alpha=1.0}(\%) = \frac{100}{\pi} \left[ 4 \frac{\gamma - \gamma_r \times \ln\left(\frac{\gamma + \gamma_r}{\gamma_r}\right)}{\frac{\gamma^2}{\gamma + \gamma_r}} - 2 \right]$$

Para valores  $\alpha \neq 1$ , Darandeli (2001) sugiere el cálculo del siguiente modo:

$$D_{Masing} = c_1 D_{Masing,\alpha=1.0} + c_2 D_{Masing,\alpha=1.0}^2 + c_3 D_{Masing,\alpha=1.0}^3$$

Donde:

- $c_1 = -1.1143\alpha^2 + 1.8618\alpha + 0.2523$
- $c_2 = 0.0805\alpha^2 - 0.0710\alpha - 0.0095$
- $c_3 = -0.0005\alpha^2 + 0.0002\alpha + 0.0003$

Finalmente, el amortiguamiento puede ser obtenido a partir de la siguiente relación, considerando el amortiguamiento a bajas deformaciones  $D_{min}$ :

$$D_{adjusted} = b \left( \frac{G}{G_{max}} \right)^{0.1} D_{Masing} + D_{min}$$

$$D_{min} = \phi_3 \times C_u^{\phi_4} \times D_{50}^{\phi_5} \times \left( \frac{\sigma'_0}{p_a} \right)^{\phi_6}$$

#### 2.1.4 Araei et al., 2010

Presentan los resultados de pruebas triaxiales a gran escala en materiales de grava modelados utilizados para la construcción en seis presas de tierra y roca en Irán. Empleando la relación hiperbólica, presentan una serie de curvas para el módulo de corte, además de proponer una relación de amortiguación frente a las relaciones de deformación por corte, la cual se muestra a continuación

$$D = A \left( \frac{G}{G_{max}} \right)^3 + B \left( \frac{G}{G_{max}} \right)^2 + C \left( \frac{G}{G_{max}} \right)^1 + D_{max}$$

Donde A, B y C son constantes para mayor detalle se puede revisar la publicación de los autores. En la Figura 2.5 se muestran los resultados de degradación del módulo de corte y amortiguamiento para una grava con un contenido de finos menor al 15%

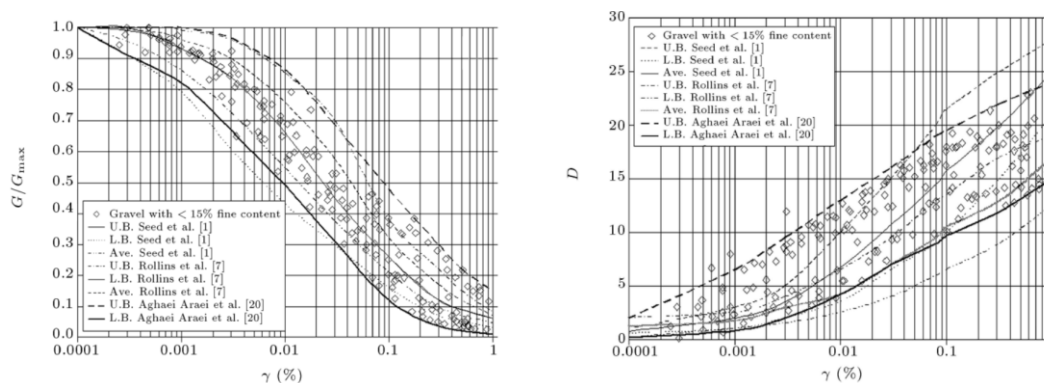


Figura 2.5 Relaciones de  $\frac{G}{G_{max}} - \gamma$  y  $D - \gamma$  para un FC <15%.

(Araei, Razeghi1, Tabatabaei, & Ghalandarzadeh, 2010)

## 2.2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS

Diversos estudios han sido documentados acerca de daños en estructuras enterradas debido a la acción de carga sísmicas. Las siguientes observaciones generales pueden hacerse con respecto a la actuación de las estructuras subterráneas frente a cargas sísmicas (Hashash, Hook, Schmidt, & Chiang Yao, 2001):

1. Las estructuras subterráneas sufren apreciablemente menor daño que las estructuras superficiales.
2. El daño reportado disminuye al aumentar la profundidad de sobrecarga. Los túneles profundos parecen ser más seguros y menos vulnerables a los terremotos que los túneles poco profundos.
3. Se puede esperar que las instalaciones subterráneas construidas en suelos sufran más daños en comparación con las aberturas construidas en roca competente.
4. Los túneles revestidos y sellados son más seguros que los túneles sin revestimiento en roca. El daño se puede reducir estabilizando el suelo

alrededor del túnel y mejorando el contacto entre el revestimiento y el suelo circundante mediante el rejuntado.

5. Los túneles son más estables bajo una carga simétrica, lo que mejora la interacción del revestimiento del suelo. Mejorar el revestimiento del túnel mediante la colocación de secciones más gruesas y rígidas sin estabilizar el terreno pobre circundante puede dar como resultado un exceso de fuerzas sísmicas en el revestimiento. El relleno de material no cíclicamente móvil y las medidas de estabilización de rocas pueden mejorar la seguridad y la estabilidad de los túneles poco profundos.
6. El daño puede estar relacionado con la aceleración y la velocidad máxima del terreno en función de la magnitud y la distancia epicentral del terremoto afectado.
7. La duración de la sacudida fuerte durante los terremotos es de suma importancia ya que puede causar fallas por fatiga y, por lo tanto, grandes deformaciones.
8. Los movimientos de alta frecuencia pueden explicar el desprendimiento local de roca u hormigón a lo largo de planos de debilidad. Estas frecuencias, que atenúan rápidamente con la distancia, pueden esperarse principalmente a pequeñas distancias de la falla causal.
9. El movimiento del suelo se puede amplificar a la incidencia con un túnel si las longitudes de onda son entre uno y cuatro veces el diámetro del túnel.
10. Los daños en y cerca de los portales del túnel pueden ser significativos debido a la inestabilidad de la pendiente.

Las estructuras subterráneas tienen características que hacen que su comportamiento sísmico difiera de la mayoría de las estructuras superficiales, especialmente dado que se encuentran inmersos en el suelo, y su longitud significativa, como en el caso de los túneles. Por lo tanto, el diseño de instalaciones subterráneas para soportar la carga sísmica tiene aspectos que difieren ampliamente del diseño sísmico de las estructuras superficiales.

Los principales factores que influyen en el daño por el movimiento del terreno son: La forma, dimensiones y profundidad; las propiedades del suelo o roca circundante; las propiedades de la estructura y la severidad del movimiento del suelo (Dowding & Rozen, 1978) (St. John & Zahrah, 1987).

La forma de las estructuras enterradas condiciona el modo en la que se mueven y se deforman, para el caso de estructuras circulares se da la deformación por ovalamiento, mientras que, para las rectangulares, por distorsión. En el acápite 2.2.2 se desarrolla en mayor detalle.

La profundidad juega un papel importante en el nivel de deformaciones al cual es sometida la estructura, además de un efecto de levantamiento, el cual se ve reducido a medida que aumenta la profundidad (Cheng & Sun, 2018). Las estructuras enterradas a baja profundidad se ven afectadas principalmente por un comportamiento no lineal del suelo, pese a que esto pueda parecer obvio desde un punto de vista físico, anteriormente no ha sido tomado evaluado con tanto énfasis (Debiasi, Gajo, & Zonta, 2013).

### **2.2.1 Tipos de fallas**

Los efectos sísmicos de las estructuras subterráneas se pueden clasificar en dos categorías: el movimiento del terreno (deformación del suelo producida por las ondas sísmicas que se propagan a través de la corteza terrestre) y la falla general del terreno generada por licuación de suelos, desplazamientos de falla geológicas e inestabilidad de taludes.

#### *2.2.1.1 Movimiento del terreno*

Es referido a la vibración del suelo producido por las ondas sísmicas que se propagan a través de la corteza terrestre pudiendo cubrir grandes áreas en las proximidades de la ruptura de la falla, atenuándose por lo general con la distancia de ruptura de la falla.

Los movimientos de sacudimiento del suelo se componen de dos tipos diferentes de ondas sísmicas, ondas de cuerpo y ondas de superficie, cada una con dos subtipos: Ondas P y S para el primer caso y ondas Rayleigh y Love para el segundo. La Figura 2.6 muestra la respuesta en el suelo debido a los diversos tipos de ondas sísmicas:

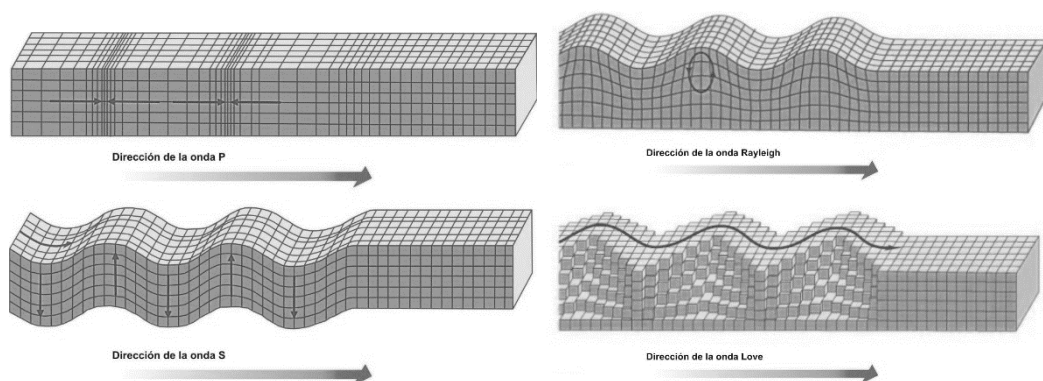


Figura 2.6 Deformaciones producidas por las Ondas de Cuerpo (Izquierda) y Ondas Superficiales (Derecha).  
(Bolt, 1988)

Como el suelo se deforma en función de las ondas que viajan a través de este, por lo cual cualquier estructura dentro del suelo también se deformará. Si la deformación impuesta fuera el único efecto considerado, la ductilidad y la flexibilidad probablemente sean los únicos requisitos para el diseño de estructuras de túneles desde un punto de vista estructural. Sin embargo, estas estructuras también deben diseñarse para soportar otras cargas sostenidas y satisfacer otros requisitos funcionales. Por lo tanto, un diseño estructural de túnel adecuado y eficiente debe considerar la capacidad de los miembros estructurales en términos de resistencia, así como ductilidad y flexibilidad de la configuración general (Wang J.-N. , 1993).

### 2.2.1.2 Falla del terreno

La falla de tierra incluye ampliamente varios tipos de inestabilidad del terreno como fallas, deslizamientos de tierra, licuefacción y levantamiento y hundimiento tectónicos. Cada uno de estos peligros puede ser potencialmente catastrófico para las estructuras del túnel, aunque los daños suelen ser localizados.

El diseño de una estructura de túnel contra los problemas de inestabilidad del suelo a menudo es posible, aunque el costo puede ser alto como por ejemplo remediar las condiciones del terreno contra la licuación. Sin embargo, puede no ser económica o técnicamente factible construir un túnel para resistir posibles desplazamientos por fallas por lo tanto la mejor solución para el problema de poner un túnel a través de una falla es simplemente evitarlas (Rowe R. , 1992), caso contrario el enfoque del diseño de esta situación es aceptar el desplazamiento, localizar el daño y proporcionar los medios para facilitar las reparaciones (Kuesel, 1969).



## 2.2.2 Tipos de deformaciones

Existen 3 tipos de deformaciones que representan la respuesta de las estructuras subterráneas frente a eventos sísmicos (Owen & Scholl, 1981):

### 2.2.2.1 Compresión y extensión axial

Las deformaciones axiales en los túneles son generadas por los componentes de las ondas sísmicas que producen movimientos paralelos al eje del túnel y causan compresión y tensión alternas. En la Figura 2.7 a se muestran las deformaciones longitudinales de extensión y compresión, mientras que la Figura 2.7 b, muestra las compresiones en la sección transversal.

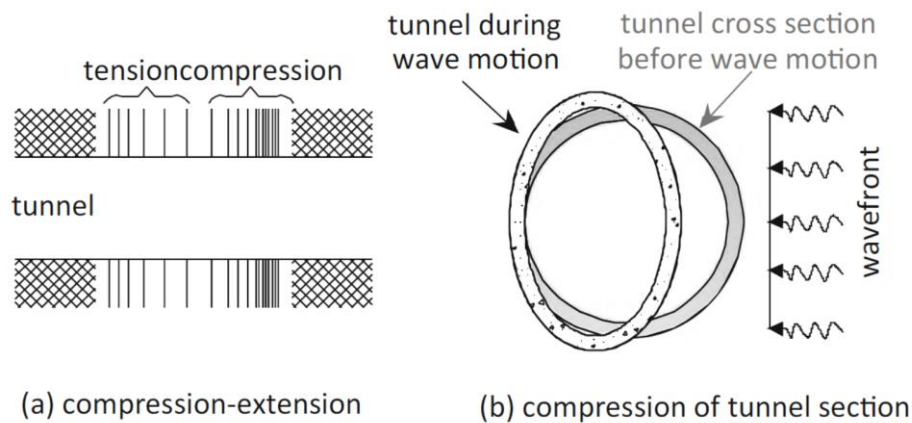


Figura 2.7 Representación de las deformaciones axiales.

(Wang J.-N. , 1993)

### 2.2.2.2 Flexión Longitudinal

Las deformaciones de flexión son causadas por los componentes de las ondas sísmicas que producen movimientos de partículas perpendiculares al eje longitudinal, lo cual se puede apreciar en la Figura 2.8.

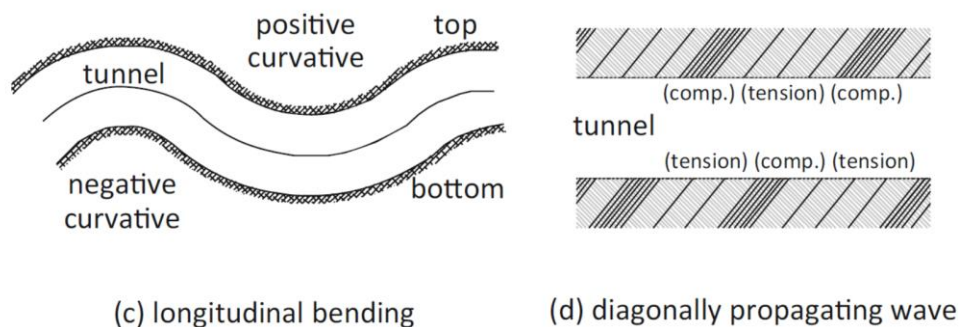


Figura 2.8 Representación de las deformaciones por flexión longitudinal.

(Wang J.-N. , 1993)

### 2.2.2.3 Deformaciones Transversales

Las deformaciones de ovalamiento o de distorsión en una estructura de túnel de sección circular o rectangular, Figura 2.9, se desarrollan cuando las ondas de corte se propagan de forma normal o casi normal al eje del túnel, dando como resultado una distorsión de la forma de la sección transversal del revestimiento del túnel.

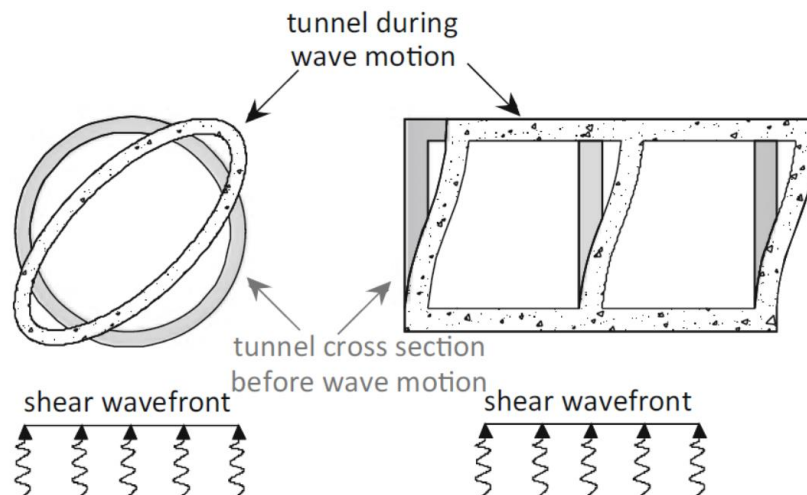


Figura 2.9 Deformaciones transversales de ovalamiento para el caso de secciones circulares (Izquierda) y de distorsión para el caso de estructuras rectangulares (derecha).

(Wang J.-N. , 1993)

## 2.3 METODOLOGÍAS DE ANÁLISIS

En la literatura existe diversidad de métodos analíticos y teóricos para el análisis sísmico de túneles, por ejemplo, Penzien & Wu (1998), Penzie (2000), Hashash (2001). Sin embargo, la ingeniería de túneles es una de las áreas de la geotecnia en la que los métodos numéricos para el análisis de tensiones se adoptan con mayor frecuencia en la práctica.

Por otro lado, mientras que para estructuras superficiales el enfoque está basado principalmente en el cálculo de fuerzas inerciales, en el caso de estructuras enterradas tiene un mayor énfasis en las deformaciones. Por lo tanto, existen metodologías de análisis que difieren significativamente al de las estructuras convencionales, las cuales serán presentadas a continuación:

### 2.3.1 Soluciones analíticas para movimientos tipo “Racking”

Los túneles de transporte a poca profundidad suelen tener forma rectangular y, a menudo, se construyen utilizando el método “Cut and Cover”. Por lo general, el

túnel está diseñado como una estructura rígida rectangular. Desde el punto de vista del diseño sísmico, estas estructuras tipo caja tienen algunas características que son diferentes de las de los túneles circulares, además de los aspectos geométricos. Las implicaciones de 2 de estas características para el diseño sísmico se detallan a continuación:

En primer lugar, los túneles tipo “*Cut and cover*” generalmente son construidos a poca profundidad, donde las deformaciones sísmicas y la intensidad de vibración tienden a ser mayores.

En segundo lugar, un marco de caja generalmente no transmite las cargas estáticas tan eficientemente como un revestimiento circular. Como resultado, una estructura de túnel rectangular suele ser más rígida y, por lo tanto, menos tolerante a la distorsión. Esta característica, junto con las grandes deformaciones superficiales, hace que el efecto de interacción suelo-estructura sea particularmente importante para el diseño sísmico de túneles rectangulares.

A continuación, se presentan los procedimientos recomendados (U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, 2009) para la evaluación sísmica de este tipo de estructuras:

#### *2.3.1.1 Deformaciones de campo libre*

Se ha propuesto en el pasado que se diseñe una estructura de túnel rectangular suponiendo que la cantidad de trasiego impuesta sobre la estructura es igual a las distorsiones de corte de "Campo Libre" del medio circundante, como se ilustra en la Figura 2.10.

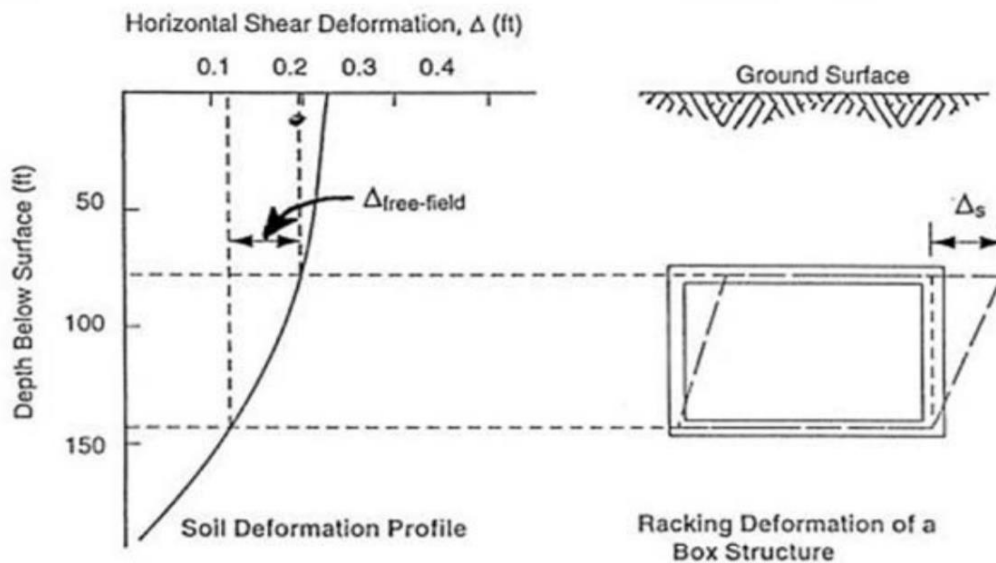


Figura 2.10 Deformación del suelo y deformación por distorsión de una estructura tipo caja.  
(Wang J.-N. , 1993)

El método de deformación de campo libre sirve como una herramienta de diseño simple y efectiva cuando la distorsión de suelo inducida sísmicamente es pequeña, por ejemplo, cuando la intensidad de vibración es baja o el suelo es muy rígido.

Sin embargo, se ha informado (Wang J.-N. , 1993) que este procedimiento simplificado podría conducir a un diseño excesivamente conservador o, por el contrario, un diseño no conservador, dependiendo de la rigidez relativa entre el suelo y la estructura.

### 2.3.2 Interacción suelo estructura

Las soluciones analíticas para el análisis de la respuesta transversal del túnel fueron desarrolladas tomando en consideraciones algunas idealizaciones:

- El túnel es completamente circular o rectangular para las deformaciones de ovalamiento o tipo “*racking*”, respectivamente.
- El material circundante es isotrópico
- El túnel es profundo alejado de la superficie para evitar la reflexión y/o refracción de las ondas superficiales.
- Solo es considerado un túnel. No se ha considerado la interacción con otras estructuras.

El sistema de estructura de suelo real encontrado en el campo para estructuras subterráneas es más complejo que las condiciones ideales descritas anteriormente y puede requerir el uso de métodos numéricos. Esto es particularmente cierto en casos donde una estructura de túnel muy importante está ubicada en un ambiente sísmico severo.

Hay tres tipos de método de análisis continuos bidimensionales que se han utilizado en la práctica de la ingeniería (U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, 2009), de los cuales el más importante se describe a continuación.

### 2.3.2.1 Análisis Dinámico tiempo historia

En un análisis dinámico de la historia del tiempo, todo el sistema de estructura del suelo está sujeto a excitaciones dinámicas usando registros tiempo historia de movimiento del suelo como entrada en la base del sistema, como se muestra en la Figura 2.11. Dichos registros empleados para este propósito se deben desarrollar de modo tal que coincidan con los espectros de respuesta de diseño de la zona de estudio y que tengan características que sean representativas del entorno sísmico del sitio y las condiciones del sitio.

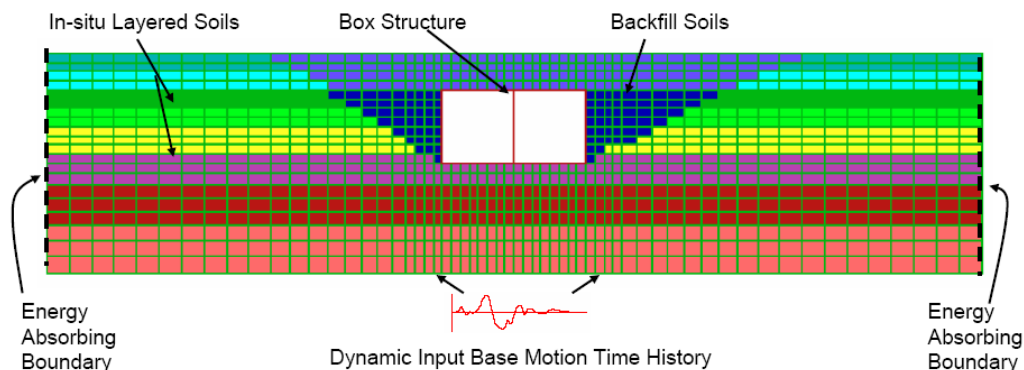


Figura 2.11 Ejemplo de un modelo para análisis dinámico  
(U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, 2009).

## 2.4 MODELAMIENTO NUMÉRICO

Un modelo de material se describe por un conjunto de ecuaciones matemáticas que dan una relación entre esfuerzos y deformaciones. Los modelos de materiales se expresan a menudo en una forma en la que en incrementos infinitesimal de esfuerzos están relacionados con en incrementos infinitesimal de las deformaciones.

### 2.4.1 Definición general de esfuerzos

El tensor de esfuerzos puede ser representada por la siguiente matriz de coordenadas cartesianas

$$\bar{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

En la teoría de deformaciones clásicas, el tensor de tensiones es simétrico tal que  $\sigma_{xy} = \sigma_{yx}$ ,  $\sigma_{yz} = \sigma_{zy}$  y  $\sigma_{zx} = \sigma_{xz}$ , es por ello por lo que los esfuerzos se escriben a menudo en notación vectorial, que implican sólo seis componentes distintas:

$$\bar{\sigma} = (\sigma_{xx} \quad \sigma_{yy} \quad \sigma_{zz} \quad \sigma_{xy} \quad \sigma_{yz} \quad \sigma_{zx})^T$$

Según el principio de Terzaghi, las tensiones en el suelo se dividen en tensiones efectivas,  $\bar{\sigma}'$ , y presiones de poro,  $\bar{\sigma}_w$ :

$$\bar{\sigma} = \bar{\sigma}' + \bar{\sigma}_w$$

Las presiones de poro se generan generalmente por el agua en los poros. Se considera que el agua no soporta esfuerzos de corte. Como resultado, los esfuerzos de corte efectivo son iguales al esfuerzo de corte total. La tensión viene a ser representada por los esfuerzos normales negativos, mientras que la compresión, por los esfuerzos normales negativos.

Además, el agua se considera que es completamente isotrópica, por lo que todos los componentes de presión de poro son iguales. Por lo tanto, la presión de poro puede ser representado por un valor único  $p_w$ :

$$\bar{\sigma}_w = (p_w \quad p_w \quad p_w \quad 0 \quad 0 \quad 0)^T$$

Los modelos de materiales para suelo y roca se expresan generalmente como una relación entre en incrementos infinitesimal de esfuerzos efectivos e incrementos infinitesimales de deformación. Los incrementos infinitesimales de esfuerzos se representan de la siguiente manera:

$$\dot{\bar{\sigma}}' = (\dot{\sigma}'_{xx} \quad \dot{\sigma}'_{yy} \quad \dot{\sigma}'_{zz} \quad \dot{\sigma}'_{xy} \quad \dot{\sigma}'_{yz} \quad \dot{\sigma}'_{zx})^T$$

Para la formulación de modelos de materiales es útil aplicar esfuerzos principales en lugar de componentes de esfuerzos cartesianos. Los esfuerzos principales son aquellas que se dan en una dirección tal del sistema de coordenadas en la cual los esfuerzos de corte son cero. Los esfuerzos principales son los eigenvalores o

valores propios del tensor de esfuerzos los cuales son las soluciones de la siguiente expresión:

$$\det(\bar{\sigma}' - \bar{\sigma}' I) = 0$$

$$\sigma'_1 \leq \sigma'_2 \leq \sigma'_3$$

Dónde  $I$  es la matriz identidad. Esta ecuación da tres soluciones para  $\sigma'$ , es decir, los esfuerzos principales efectivos ( $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_2$  y  $\sigma'_3$ ).

Además de los esfuerzos principales también es útil definir las invariantes del tensor de esfuerzos, cuyos valores son independientes de la orientación del sistema de coordenadas. Las invariantes del tensor de esfuerzos son los coeficientes de su polinomio característico, de los cuales los más importantes son:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz})$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2}((\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + (\sigma'_{yy} - \sigma'_{zz})^2 + (\sigma'_{zz} - \sigma'_{xx})^2 + 6(\sigma_{xy}^2 + \sigma_{yz}^2 + \sigma_{zx}^2))}$$

Donde:

$p'$ : El esfuerzo isotrópico efectivo o el esfuerzo efectivo promedio.

$q$ : Esfuerzo de corte equivalente, para el ensayo triaxial  $q = |\sigma'_1 - \sigma'_3|$ , si  $\sigma'_2 = \sigma'_3$ .

Los esfuerzos principales se pueden escribir en términos de las invariantes:

$$\sigma'_1 = p' + \frac{2}{3}q \text{Sen}(\theta - \frac{2}{3}\pi)$$

$$\sigma'_2 = p' + \frac{2}{3}q \text{Sen}(\theta)$$

$$\sigma'_3 = p' + \frac{2}{3}q \text{Sen}(\theta + \frac{2}{3}\pi)$$

En donde  $\theta$  es el tercera invariante conocido como el ángulo de Lode, el cual es definido como:

$$\theta = \frac{1}{3} \text{ArcSen}\left(\frac{27 J_3}{2 q^3}\right)$$

$$J_3 = (\sigma'_{xx} - p')(\sigma'_{yy} - p')(\sigma'_{zz} - p') - (\sigma'_{xx} - p')\sigma_{yz}^2 - (\sigma'_{yy} - p')\sigma_{zx}^2 - (\sigma'_{zz} - p')\sigma_{xy}^2 + 2\sigma_{xy}\sigma_{yz}\sigma_{zx}$$

En ángulo de Lode toma el valor de  $\pi/3$  en la compresión triaxial y  $-\pi/3$  en la extensión.

#### 2.4.2 Definición general de deformaciones

Al igual que con los esfuerzos, El tensor de deformaciones puede ser representada por una matriz de coordenadas cartesianas:

$$\bar{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix}$$

De acuerdo con la teoría de bajas deformación, sólo la suma completa de los componentes de la deformación de corte de  $\varepsilon_{ij}$  y  $\varepsilon_{ji}$  dar lugar a la deformación por corte  $\gamma$ . Las deformaciones suelen representarse también de forma vectorial

$$\bar{\varepsilon} = (\varepsilon_{xx} \quad \varepsilon_{yy} \quad \varepsilon_{zz} \quad \gamma_{xy} \quad \gamma_{yz} \quad \gamma_{zx})^T$$

Además, las deformaciones son las derivadas de las componentes de los desplazamientos:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial U_x}{\partial X}; \quad \varepsilon_{yy} = \frac{\partial U_y}{\partial Y}; \quad \varepsilon_{zz} = \frac{\partial U_z}{\partial Z}$$

$$\gamma_{xy} = \varepsilon_{xy} + \varepsilon_{yx} = \frac{\partial U_x}{\partial Y} + \frac{\partial U_y}{\partial X}$$

$$\gamma_{yz} = \varepsilon_{yz} + \varepsilon_{zy} = \frac{\partial U_y}{\partial Z} + \frac{\partial U_z}{\partial Y}$$

$$\gamma_{zx} = \varepsilon_{zx} + \varepsilon_{xz} = \frac{\partial U_z}{\partial X} + \frac{\partial U_x}{\partial Z}$$

Del mismo modo como para los esfuerzos, las componentes de la deformación normales positivos se refieren a la extensión, mientras que componentes de la deformación normales negativos indican compresión.

En la formulación de modelos constitutivos del suelo, se consideran incrementos infinitesimales de la deformación están representados por tasas de deformación:



$$\dot{\epsilon} = (\dot{\epsilon}_{xx} \quad \dot{\epsilon}_{yy} \quad \dot{\epsilon}_{zz} \quad \dot{\gamma}_{xy} \quad \dot{\gamma}_{yz} \quad \dot{\gamma}_{zx})^T$$

Análogamente a las invariantes de esfuerzos, es también muy útil definir los invariantes de las deformaciones. Un invariante es la deformación volumétrica  $\epsilon_v$ , es cual se define como la suma de todas las componentes normales de la deformación:

$$\epsilon_v = \epsilon_{xx} + \epsilon_{yy} + \epsilon_{zz} = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$$

La deformación volumétrica se define como negativo para la compactación y como positivo para dilatación. A continuación, se define otra invariante conocida como la deformación desviadora  $\epsilon_q$ .

$$\epsilon_q = \sqrt{\frac{2}{9} \left[ (\epsilon_{xx} - \epsilon_{yy})^2 + (\epsilon_{yy} - \epsilon_{zz})^2 + (\epsilon_{zz} - \epsilon_{xx})^2 + \frac{1}{3} (\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2) \right]}$$

Para las condiciones de un ensayo triaxial ( $\epsilon_2 = \epsilon_3$ ) la deformación desviadora se reduce a

$$\epsilon_q = \frac{2}{3} |\epsilon_1 - \epsilon_3|$$

Donde  $\epsilon_1$  y  $\epsilon_3$  son la mayor y menor componente de la deformación, respectivamente. Cuando la deformación volumétrica es despreciable ( $\epsilon_v = 0$ ),  $\epsilon_3 = -\frac{1}{2}\epsilon_1$ .

## 2.5 MODELO CONSTITUTIVO HARDENING SOIL

El modelo del suelo con endurecimiento (denominado en adelante como Modelo HS) está formulado para replicar el modelo de suelo hiperbólico (Duncan y Chang, 1970) en condiciones triaxiales dada la relación entre el esfuerzo desviador  $q$  y la deformación vertical  $\epsilon_1$ . Sin embargo, actualmente el modelo HS supera ampliamente al modelo hiperbólico por:

- Empleo de la teoría de la plasticidad que considera las deformaciones plásticas y variables de estado en lugar de la de la elasticidad.
- Incluir la dilatación del suelo.
- La introducción de una superficie de fluencia.

La primera versión del modelo HS fue desarrollada en el espacio principal de los esfuerzos y utiliza una superficie de fluencia al corte del tipo de Mohr-Coulomb que se endurece desde la carga inicial hasta que ocurra la falla según el criterio de Mohr-Coulomb (Schanz, Vermeer, & Bonnier, 1999).

Con la finalidad de representar el comportamiento del suelo con mayor precisión se emplean tres valores de rigidez: rigidez de carga triaxial  $E_{50}$ , rigidez de descarga triaxial  $E_{ur}$  y la rigidez de carga del anemómetro  $E_{oed}$ . Aparte de eso, explica la dependencia del estrés de los módulos de rigidez, todas las rigideces aumentan con la presión (las tres entradas se relacionan con la tensión de referencia, 100 kPa).

### 2.5.1 Parámetros de resistencia

La idea básica del modelo HS es la relación hiperbólica entre el esfuerzo desviador  $q$  y la deformación vertical  $\varepsilon_1$ . Cuando el esfuerzo desviador aumenta, el suelo disminuye su rigidez y desarrolla deformaciones plásticas (Kondner & Zelasko, 1963) pueden describir bien la relación entre el esfuerzo desviador y la deformación axial como:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{\left(1 - \frac{q}{q_a}\right)}$$

Tomando como base la definición del modelo hipoeástico (Kondner & Zelasko, 1963) se introduce un nuevo parámetro de medición del esfuerzo desviador  $q_f$  (Duncan & Chang, 1970) de la forma:

$$q_a = \frac{2\text{Sen}\phi'}{(1 - \text{Sen}\phi')} (\sigma'_3 + c' \text{Cot}\phi') \text{ cuando } q_a < q_f$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \text{ cuando } q_a = \frac{q_f}{R_f} \geq q_f$$

Las diferencias conceptuales entre las formulaciones propuestas Kondner & Zelasko (1963) y Duncan & Chang (1970) se puede apreciar en la Figura 2.12. De modo general podemos decir que:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} = \frac{2\text{Sen}\phi'}{R_f(1 - \text{Sen}\phi')} (\sigma'_3 + c' \text{Cot}\phi')$$

$$q_f = (c \text{Cot}\phi - \sigma'_3) \frac{2\text{Sen}\phi}{1 - \text{Sen}\phi}$$

Donde:

- $E_{50}$  es el módulo de rigidez dependiente del esfuerzo de confinamiento con el módulo tangente para la carga primaria.
- $q_a$  Es el valor del esfuerzo asintótico de corte.
- $q_f$  Esfuerzo desviador último.
- $R_f$  Es la relación entre el esfuerzo desviador último y el esfuerzo asintótico.

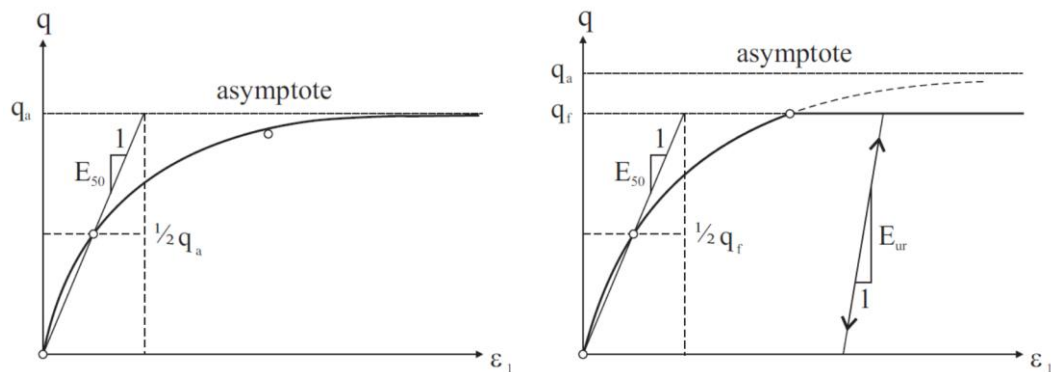


Figura 2.12 Relación hiperbólica Kondner & Zelasko (izquierda) y la modificación propuesta por Duncan & Chang (Derecha).

## 2.5.2 Rigidez para la carga primaria

El comportamiento de esfuerzo-deformación para la carga primaria es altamente no lineal y se representa mediante la siguiente expresión (Janbu, 1963), donde se puede notar que el módulo secante cambia en función del menor esfuerzo principal:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{\sigma'_3 + c' \cot \phi'}{\sigma^{ref} + c' \cot \phi'} \right)^m$$

Donde:

- $E_{50}^{ref}$  representa el módulo de rigidez de referencia correspondiente a la presión de referencia  $\sigma^{ref}$  y se determina para el módulo secante de la curva esfuerzo-deformación de 50 % de la resistencia al corte máximo.
- $m$  Es el exponente de dependencia del esfuerzo. Un valor de  $m = 0$  significa que la rigidez no es dependiente del esfuerzo, permaneciendo constante, a pesar de cualquier variación en el esfuerzo. Un valor de  $m =$

1 significa que la rigidez es directamente proporcional al menor esfuerzo principal  $\sigma_3$ .

### 2.5.3 Función de fluencia por corte

Para reproducir la hipérbola extendiendo el modelo hipoelástico de Duncan Chang se presenta la función de fluencia siguiente (Schanz T. , 1998):

$$f^s = \frac{1}{E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma^{ps}$$

Cuando la función de fluencia por corte es transformada al espacio de esfuerzos principales, resulta en una superficie del tipo cónica que se formula de la siguiente manera:

$$f_{12}^s = \frac{2q_a}{E_i} \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_2)} - 2 \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{E_{ur}} - \gamma^{ps}$$

$$f_{13}^s = \frac{2q_a}{E_i} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} - 2 \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_{ur}} - \gamma^{ps}$$

El cambio de módulos  $E_{50}$  a  $E_i$  se debe a la segunda superficie de fluencia tipo "Cap", la cual afecta el modulo de rigidez del material de modo tal que el significado de  $E_i$  en el modelo HS no está cercanamente relacionado con el modelo hiperbólico (Kondner & Zelasko, 1963) como el  $E_{50}$ .

Los módulos  $E_{ur}$  y  $E_{ur}$  tambien son dependientes del esfuerzo, por lo cual son escalados de manera exponencial de acuerdo con la expresión de Janbu (1963).

$$E_i = E_i^{ref} \left( \frac{\sigma'_3 + c' \cot \phi'}{\sigma^{ref} + c' \cot \phi'} \right)^m$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{\sigma'_3 + c' \cot \phi'}{\sigma^{ref} + c' \cot \phi'} \right)^m$$

Donde:

- $E_i$  es el módulo para la deformación elástica inicial empleado solo en la segunda versión del modelo HS y es considerado un parámetro auxiliar.
- $E_{ur}$  es el módulo para la deformación elástica en la carga y descarga.

- $E_{ur}^{ref}$  es el módulo bajo una presión de referencia  $\sigma^{ref}$  para la carga descarga.

Además, la deformación plástica por corte es también considerada como un parámetro del endurecimiento y además controla el endurecimiento en la superficie de fluencia:

$$\gamma^{ps} = \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx 2\varepsilon_1^p$$

Para un valor constante de  $\gamma^{ps} = 0$  representar como líneas en el plano  $p' - q$ . La forma de la superficie de fluencia se corresponde con el valor de  $m$ . Cuando  $m = 0$ , se obtienen líneas rectas, mientras que  $m \leq 1$  conforme disminuye, se obtienen líneas curvadas cada vez más pronunciadas para la superficie de fluencia, lo cual se puede apreciar en la Figura 2.13.

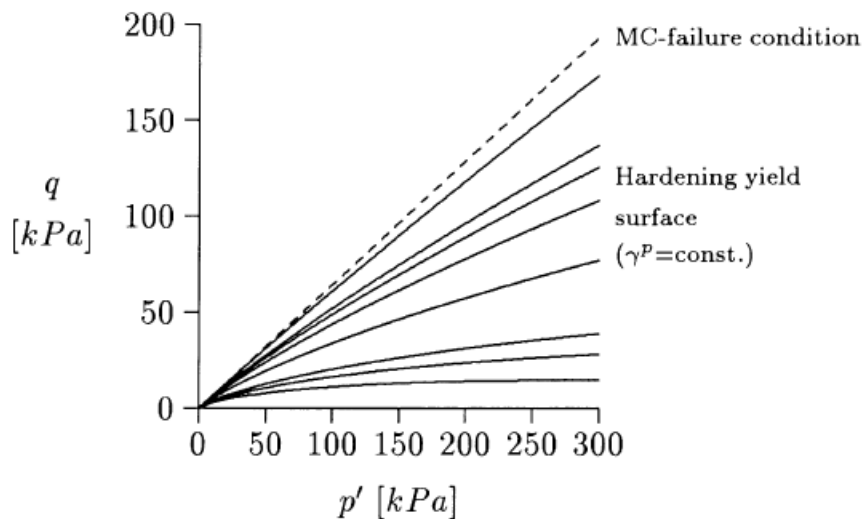


Figura 2.13 Sucesivas superficies de fluencia para varios valores de endurecimiento

#### 2.5.4 Potencial Plástico

Del mismo modo que cualquier modelo de plasticidad, el modelo HS emplea un potencial plástico que define la relación entre las deformaciones plásticas por corte  $\gamma^{ps}$  y la deformación volumétrica  $\varepsilon_v^p$ . Es una relación lineal basada en el ángulo de la dilatancia.

$$\varepsilon_v^p = \text{Sen}\psi_m \dot{\gamma}^{ps}$$

Donde:

- $\dot{\varepsilon}_v^p$  tasa de deformación volumétrica

- $\dot{\gamma}^{ps}$  tasa de deformación plástica por corte
- $\psi_m$  es el ángulo de dilatación movilizada, el cual será definido en mayor detalle posteriormente.

Las funciones del potencial plástico definen en el espacio de esfuerzos la dirección en la cual el esfuerzo se vuelve en la superficie de fluencia. El potencial plástico también se puede expresar como:

$$g_{12}^s = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} - \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \text{Sen}\psi_m$$

$$g_{13}^s = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} - \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \text{Sen}\psi_m$$

En ambas formas de expresar el potencial plástico aparece el ángulo de dilatación  $\psi_m$  el cual representa las características de dilatación del suelo describiendo su comportamiento volumétrico. El modelo HS emplea teoría del esfuerzo-dilatación de Rowe (Rowe P. , 1962) la cual relaciona el ángulo de dilatación movilizado  $\psi_m$  con el ángulo de fricción en el estado crítico  $\phi_c$  y el ángulo de fricción movilizado  $\phi_m$ .

$$\text{Sen}\psi_m = \frac{\text{Sen}\phi_m - \text{Sen}\phi_c}{1 - \text{Sen}\phi_m \text{Sen}\phi_c}$$

El modelo HS utiliza un enfoque de tipo Mohr-Coulomb para el cálculo del ángulo de fricción movilizado expresándose como:

$$\text{Sen}\phi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 + 2c' \text{Cot}\phi}$$

El ángulo de dilatación es positivo siempre que  $\phi_m > \phi_c$ , esto indica el material toma un comportamiento dilatante. Así mismo, cuando  $\phi_m < \phi_c$  el suelo se contrae. Por otro lado, cuando el ángulo de fricción movilizado alcanza el ángulo en la falla  $\phi_m = \phi_p$ , se deduce que:

$$\text{Sen}\psi_p = \frac{\text{Sen}\phi_p - \text{Sen}\phi_c}{1 - \text{Sen}\phi_p \text{Sen}\phi_c} \quad \text{Sen}\phi_c = \frac{\text{Sen}\phi_p - \text{Sen}\psi_p}{1 - \text{Sen}\phi_p \text{Sen}\psi_p}$$

El endurecimiento por corte continuará con la resistencia al corte movilizada hasta alcanzar la resistencia máxima empleando el criterio de Mohr Coulomb.

### 2.5.5 Superficie de fluencia tipo “Cap”

Las superficies de fluencia por corte no explican la deformación volumétrica en la condición isotrópica. Para resolver este problema, se introduce otra superficie de fluencia conocida como superficie “Cap” para formular el comportamiento isotrópico. Con la ayuda de esta superficie, la región elástica se cierra dentro de los límites establecidos por la superficie de fluencia inicial y la del tipo “Cap”, en la dirección axial  $p$ , como se puede apreciar en la Figura 2.14.

De modo similar al que el módulo  $E_{50}$  controla de la superficie de fluencia de corte, el módulo de elasticidad edométrico  $E_{ode}^{ref}$  es usado para el control de las deformaciones plásticas originadas en la superficie tipo “Cap”, la cual se puede expresar como:

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{M^2} + (p')^2 - p_p^2$$

$$p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3 \quad \tilde{q} = \sigma'_1 + (\alpha - 1)\sigma'_2 - \alpha\sigma'_3 \quad \alpha = \frac{3 + \text{Sen}\phi}{3 - \text{Sen}\phi}$$

Donde:

- $M$  es un parámetro auxiliar del modelo relacionado con el valor de  $K_0^{nc}$ .
- $\tilde{q}$  es una medida especial del esfuerzo para el caso de los esfuerzos desviadores.
- $p_p$  valor del esfuerzo de pre-consolidación isotrópica.

El potencial plástico de la superficie de fluencia “Cap” tiene la misma función que la función de fluencia ( $g_c = f_c$ ), por lo cual las deformaciones plásticas en la superficie de fluencia “Cap” están relacionadas, en contraste con las deformaciones plásticas en la superficie de fluencia cónica.

Las leyes de endurecimiento del modelo original de “Hardening Soil” se definen como:

$$d\gamma^p = d\lambda^s \times h_{\gamma^p} \quad h_{\gamma^p} = \left( \frac{\partial g}{\partial \sigma_1} - \frac{\partial g}{\partial \sigma_2} - \frac{\partial g}{\partial \sigma_3} \right) = 1$$

$$dp_p = d\lambda^s \times h_{p_p} \quad h_{p_p} = 2H \left( \frac{\sigma_3 + c \text{Cot}\phi}{\sigma_{ref} + c \text{Cot}\phi} \right)^m p$$

Donde  $H$  es un parámetro que relaciona las deformaciones plásticas volumétricas  $\varepsilon_v^p$  con el esfuerzo de pre-consolidación  $p_p$  del siguiente modo:

$$dp_p = H \left( \frac{\sigma_3 + c \cot \phi}{\sigma_{ref} + c \cot \phi} \right)^m d\varepsilon_v^p$$

Descomponiendo las deformaciones volumétricas en contribuciones plásticas y elásticas, el parámetro  $H$ , puede ser redefinido como una función del módulo de Bulk en la condición de carga descarga  $K_s$  y además en la condición de la carga primaria  $K_c$ .

$$H = \frac{K_s K_c}{K_s - K_c} = 1$$

Debido a la suposición de la elasticidad isotrópica, el módulo de rigidez elástica de Bulk  $K_s$  se relaciona con el módulo de elasticidad en la condición de carga descarga  $E_{ur}^{ref}$  del siguiente modo:

$$K_s = \frac{E_{ur}^{ref}}{3(1 - 2\nu)}$$

El parámetro  $H$  también puede ser determinado por la relación de los módulos de Bulk  $K_s/K_c$ . como el significado físico de este último es más evidente, a menudo se usa para determinar  $H$ .

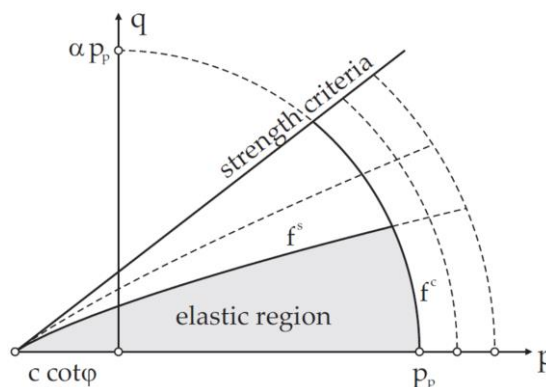


Figura 2.14 Superficie de fluencia del modelo FS en el plano  $p-q$

La superficie de fluencia “Cap” se encuentra representada por una elipse cuya longitud  $p_p$  en el eje  $p$  y  $Mp_p$  en el eje  $\tilde{q}$ . De aquí se desprende que el valor de  $p_p$  controla la magnitud y  $M$  su relación de aspecto, lo cual se aprecia en la Figura 2.14. Una ilustración de la superficie de fluencia en el espacio se muestra en la Figura 2.15.



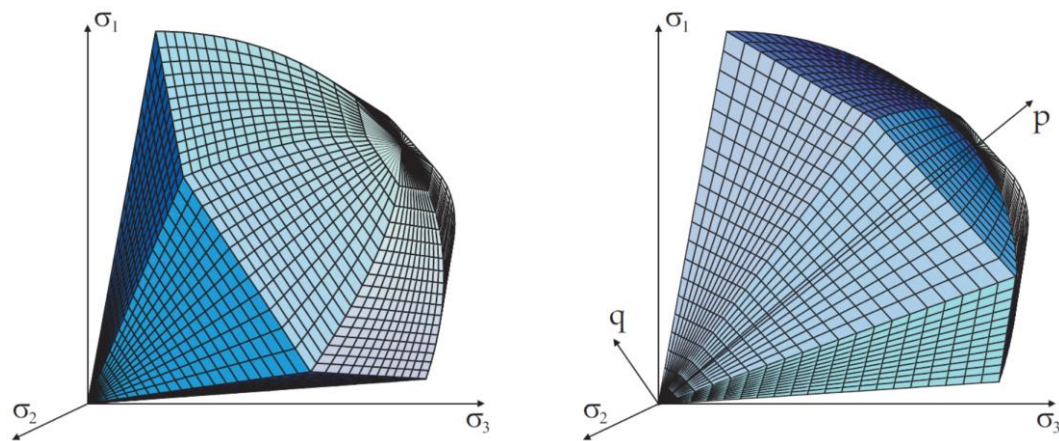


Figura 2.15 La superficie de fluencia cónica y tipo “Cap” en el plano de esfuerzos principales en su estado último de falla según el criterio de Mohr Coulomb. A la derecha una sección de corte del plano  $p - \bar{q}$  a través de la superficie de fluencia.

(Benz, 2006)

## 2.6 MODELO HS SMALL

El modelo “*Hardening Soil model with small strain stiffness*”, mejor conocido como el modelo “*HS Small*”, se basa en el modelo de Hardening Soil desarrollado por Schanz, descrito en detalle en el acápite anterior, sin embargo, en comparación con el modelo HS, esta nueva versión es capaz de desarrollar el comportamiento paraelástico histórico del suelo con a bajas deformaciones de una manera más realista, introduciendo en la formulación del modelo el módulo de corte inicial y la reducción del módulo de corte secante, con la deformación cortante del suelo.

### 2.6.1 Parámetros que afectan el comportamiento del suelo a bajas deformaciones

El modelo “*HS Small*” implementa una versión modificada (Santos & Correia, 2001) de la curva de reducción de la rigidez hiperbólica propuesta por Hardin y Drnevich, basados en data de la literatura, con lo cual el modelo HS Small es capaz de construir enteramente la curva de degradación del módulo de corte a partir de los pares  $(G_0, 0)$  y  $(G_{0.7}, \gamma_{0.7})$ . (Benz, 2006).

### 2.6.2 Relación de Hardin Drnevich

Análogamente a la ley hiperbólica (Kondner & Zelasko, 1963) para grandes deformaciones, se encontró en resultados de ensayos de laboratorio que el comportamiento del suelo a bajas deformaciones puede ser descrito mediante una ley hiperbólica, de donde se propone la siguiente relación (Hardin & Drnevich, 1972):

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|}$$

Además, el valor de  $\gamma_r$  es la deformación de corte umbral definida como:

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0}$$

Donde  $\tau_{max}$  es el esfuerzo de corte en la falla. La ecuación anterior relaciona las propiedades a grandes y bajos niveles de deformación. Sin embargo, existen otras propuestas posteriores que realizan modificaciones a la relación original de Hardin-Drnevich, una de las cuales establece el valor de la deformación de corte umbral  $\gamma_a = \gamma_{0.7}$ , el cual se muestra a continuación (Santos & Correia, 2001):

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + a \left( \frac{\gamma}{\gamma_a} \right)}$$

Donde el parámetro de  $a$  representa un parámetro de ajuste, el cual toma el valor de 0.385 para un valor de  $G = 0.722G_0$  por lo cual el 70% en realidad es 72.2%, lo cual para fines prácticos se puede considerar como despreciable (Benz, 2006).

### 2.6.3 Formulación a bajas deformaciones

El modelo original HS asume un comportamiento elástico durante la carga y la descarga. Sin embargo, el rango de deformaciones en el cual se puede considerar realmente elástico es reducido, ya que la rigidez del suelo decae de manera no lineal con la forma de la curva característica "S" a medida que se incrementa la amplitud de las deformaciones, tal como se muestra en la Figura 2.16.

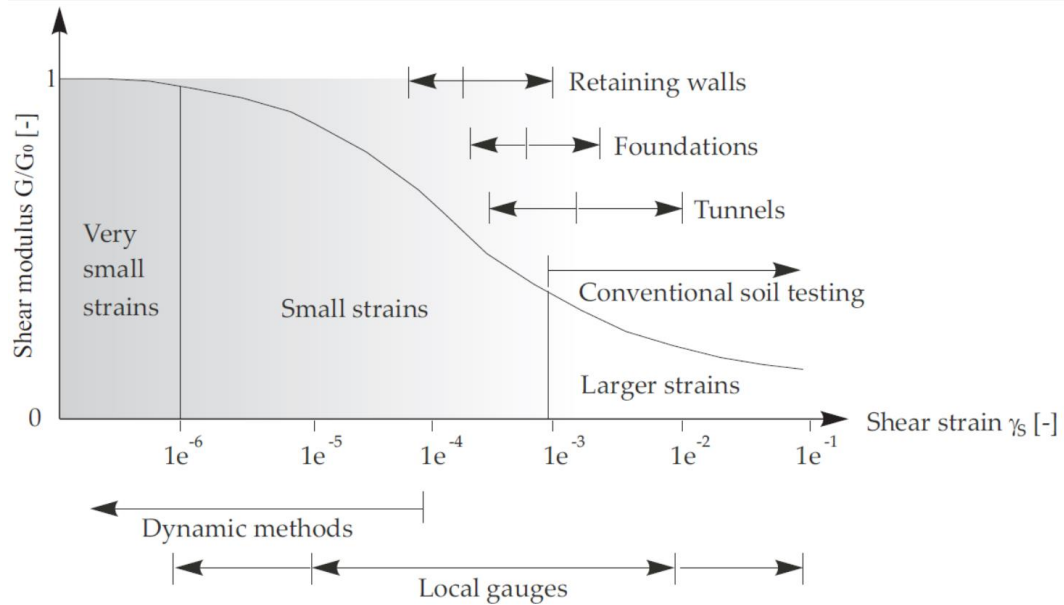


Figura 2.16 Curva característica de la degradación de la rigidez y los rangos típicos de deformación en aplicaciones y ensayos de laboratorio (Atkinson & Salfors, 1991).

El modelo de “*Small strain overlay*” permite al modelo HS ser dependiente de su historial de deformaciones. Adicionalmente, atenúa la deformación plástica bajo las condiciones de cargas iniciales cuando es necesario, con la finalidad de preservar la rigidez a bajas deformaciones del material (PLAXIS bv, 2016). Se tienen las siguientes relaciones:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}$$

Donde:

- $G$  es el módulo de corte
- $K$  es el módulo de Bulk
- $\nu$  es el módulo de Poisson, el cual para la implementación del modelo de superposición a bajas deformaciones dentro del modelo HS Small será definido de manera constante como  $\nu = \nu_{ur} = cte$ .

Donde el módulo  $G_0$  mantiene la relación exponencial que denota su dependencia del esfuerzo, al igual que los módulos definidos previamente.

Además, se requiere la definición de otros parámetros para el control de la historia de esfuerzo deformación, los cuales son el módulo de corte inicial  $G_0^{ref}$  dada una

presión de referencia y la deformación por corte reducido al 70% de su valor inicial  $\gamma_{0.7}$ .

$$G_0 = G_0^{ref} \left( \frac{\sigma_3 + c \cot \phi}{\sigma^{ref} + c \cot \phi} \right)^m$$

La relación esfuerzo deformación en el modelo HS Small puede ser formulada del siguiente modo a partir del módulo de corte secante  $G_s$ :

$$\tau = G_s \gamma = \frac{G_0 \gamma}{1 + a \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}}$$

Tomando la derivada con respecto a la deformación por corte, se obtiene el módulo de corte tangente  $G_t$ :

$$G_t = \frac{G_0}{\left(1 + a \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}\right)^2}$$

Se establece un límite inferior en el modelo HS Small a fin de controlar la curva de reducción del módulo de deformación y rigidez al corte, mediante el parámetro de deformación cortante  $\gamma_c$ . Para este nivel de deformación el módulo de corte tangente  $G_t$  es reducido al valor del módulo de corte en la carga y la descarga  $G_{ur}$ . El módulo de corte en la carga y descarga se define como:

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})}$$

Además, el nivel de deformación cortante  $\gamma_c$  puede ser calculado como de las relaciones modificadas de Hardin Drnevich:

$$\gamma_c = \frac{\gamma_{0.7}}{a} \left( \sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right)$$

En la Figura 2.17 se muestra la comparación de las curvas de degradación tangente, secante y el límite por deformación cortante impuesto.

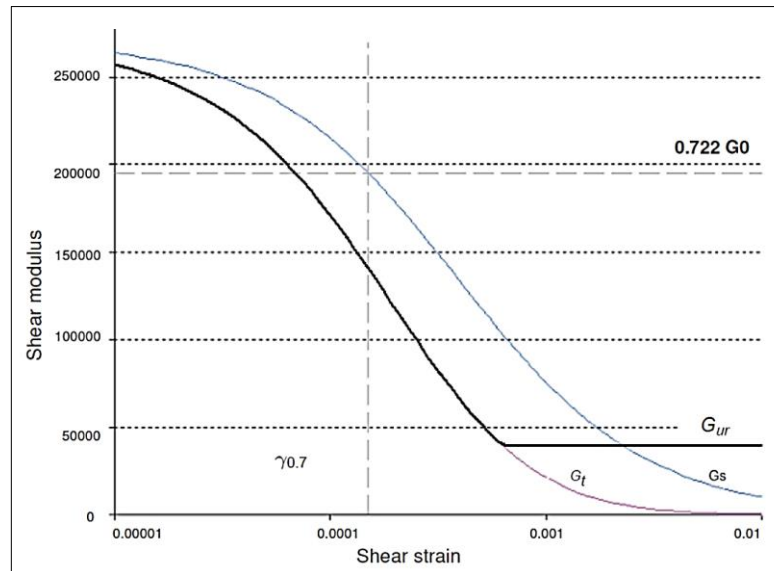


Figura 2.17 Representación de los módulos de corte secante y tangente.  
(PLAXIS bv, 2016)

Por defecto, el modelo HS sufre endurecimiento bajo las condiciones de carga iniciales. Sin alterar las leyes de endurecimiento definidos previamente en la sección 2.5.5, la deformación plástica reduce la rigidez a bajas deformaciones del modelo HS Small definidas por los parámetros  $G_0$  y  $\gamma_{0.7}$  por lo cual las leyes de endurecimiento deberán ser modificadas como:

$$d\gamma^p = d\lambda^s \times h_i \times h_{\gamma^p} \quad h_{\gamma^p} = \left( \frac{\partial g}{\partial \sigma_1} - \frac{\partial g}{\partial \sigma_2} - \frac{\partial g}{\partial \sigma_3} \right) = 1$$

$$dp_p = d\lambda^s \times h_i \times h_{p_p} \quad h_{p_p} = 2H \left( \frac{\sigma_3 + c \cot \phi}{\sigma_{ref} + c \cot \phi} \right)^m p$$

Donde  $h_i$  aproxima el endurecimiento plástico a bajas deformaciones en las condiciones de carga inicial. Finalmente, las superficies de fluencia cónica y “Cap” se muestran en la Figura 2.18:

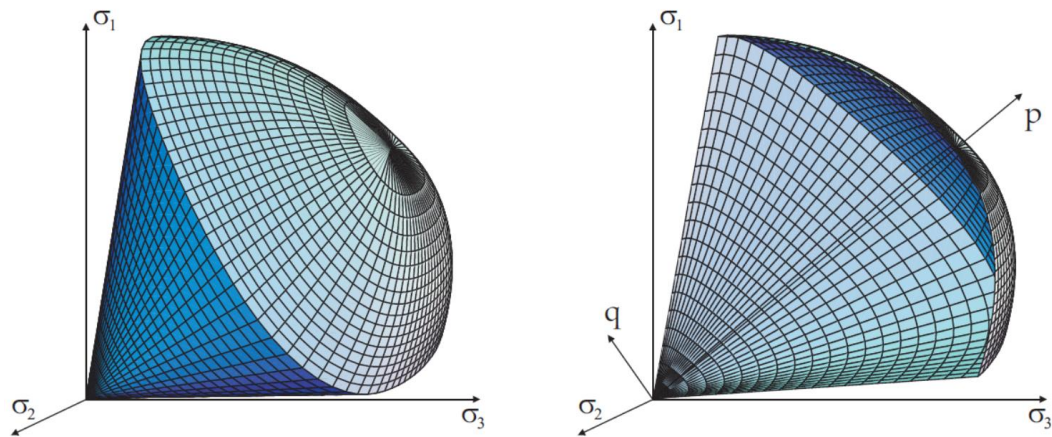


Figura 2.18 La superficie de fluencia cónica y la “Cap” en el plano de esfuerzos principales en su estado último de falla según el criterio de Matsuoka – Nakai. A la derecha una sección de corte del plano  $p - \tilde{q}$  a través de la superficie de fluencia.

(Benz, 2006)

## 2.7 ELEMENTOS FINITOS

Con el rápido desarrollo de la tecnología se obtuvo una mejora en la capacidad de procesamiento, volviéndose más comunes los análisis de respuesta sísmica bidimensionales o tridimensionales de modelos complicados en ingeniería geotécnica.

Al discretizar los suelos y estructuras de cimentación en elementos finitos o modelos de diferencias finitas que consisten en un número grande de nodos y elementos cual brinda soluciones aproximadas a los problemas de valor límite de la mecánica continua, con el tiempo se puede derivar la siguiente ecuación de matriz dinámica multidimensional.

$$[M]\ddot{U} + [C]\dot{U} + [K]U = -\{m\}\ddot{z}$$

Donde:

- $\ddot{U}, \dot{U}$  y  $U$  Son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento de los nodos.
- $[M], [C]$  y  $[K]$  Son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez.
- $-\{m\}\ddot{z}$  representa las fuerzas por sismo.

En este enfoque, el dominio del problema, que es parte del continuo, se subdivide en elementos finitos. El tamaño del dominio del problema debe seleccionarse de tal forma que la influencia de la parte omitida del continuo tenga un efecto insignificante en los resultados de la solución numérica (Potts, et al., 2002).

### 2.7.1 Elementos Tipo “Soil”

Existen distintas propuestas para la discretización de estos elementos, siendo los elementos triangulares los más usados en la actualidad, en la Figura 2.19, se muestran los elementos triangulares de 6 y 15 nodos, los cuales son empleados para representar los suelos.

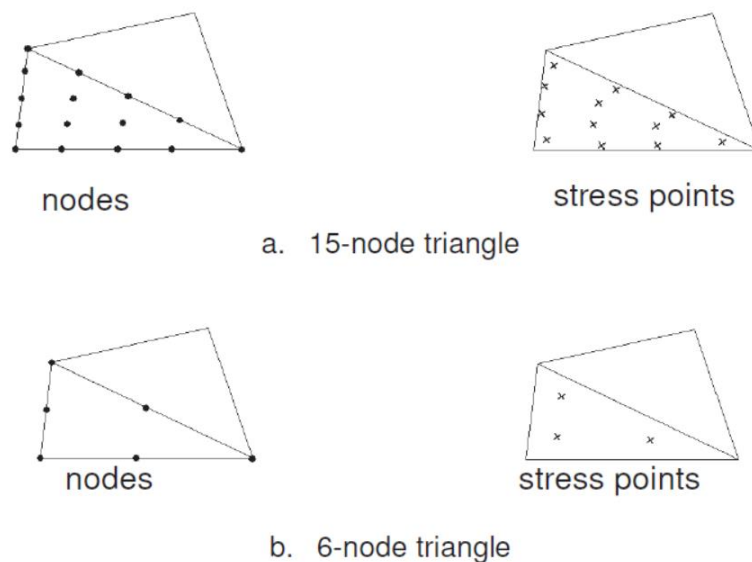


Figura 2.19 Posición de los nodos y puntos de estrés en los elementos del suelo.  
(PLAXIS bv, 2016)

Los elementos triangulares de 15 nodos son muy precisos, tanto que ha producido resultados de esfuerzos de alta calidad para problemas difíciles, como por ejemplo en cálculos de colapso para suelos incompresibles.

Por otro lado, los elementos triangulares de 6 nodos son lo suficientemente precisos para brindar buenos resultados en el análisis de deformaciones estándar, siempre que se use un número suficiente de elementos (PLAXIS bv, 2016).

La respuesta de cada elemento se expresa en términos de un número finito de grados de libertad caracterizados como el valor de una función desconocida en el conjunto de puntos nodales. La respuesta del modelo matemático se considera aproximada por la del modelo discreto obtenido al conectar la colección de todos los elementos.

Un factor importante en los análisis por elementos finitos es el tamaño del elemento que se emplea al punto que puede ser considerado un arte, pues cada problema necesita una malla particular. (Krammer, 2018) En análisis dinámicos el tamaño de los elementos es dictado por la resolución de la frecuencia de interés, para lo cual se emplea la siguiente recomendación:

$$V = \lambda \times f \quad \lambda = V/f$$

$$\Delta Z \sim \lambda_{min}/8 = \frac{V}{f_{max}}$$

Donde:

- $V$  es la velocidad de ondas de corte del medio y  $f_{max}$  la frecuencia máxima del sismo.
- $\lambda$  Es la longitud de la onda incidente
- $\Delta Z$  Es el tamaño máximo del elemento

### 2.7.2 Elementos tipo “Plate”

Estos son elementos estructurales que se emplean generalmente para modelar estructuras delgadas considerando una rigidez a la flexión y una rigidez normal, por lo cual son empleados para simular la influencia de muros, losas placas o líneas entre otros elementos estructurales. En la Figura 2.20 se muestra un ejemplo de estructuras geotécnicas que hacen uso de esta clase de elementos.

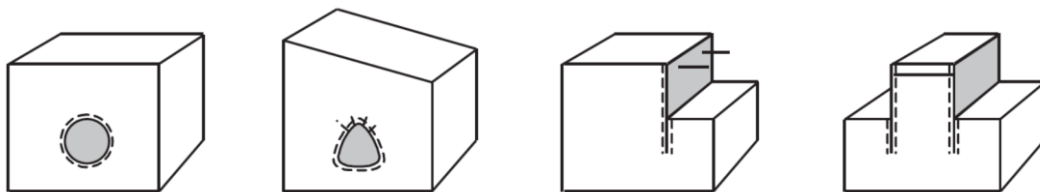


Figura 2.20 Aplicaciones en la evaluación de estructuras de los elementos tipo “plate”.  
(PLAXIS bv, 2016)

Para simular el comportamiento de las vigas y losas que forman los túneles, estructuras en las cuales se enfoca la presente tesis, se comportan como elementos estructurales a flexión. Estos elementos están compuestos de estructuras lineales con 3 grados de libertad por nodo: dos grados de libertad traslacional ( $u_x, u_y$ ) y uno rotacional (rotación en el plano  $x - y$ ). Cuando se emplean elementos suelo de 15 nodos, los elementos plate son definidos con elementos de 5 nodos.

Los elementos “plate” se basan en la teoría de placas de Mindlin (Bathe, 1982), la cual permite la deflexión de placas debido al corte y también a la flexión. En adición, el elemento puede cambiar de longitud cuando se aplica carga axial y



pueden plastificar si el momento flector o la máxima carga axial prescrita son superados.

Los momentos de flexión y las fuerzas axiales se evalúan a partir de las tensiones en los puntos de tensión y se extrapolan a los nodos de los elementos. Un elemento tipo “plate” de 3 nodos contiene 2 pares de puntos de estrés, mientras que en el caso de un elemento con 5 nodos posee 4 pares de puntos de estrés. La Figura 2.21 muestra elementos tipo “plate” de 3 y 5 nodos.

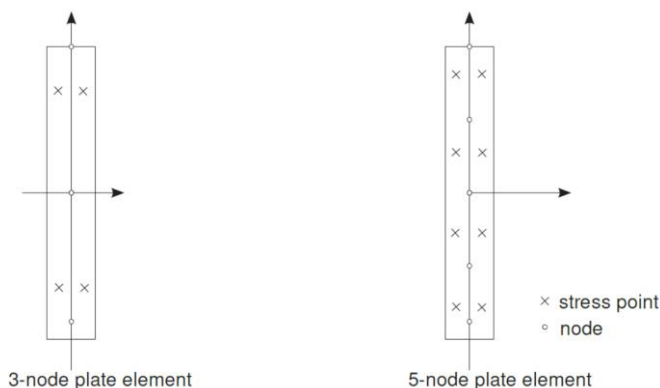


Figura 2.21 posición de los nodos y los puntos de estrés en los elementos tipo “plate”.  
 (PLAXIS bv, 2016)

### 2.7.3 Elementos de Interfases

Las interfases son elementos comunes que se suelen agregar a los elementos tipo “plate” con el fin de permitir un adecuado modelamiento de la interacción suelo estructura, por ejemplo, en zonas de contacto entre el suelo y la estructura.

Las interfases están compuestas por elementos de interfase. La Figura 2.22, muestra como los elementos de interfase se conectan con los elementos tipo “Soil” de 5 y 15 nodos para los cuales los elementos de interfase son definidos por 3 y 5 pares de nodos.

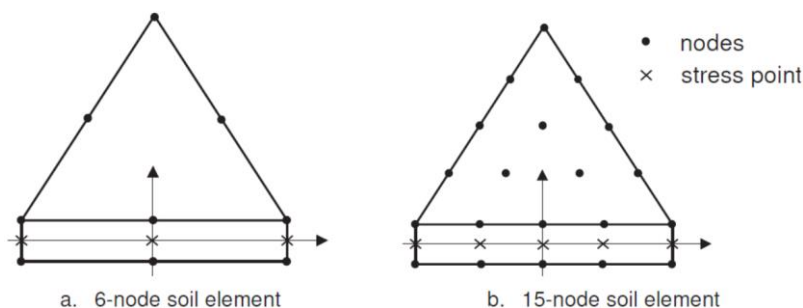


Figura 2.22 Distribución de los nodos y puntos de estrés para los elementos de interfase.  
 (PLAXIS bv, 2016)

## CAPÍTULO III: AMBIENTE SÍSMICO Y CARACTERIZACIÓN DE SITIO

### 3.1 AMBIENTE SÍSMICO

#### 3.1.1 Marco Neotectónico Regional

A continuación, se procederá con la descripción del marco neotectónico regional el cual condiciona la sismicidad en la costa del Perú, principalmente frente a las costas de Lima en donde se ubica la estructura a analizar en la presente tesis:

Frente a la costa peruana se encuentran diversas estructuras tectónicas, algunas de las cuales tienen influencia en la distribución espacial de los sismos, como el caso de la Dorsal de Carnegie, la fractura de Mendaña y la Dorsal de Nazca, siendo estas las más próximas a la zona de estudio. En la Figura 2.22 se muestran los rasgos tectónicos de la placa de Nazca.

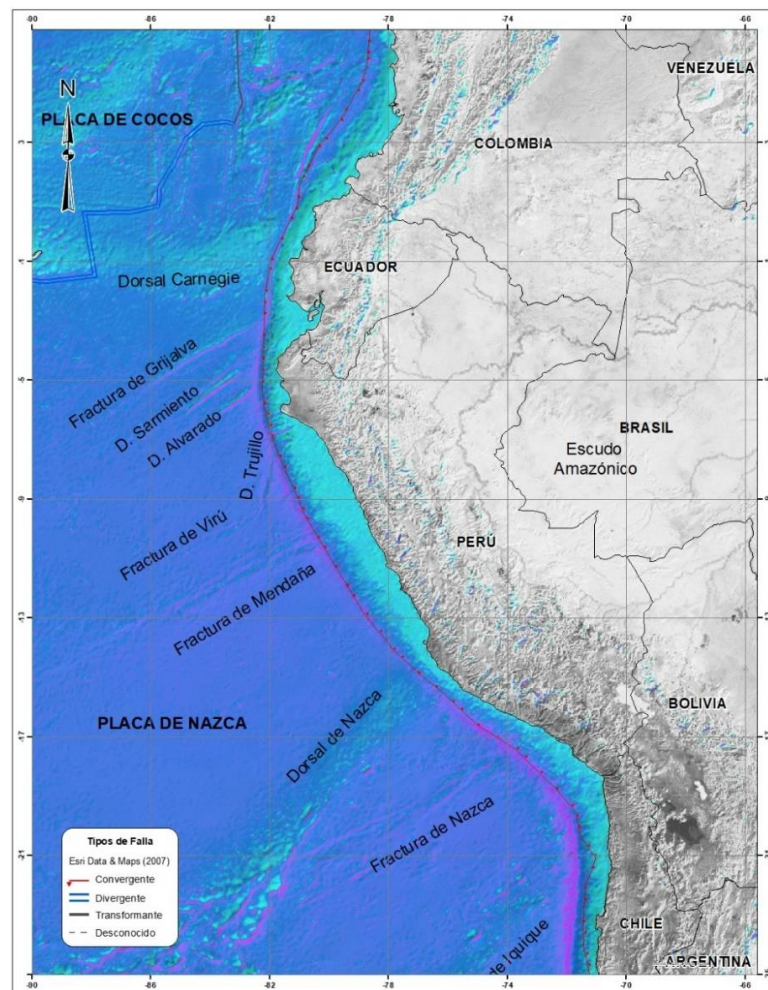


Figura 3.1 Estructuras tectónicas de la Placa de Nazca.

La fractura de Mendaña es uno de los rasgos tectónicos de la placa de Nazca que se ubica en el extremo oeste de la región central del Perú entre las latitudes 11°S y 15°S. Presenta una orientación NE-SW, es decir, perpendicular a la línea de la fosa peruano-chilena; con una longitud aproximada de 1100 km, una altura promedio de 1000 m sobre la corteza oceánica y un ancho de 80 km aproximadamente. Su origen está asociado a una antigua zona de divergencia de placas (Yamano & Uyeda, 1990).

La Dorsal de Nazca, es una antigua cordillera oceánica que se observa en el fondo del mar, choca con la placa sudamericana y se localiza en el extremo NO de la región sur de Perú frente al departamento de Ica con gran influencia en la constitución tectónica de la parte occidental. Tiene una orientación NE-SW perpendicular a la línea de la fosa peruano-chilena entre las latitudes 15°S y 24°S, su extremo NE se ubica frente al departamento de Ica en donde tiene un ancho de 220 km aproximadamente sobre la cota de 2000 m, sin embargo, su ancho y altitud disminuyen gradualmente hacia su extremo SW. La cota de 2000 m de esta dorsal se localiza a 50 km de distancia aproximadamente de la línea de fosa (Sebrier, et al., 1982).

### 3.1.2 Marco Sísmico tectónico

La sismicidad asociada a eventos de subducción se concentra a lo largo de la interacción entre la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana. Los eventos sísmicos de subducción de interfase se encuentran en el borde occidental del Perú, principalmente entre los límites del contacto más superficial de las placas tectónicas y el litoral costero, mientras que la sismicidad con foco a profundidad intermedia ( $60 \text{ km} < h \leq 350 \text{ km}$ ), asociada a la subducción intraplaca se distribuye de manera irregular, un esquema de esto se muestra en la Figura 3.2.

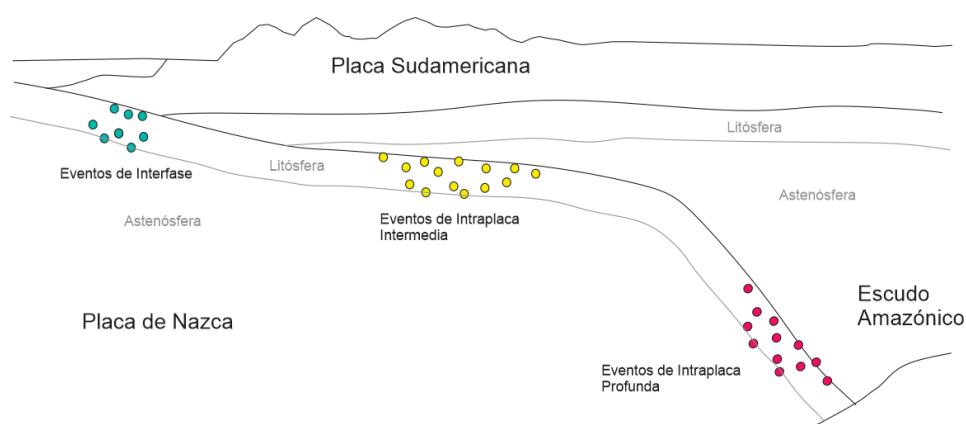


Figura 3.2 Esquema de la distribución de eventos sísmicos asociados a procesos de subducción.

En la zona de subducción existen evidencias históricas de la ocurrencia de grandes eventos sísmicos (Figura 3.3), siendo los más importantes los registrados en Lima el 28 de octubre de 1746, 17 de octubre de 1966 (8.1 Mw), 31 de mayo de 1970 (7.9 Mw), 03 de octubre de 1974 (8.1 Mw) y 15 de agosto del 2007 (8.0 Mw).

Tabla 3.1 Sismos históricos de subducción – segmento central del Perú

Año	M <sup>(1)</sup>	Profundidad (km) <sup>(2)</sup>	Longitud de Ruptura Mínima (km) <sup>(3)</sup>	Referencias
<i>Sismos de Interfase en la Zona de Subducción</i>				
<i>Segmento Central</i>				
1586	8.1-8.5	60	175	Dorbath <i>et al.</i> 1990; Silgado 1985
1664	7.5-7.8	15	75	Dorbath <i>et al.</i> 1990; Silgado 1985
1678	7.7-8.0	40	100-150	Dorbath <i>et al.</i> 1990; Silgado 1985
1687	8.4-9.0	30	300	Beck y Nishenko 1990; Dorbath <i>et al.</i> 1990; NGDC; Silgado 1985
1746	8.6-8.8	30	350	Beck y Nishenko 1990; Dorbath <i>et al.</i> 1990; Silgado 1986
1940	8.1-8.2	60	180	Dorbath <i>et al.</i> 1990; Kanamori 1977
1942	8.2	60	200	Dorbath <i>et al.</i> 1990; Kanamori 1977
1966	8.1	38	100	Dorbath <i>et al.</i> 1990; Kanamori 1977
1974	8.1	9-22	140	Dorbath <i>et al.</i> 1990; Kanamori 1977; Langer y Spence 1995
1996	7.7-7.9	33	<200	Chatelein <i>et al.</i> 1997
<i>Sismos de Intraplaca en la Zona de Subducción</i>				
1970	7.8-8.0	43-64	130	Abe 1972; Kanamori 1977; Lomnitz 1971; Silgado 1985

(<sup>1</sup>) Los estimados de magnitud derivan de diversas escalas de magnitud que incluyen la magnitud de onda superficial (Ms) y la magnitud de momento (Mw). En algunos casos, la Mw fue estimada a partir de la liberación del momento sísmico al comparar las alturas del recorrido del tsunami (Beck y Nishenko, 1990).

(<sup>2</sup>) Profundidades focales estimadas a partir de la base de datos de sismicidad histórica del Centro Geodésicos. En lugar de utilizar datos de solución de planos de falla, se empleó profundidades focales para inferir los mecanismos de fuentes de sismos históricos que se produjeron previamente a los inicios del Siglo XX cuando se recopiló datos instrumentales de sismicidad en primer lugar.

(<sup>3</sup>) Longitud de ruptura mínima basada en la intensidad de las vibraciones documentadas para sismos históricos (Dorbath *et al.* 1990). Los estimados de la longitud de ruptura para los eventos de interfase e intraplaca se basaron en el momento sísmico.

### 3.1.2.1 Sismicidad de Interfase – Segmento Central

Seis grandes sismos (Mw 7.7 a 8.2) ocurrieron en el segmento central en el periodo entre 1940 y 1966. Estos sismos, que ocurrieron a lapsos de 14 años en promedio, fueron precedidos por cerca de 200 años de inactividad sísmica. Una serie previa de 14 sismos (Mw 7.5 a 9.0+) ocurrió entre 1550 y 1750 con intervalo de recurrencia promedio de aproximadamente 14 años. Las series más tempranas de sismos incluyeron grandes sismos en 1687 (Mw 8.4 a 9.0) y 1746 (Mw 8.6 a

8.8), que son los más grandes eventos documentados de haber ocurrido en el segmento central (Beck & Nishenko, 1990). Este intervalo irregular de recurrencia sugiere que la recurrencia de grandes y amplios sismos de interfase en el segmento central puede agruparse en el tiempo. Por ejemplo, el intervalo entre grandes sismos históricos es de alrededor de 60 años (1687 a 1796), pero alrededor de 260 años han pasado desde el evento de 1746, el evento más grande registrado. El evento más reciente que ha ocurrido en este segmento fue el del 15 de agosto de 2007 con Mw 7.9.

### 3.1.2.2 Sísmicidad Intraplaca

El evento intraplaca de 1970 listado en el Tabla 3.1 es uno de los sismos intraplaca poco profundos de mayor magnitud que jamás se hayan registrado y se considera que este evento representa la máxima magnitud para eventos intraplaca poco profundos. La magnitud reportada del evento de 1970 en la literatura es de 7.8 Mw a 8.0 Mw con una profundidad focal de casi 70 km.

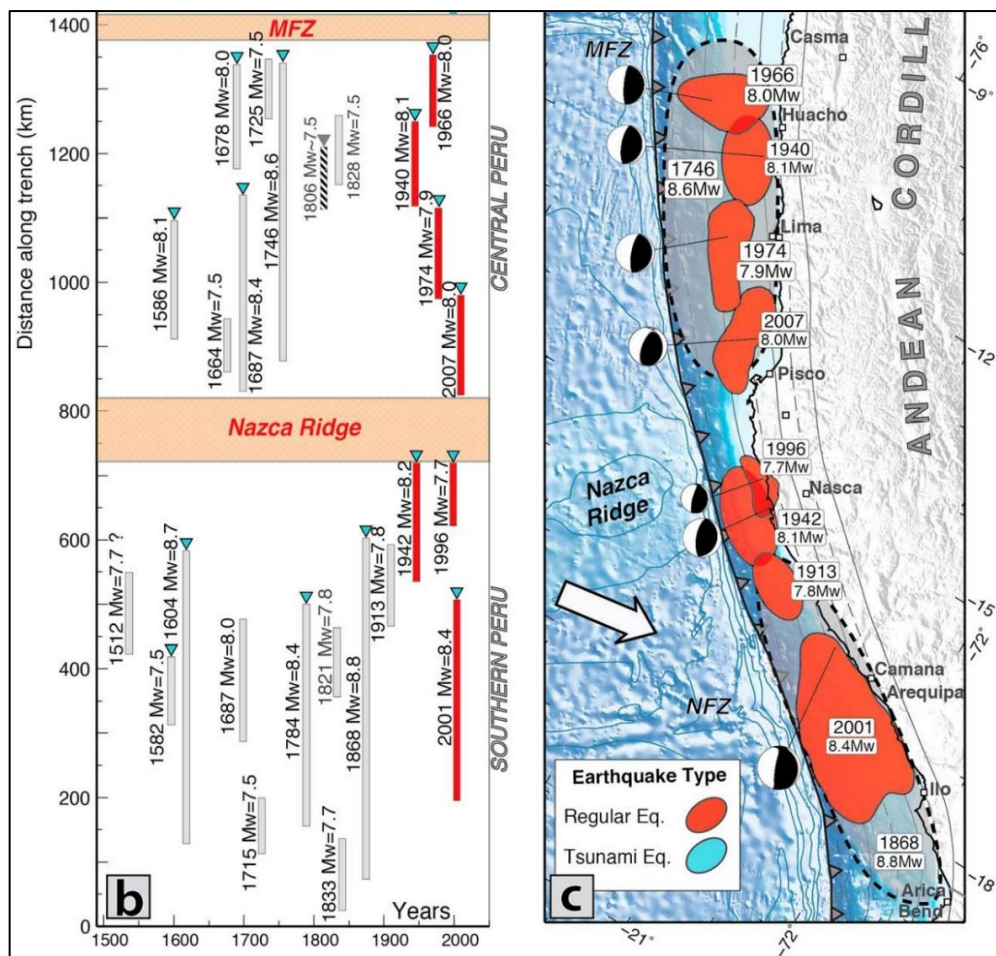


Figura 3.3 Configuración sismo tectónica de la zona de subducción sudamericana, segmento central y sur del Perú (Villegas-Lanza, et al., 2016)

En la Figura 3.4 se observa que la distribución de focos de los sismos en la zona central del Perú, la cual aumenta de oeste a este observándose una concentración de sismos de interfase e intraplaca aumentando progresivamente la profundidad hasta 150 km. La distribución de los hipocentros sigue una línea con pendiente de  $20^\circ$  inicialmente, volviéndose sub horizontal alcanzando una distancia de 600 km alejada de la fosa, en adelante se infiere que nuevamente incrementa su pendiente para alcanzar mayores profundidades debido a la presencia de sismicidad de foco profundo.

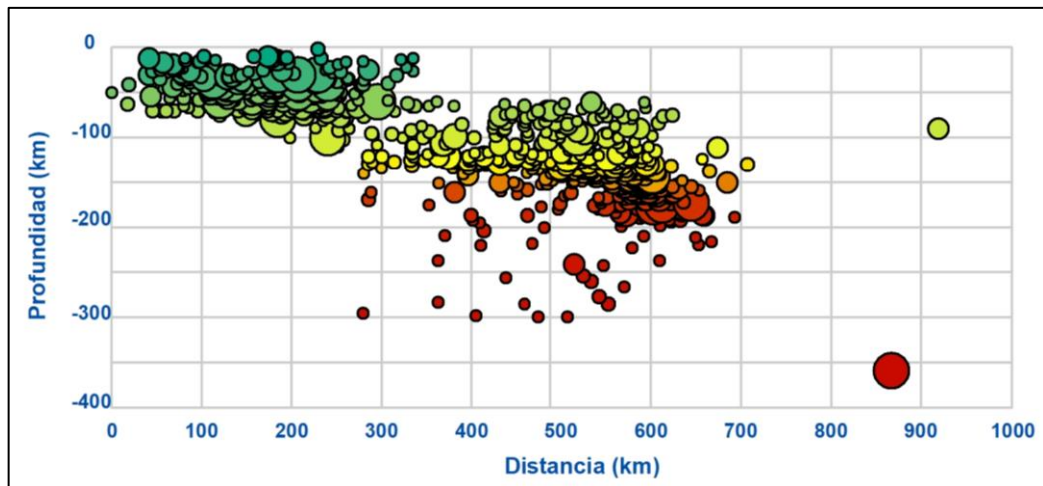


Figura 3.4 Distribución de los eventos sísmicos en la zona central del Perú. Sección 7 (Aguilar & Vergaray, 2018)

## 3.2 CARACTERIZACIÓN DE SITIO

### 3.2.1 Geomorfología Local

El área en estudio se ha emplazado en la Llanura de la Costa, que representa una de las principales unidades geomorfoestructurales que se distribuyen en el territorio peruano. Esta unidad se extiende en la región geográfica denominada Costa, se caracteriza por cubrir una amplia planicie y están recortadas por el río Chillón y al Este está representada por el flanco occidental de la cordillera de los Andes.

Las gravas de la zona de estudio son de origen aluvial que pertenecen al abanico fluvial depositado por el río Rímac y constituye una planicie, lo que anteriormente fue una depresión ahora rellenada por cantos rodados, gravas, arenas y arcillas formando un potente apilamiento cuyo grosor completo se desconoce. El área se encuentra en una zona de lento levantamiento terrestre que ha logrado configurar distintos relieves por la acción de las aguas superficiales, y la actividad antrópica. (CISMID, 2015)

### 3.2.2 Parámetros Geotécnicos

Para realizar el modelamiento se requieren conocer las características dinámicas del suelo. Para este propósito se contó con el perfil promedio de velocidad de ondas de corte obtenido mediante sondajes MASW y MAM (Figura 3.5) del depósito de gravas de Lima, los cuales fueron medidos en el distrito del Cercado de Lima. Este perfil de velocidades de ondas de corte alcanza velocidades de ondas de corte ( $V_s$ ) superiores a 800 m/s a los 40 metros de profundidad, lo cual corresponde a un suelo muy compacto o roca blanda.

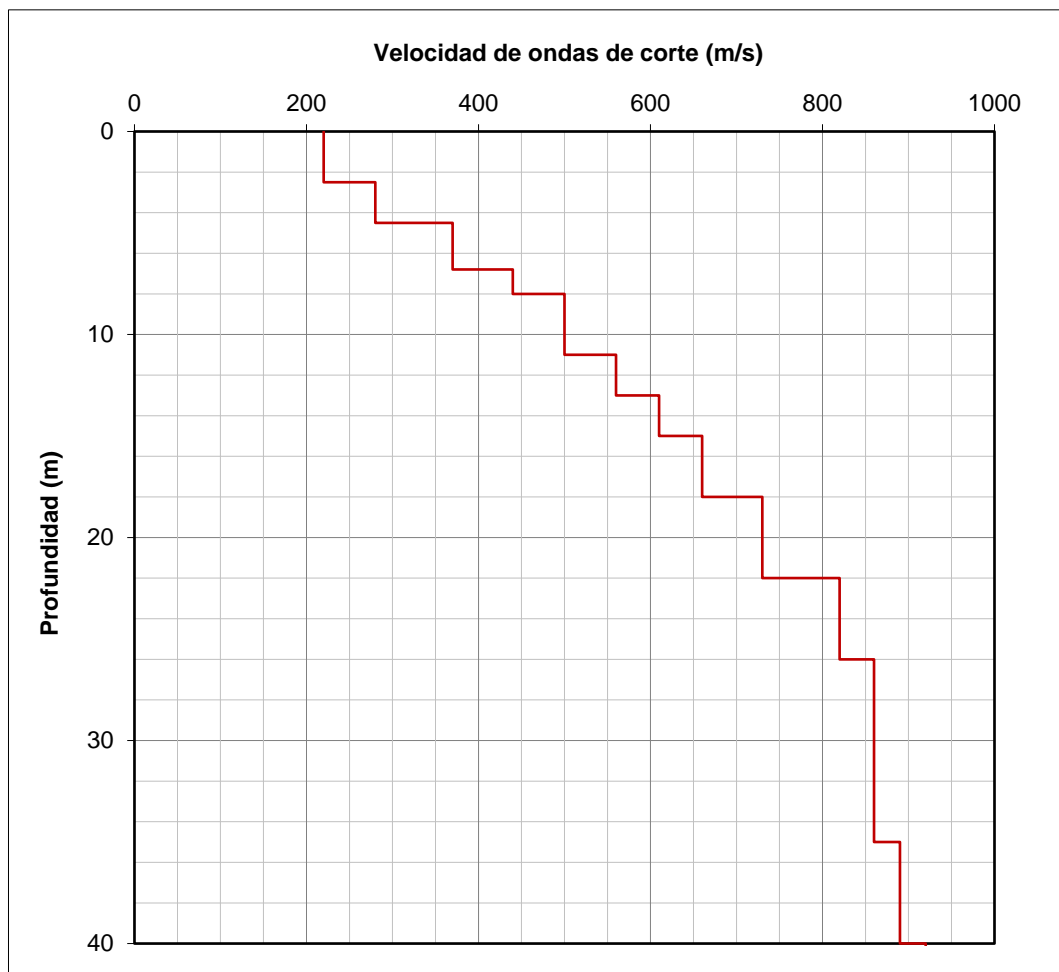


Figura 3.5 Perfil promedio de velocidad de ondas de corte.

Teniendo en consideración los sondajes de velocidades de ondas de corte, se ha establecido como perfil representativo para los análisis respectivos, en función de las velocidades de los estratos superficiales y la profundidad a la que se ubican los estratos más compactos. Los estratos están compuestos predominantemente por gravas con pequeñas intercalaciones de arcillas. Las características del perfil considerado se describen a continuación:

- 0.0 – 4.5 m: Estrato conformado por una grava medianamente densa. Velocidad de ondas de corte  $V_s = 220 \text{ m/s} - 280 \text{ m/s}$  y  $\gamma_s = 18 \text{ kN/m}^3 - 18.5 \text{ kN/m}^3$ .
- 4.5 – 15 m: Estrato conformado por un material granular denso. Velocidad de ondas de corte  $V_s = 370 \text{ m/s} - 610 \text{ m/s}$  y  $\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3 - 21 \text{ kN/m}^3$ .
- 15 – 26 m: Estrato conformado por un material granular muy denso. Velocidad de ondas de corte  $V_s = 660 \text{ m/s} - 820 \text{ m/s}$  y  $\gamma_s = 21 \text{ kN/m}^3 - 21.5 \text{ kN/m}^3$ .
- 26 – 40 m: Estrato conformado por un material granular muy denso o roca alterada. Velocidad de ondas de corte  $V_s = 860 \text{ m/s} - 900 \text{ m/s}$  y  $\gamma_s = 22 \text{ kN/m}^3 - 23.5 \text{ kN/m}^3$ .

Para los fines de propagación de las ondas sísmicas, se ha considerado el estrato con velocidades de ondas de corte mayores a 900 m/s como aquel con mejores características de rigidez para efectuar la amplificación, este estrato se encuentra ubicado a una profundidad de 40 m, como se puede ver en la Figura 3.5.

Los valores de los parámetros de resistencia fueron elegidos para cada estrato de suelo en base a la recopilación bibliográfica de ensayos de corte directo a gran escala e in situ (Sánchez & Rodríguez, 2016).

Empleando las relaciones elásticas se calcularon de manera indirecta los módulos de corte de referencia  $G_0^{ref}$ . Los niveles de deformación cortante fueron definidos alrededor de  $\gamma_0 = 1.00E - 4$ .

Los valores de la relación  $G_{ur}/G_0$  fueron asignados de acuerdo con la profundidad bajo, teniendo mayores valores para los estratos más profundos. En base a los módulos de corte  $G_0^{ref}$  y las relaciones  $G_{ur}/G_0$  de los materiales y los valores de módulo de poisson definidos, se estimaron los módulos de elasticidad en la carga y la descarga.

$$E_{ur} = G_{ur} \times 2(1 + \nu_{ur})$$

Los módulos de elasticidad para el modelo HS Small fueron estimados a partir de las siguientes relaciones (PLAXIS bv, 2016):

$$E_{50}^{ref} = 0.33E_{ur}^{ref}$$



$$E_{oed}^{ref} = \frac{\sqrt{K_0^{NC}}}{3} E_{ur}^{ref}$$

Como no se cuenta con ensayos para determinar las propiedades dinámicas de los materiales del perfil estratigráfico, se tomaron las curvas de reducción del módulo de corte y de amortiguamiento presentes en la literatura mencionados en el acápite 2.1.

### 3.3 GEOMETRÍA DEL TUNEL

EL túnel empleado para el presente trabajo consiste en un túnel rectangular de doble vía, cuyas dimensiones se presentan a continuación en la Figura 3.6:

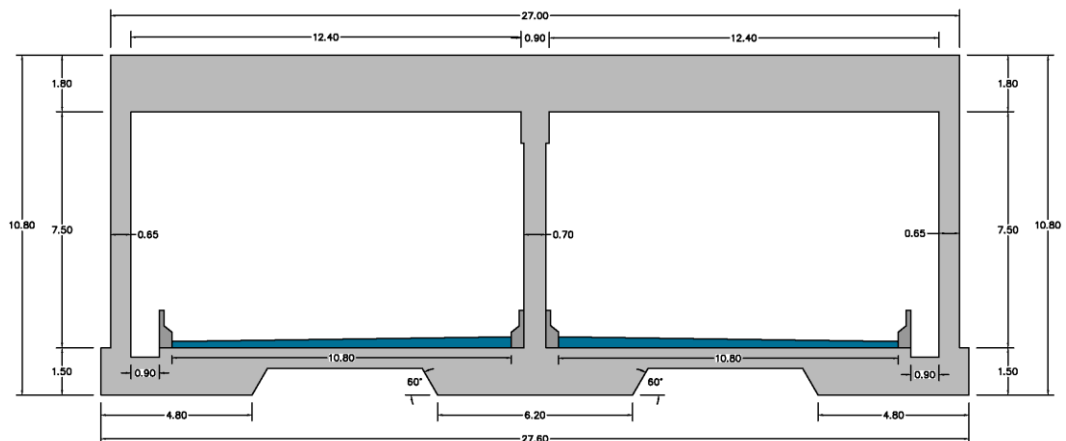


Figura 3.6 Geometría del Túnel

## CAPÍTULO IV: GENERACIÓN DE MOVIMIENTOS DE DISEÑO

### 4.1 ANÁLISIS DE PROBABILÍSTICO DE PELIGRO SÍSMICO

Una vez conocidas la sismicidad de las fuentes y los patrones de atenuación de las ondas generadas en cada una de ellas, el peligro sísmico puede calcularse considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sísmicas analizadas y la distancia entre cada fuente y el sitio donde se proyectará la estructura.

Un PSHA puede describirse como un procedimiento compuesto por cuatro pasos principales (Kramer, 1996), los cuales también se esquematizan en Figura 4.1:

- Identificación y caracterización de las fuentes sísmicas, asignando una distribución de probabilidad a cada zona de fuente.
- Caracterización de la recurrencia sísmica.
- Determinación del movimiento de suelo producido en el área del proyecto por sismos de cualquier magnitud posible que ocurren en cualquier punto posible en cada zona de fuente.
- Cálculo de la probabilidad de que el parámetro de movimiento de suelos sea excedido durante un periodo determinado de tiempo dadas las incertidumbres en la ubicación sísmica, magnitud de sismo y parámetros del movimiento de suelos.

La evaluación del peligro sísmico por el método probabilístico (Cornell, 1968), en este método se define el peligro sísmico como la probabilidad de excedencia de que ocurra un movimiento fuerte del terreno de cierta intensidad en un sitio dado dentro de un periodo de tiempo determinado  $T$  (tiempo de exposición sísmica o vida útil de la estructura). El periodo de retorno  $Tr$ , que equivale al inverso de la probabilidad anual de excedencia se expresa como:

$$Tr = -T / \ln(1 - P(Z > z))$$

Donde;

- $Z$  es el movimiento del terreno
- $P(Z > z)$  es la probabilidad de excedencia deseada durante el tiempo de exposición  $T$

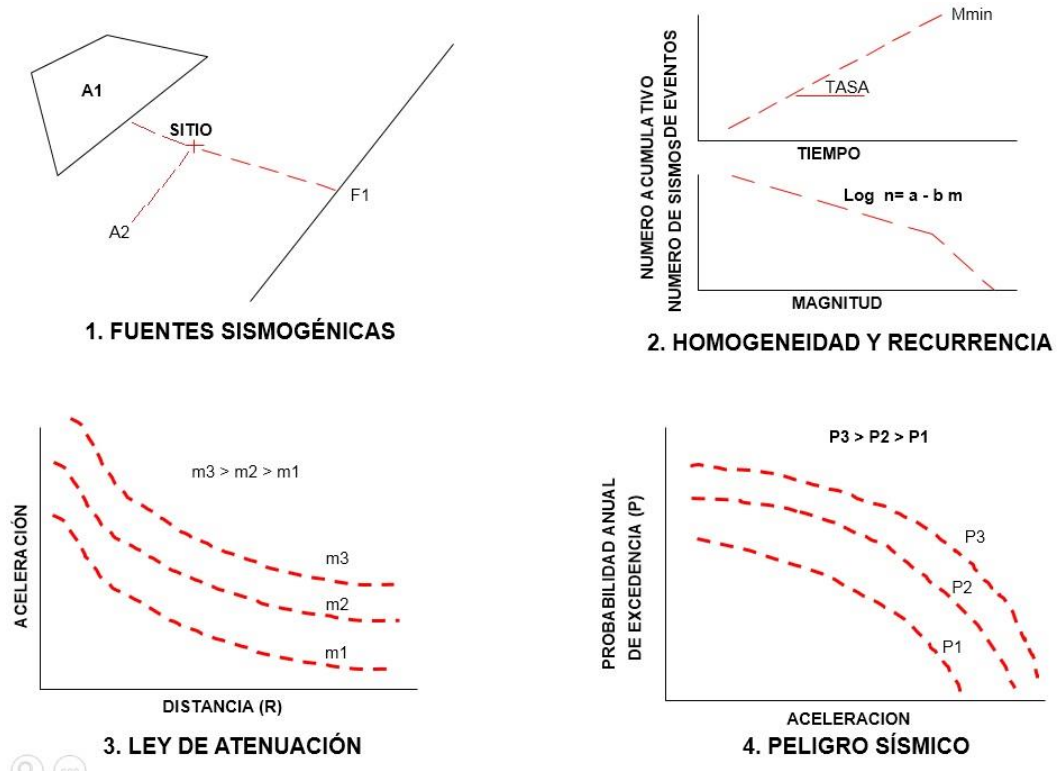


Figura 4.1 Esquema de evaluación de peligro sísmico probabilístico

#### 4.1.1 Modelo Sismotectónico empleado

Se emplearon las fuentes sismogénicas de subducción y de corteza para el Perú propuestas por Aguilar *et al.* (2017), en los cuales se han diferenciado los mecanismos de interfase y de intraplaca superficial e intermedias, considerando el patrón de comportamiento de cada una de ellas mediante el procesamiento estadístico de la información sísmica actualizada al año 2018.

Se determinaron las fuentes sismogénicas influyentes sobre la ciudad de Lima dentro de un radio de 400 km, la cual es una distancia apropiada para estimar las aceleraciones del terreno con los modelos de predicción del movimiento del suelo, pues éstas tienen un rango de validez mayor que no supera los 350 km en algunos casos.

Siendo las fuentes de subducción interfase (F2, F3 y F4); las fuentes de subducción de intraplaca (F8, F9, F10, F11, F13, F14, F15, F16 y F18) y las fuentes sísmicas continentales (F21, F22, F23, F27, F28 y F29) las que se han considerado para el análisis de recurrencia y posterior cálculo de peligro sísmico.

En la Figura 4.2 se muestran las fuentes sísmicas, en verde las de interfase, en morado las de intraplaca y en amarillo las de corteza.

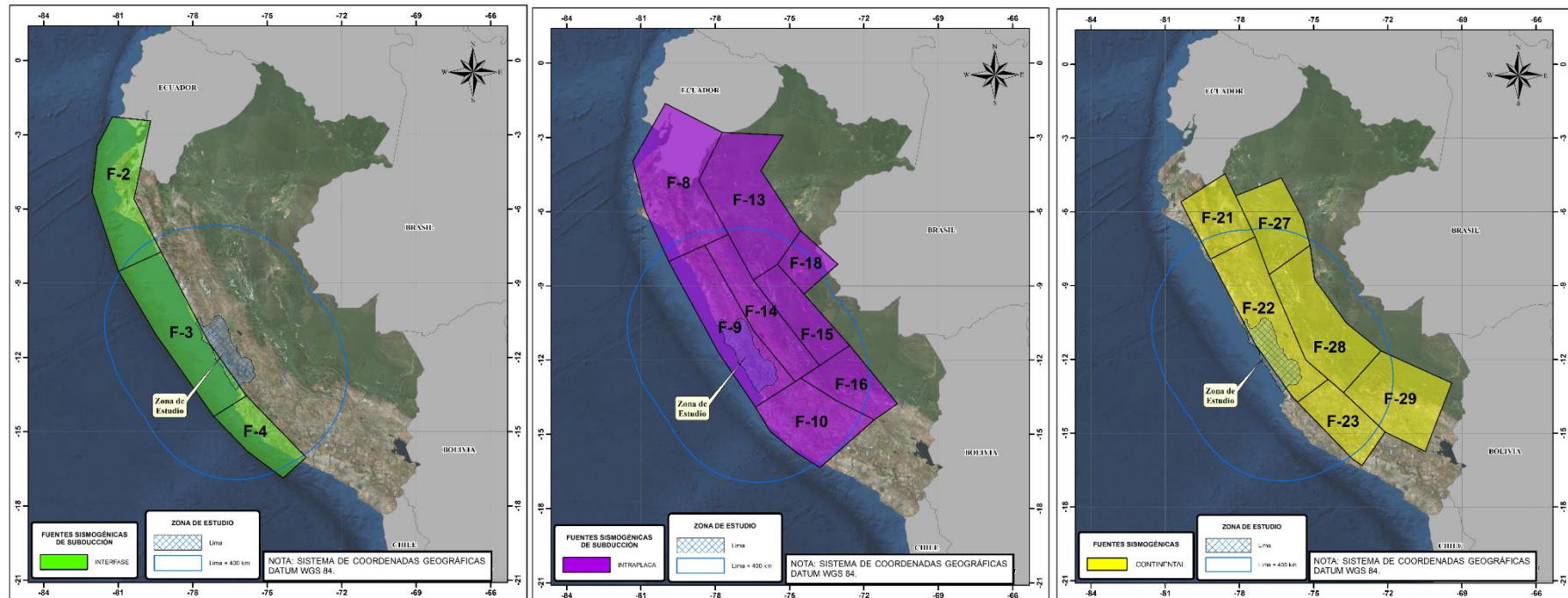


Figura 4.2 Fuentes sísmicas influyentes en la zona de estudio.

### 4.1.2 Ecuaciones de predicción del movimiento

Considerando 3 tipos de mecanismos focales: interfase, intraplaca y de corteza, se han considerado el empleo de GMPE para cada uno de ellos. Así mismos con el fin de eliminar la incertidumbre epistémica asociada, se ha considerado el empleo de un árbol lógico de decisión. En la Tabla 4.1 se resume las ponderaciones asociadas a cada modelo de predicción de movimiento del suelo, tanto de subducción como de corteza.

Tabla 4.1 Valores de Ponderación del Árbol Lógico de Decisión

Modelo de Predicción del Movimiento	Interfase	Intraplaca	Corteza
	Valor de ponderación asociado		
$\Delta C1 = \text{Lower Values}$	0.2	-	-
$\Delta C1 = \text{Central Values}$	0.2	-	-
BC $\Delta C1 = \text{Upper Values}$	0.2	-	-
Hydro Lower Value $\Delta C1 = -0.5$	-	0.2	-
Central Value $\Delta C1 = -0.3$	-	0.2	-
Upper Value $\Delta C1 = -0.1$	-	0.2	-
Zhao <i>et al.</i> (2006)	0.2	0.2	-
Youngs <i>et al.</i> (1997)	0.2	0.2	-
Atkinson & Boore (2014)	-	-	0.25
Chiou & Young (2014)	-	-	0.25
Abrahamson & Silva (2014)	-	-	0.25
Sadigh <i>et al.</i> (1997)	-	-	0.25

### 4.1.3 Nivel de movimientos de análisis

Para el Sismo de análisis se ha considerado el túnel del presente trabajo como una estructura importante en base a la tabla 5 de la Norma E.030 (2016), correspondiéndole un Factor de importancia  $U=1.3$ , el cual simula originalmente el escalamiento de un sismo de periodo de retorno  $Tr = 475$  años a uno de  $Tr = 1000$  años, por lo cual se está considerando este último periodo como el nivel de diseño, así mismo, es concordante con las especificaciones de la AASHTO (2017) que considera una probabilidad de excedencia de 7% en 75 años de vida útil de las estructuras viales, siendo equivalente a un sismo de nivel de retorno de 1033 años.

## 4.2 GENERACIÓN DE ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS

### 4.2.1 Selección de movimientos

En base a la desagregación sísmica se determinó que los eventos dominantes en la zona de estudio corresponden a los sismos de subducción dentro de las magnitudes de  $M_w \geq 7.0$  a distancias entre 80 y 140 km considerando el análisis de ajuste espectral al espectro probabilístico de 1000 de periodo de retorno. Dada la escasa información de registros sísmicos de estas características, se ha considerado emplear sismos de Interfase, así mismo, con la finalidad de tomar en consideración el aporte de los eventos de intraplaca se ha además se ha optado por complementarla con información del Centro Sismológico Nacional de Chile (SNC) de eventos de dicho país, en la Tabla 4.2 se muestran los registros empleados.

Tabla 4.2 Registros empleados para el ajuste espectral

Nombre	Tipo	Estación	Fecha	Longitud (°)	Latitud (°)	Prof. (km)	Magnitud (Mw)
Ancash 1970	Intraplaca	PQR	31/05/1970	-78.87	-9.36	64	7.8
Lima 1974	Interfase	PQR	03/10/1974	-77.98	-12.5	13	8.1
Atico 2001	Interfase	MOQ	23/06/2001	-73.77	-16.08	33	8.4
Valparaíso 1985	Interfase	UFSM	03/03/2018	-33.24	-72.04	33	8.0
Tarapacá 2005	Intraplaca	CUYA	13/06/2005	-69.13	-19.90	111	7.9
Maule 2010	Interfase	BO02	04/11/2016	-71.00	-35.06	95	6.4

### 4.2.2 Ajuste Espectral

Para realizar el ajuste espectral del acelerograma del registro sísmico en el dominio del tiempo, se utilizó el programa Seismo Match v. 2016, basado en el código del programa RSP Match (2005b). Este programa ejecuta una modificación del tiempo – historia del registro de aceleración para hacerlo compatible con un espectro especificado por el usuario.

La metodología está basada en los trabajos de Lilhanand y Tseng (1987, 1988). El código original del programa fue escrito por N. A. Abrahamson (1993) y posteriormente actualizado por J. Hancock *et al.* (2006). La modificación del acelerograma puede ser realizada por una variedad de modelos de modificación denominados wavelets, siguiendo el procedimiento indicado en la Figura 4.3.

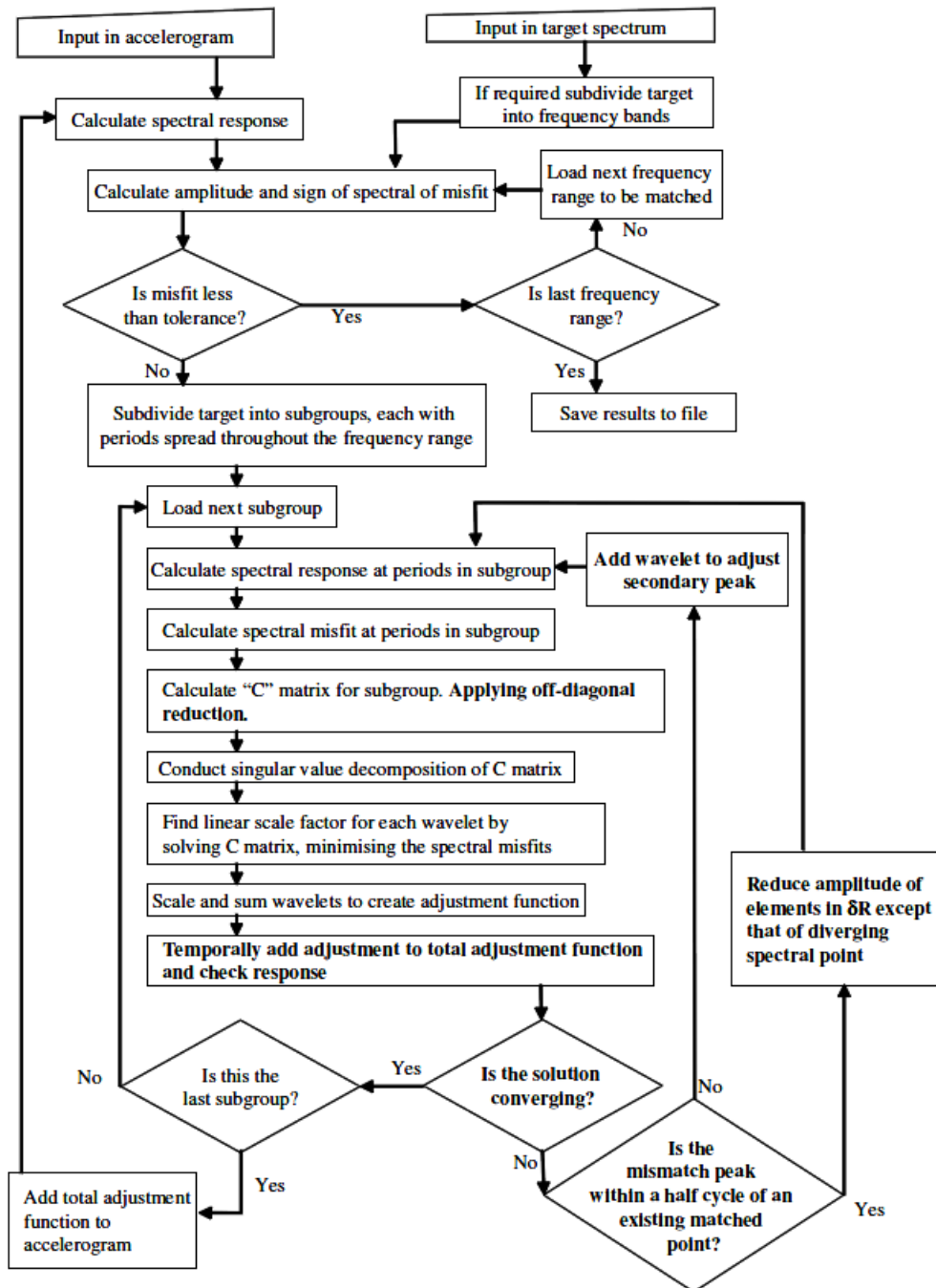


Figura 4.3 Metodología del programa incluyendo los nuevos algoritmos de solución.  
(Hancock, et al., 2006)

En la Figura 4.4 se muestran los espectros de respuesta de aceleraciones para los 12 registros sísmicos ajustados espectralmente a un espectro objetivo de 7% en 75 años ( $Tr = 1000$  años).

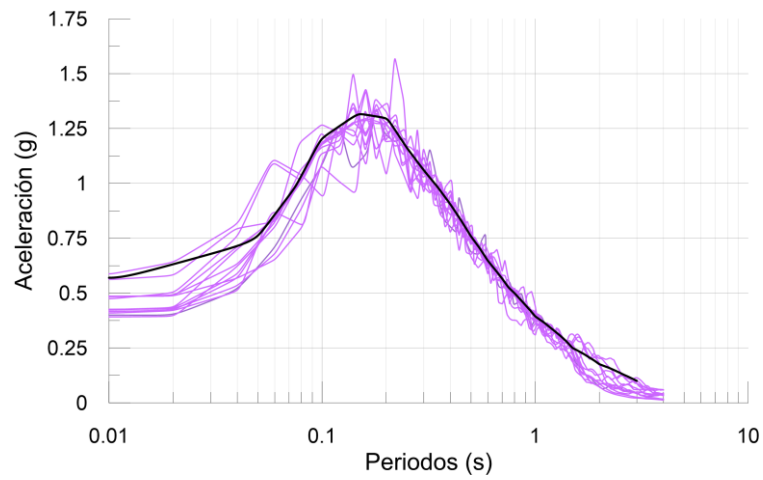


Figura 4.4 Espectros de respuesta de aceleraciones (morado) ajustados al espectro objetivo (Negro) de  $T_r = 1000$  años.



## CAPÍTULO V: ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS

Los cálculos se han realizado utilizando la versión 2016 del programa PLAXIS, desarrollado inicialmente por Universidad de tecnología de Delft. Se trata de un programa basado en el método de los elementos finitos que permite resolver problemas geotécnicos en condiciones de deformación plana o de axisimetría

### 5.1 MODELOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Se considera una geometría 2D para los análisis en condición de campo libre y de interacción suelo estructura. La geometría consta de una sección de terreno de 200 m de ancho por 40 m de espesor. Para el tamaño del semiespacio infinito se siguieron las recomendaciones de considerar una relación entre el largo y el ancho  $W/H > 7$  (Wang, Yuan, Ma, & Wu, 2017), teniendo para el presente caso un  $W/H = 8 - 9$ .

Las condiciones de borde laterales del tipo viscoso, seleccionados por su capacidad para evitar la reflexión de ondas sísmicas en el modelo. La discretización en elementos finitos se ha realizado con 4617 elementos triangulares de 15 nodos, con tamaño promedio 2.5 m, con la finalidad de que las ondas se puedan propagar adecuadamente, cumpliendo la siguiente relación (Kuhlemeyer & Lysmer, 1973):

$$l \leq V_{s_{min}}/8f_{max}$$

Donde  $l$  es el tamaño máximo del elemento,  $\lambda = V_s/f_{max}$  representa la longitud de onda de la mayor frecuencia  $f_{max}$  de los registros sísmicos de ingreso y  $V_{s_{min}}$  es la menor velocidad de propagación de las ondas de corte del suelo.

Por otro lado, los bordes laterales del modelo consideran condiciones tipo “*Free Field*”, y una base tipo “*Compliant*” al igual que en los modelos 1D. El sismo de entrada se aplica en la base del modelo mediante la aplicación de una función de desplazamientos horizontales prescritos.

Los análisis se realización con registros sísmicos definidos en el Capítulo 4 a fin de evaluar la respuesta del terreno considerando la presencia de los elementos estructurales del túnel. La Figura 5.1 muestra la geometría del modelo y la malla de elementos finitos de la sección considerada en los análisis.

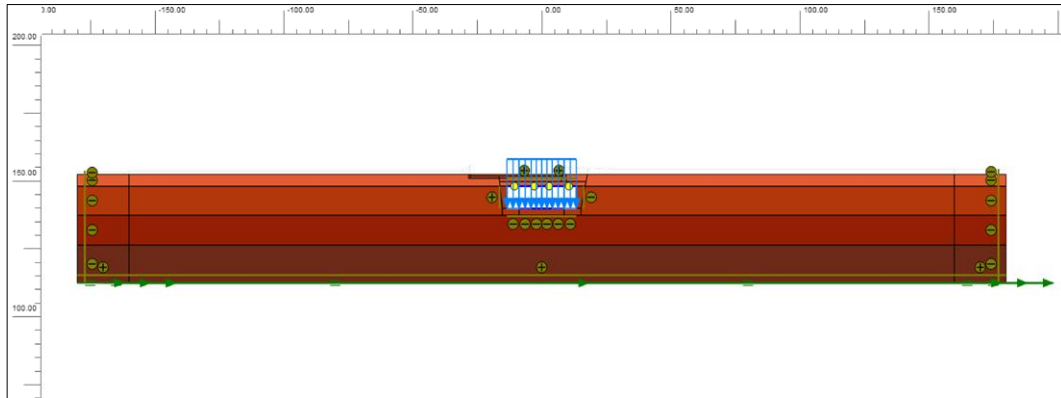


Figura 5.1 Geometría del modelo de elementos finitos.

### 5.1.1 Propiedades del suelo

El ajuste del módulo de rigidez de corte en pequeñas deformaciones se ha realizado considerando el perfil de velocidades de ondas de corte representativas en la zona de interés presentado en el acápite 3.2.2, la Figura 5.2 se muestra a comparación entre el ajuste del Perfil de Velocidad de Ondas de Corte del Modelo calibrado de HSS al perfil medido en campo mediante los parámetros  $G_0$  y  $m$ .

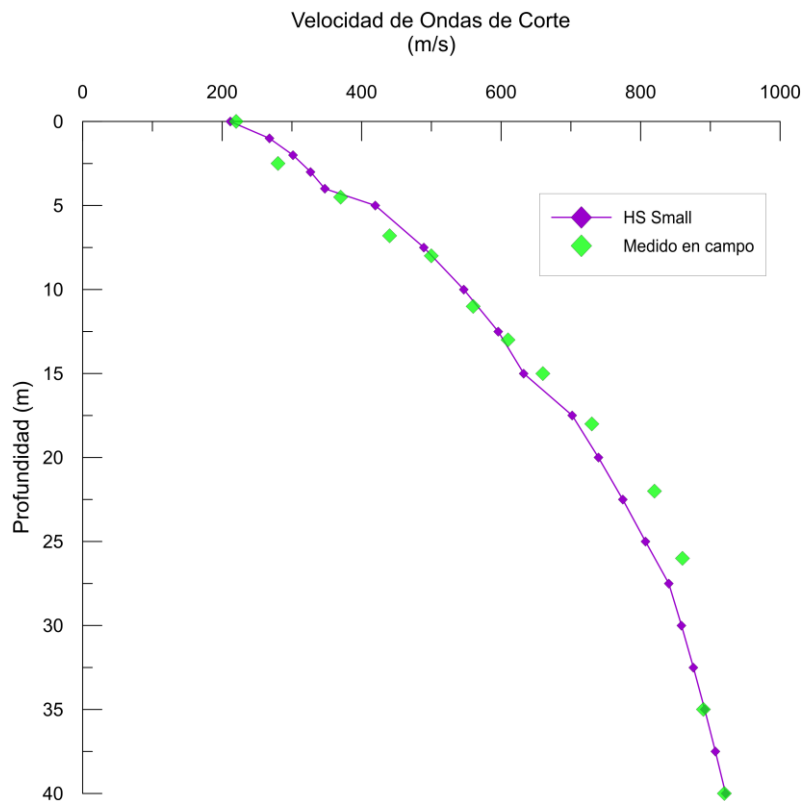


Figura 5.2 Perfil de velocidades de ondas de corte medidos vs el perfil ajustado del modelo

Así mismo, se presentan perfiles del módulo de corte obtenido de manera indirecta del perfil de velocidades (Figura 5.3) obtenido de las mediciones de campo, el

ajuste del modelo HSS, la relación para la estimación del módulo de corte y las formulaciones elásticas (Lin, Lin, Hong-Su, & Juang, 2000). En ambos casos se aprecia un ajuste coherente del modelo con las mediciones de campo, además de presentar valores aceptables según las estimaciones semiempíricas de Lin *et al.* (2001), por lo tanto, se considera que el modelo representa adecuadamente las condiciones de campo.

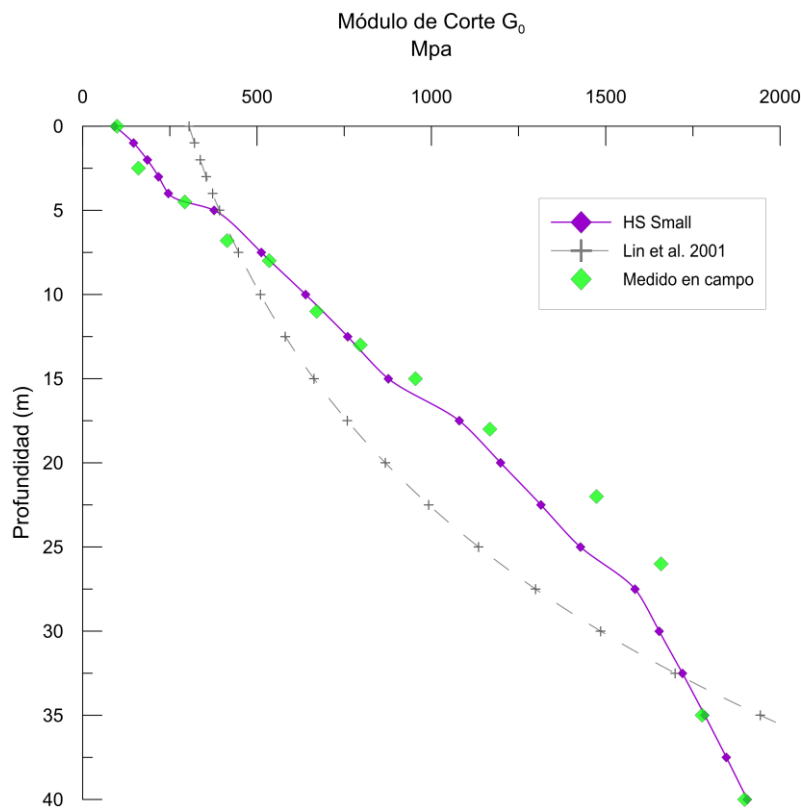


Figura 5.3 Comparación del perfil de módulos de corte.

Como no se cuenta con ensayos para determinar las propiedades dinámicas de los materiales del perfil estratigráfico, se tomaron las curvas de reducción del módulo de corte y de amortiguamiento presentes en la literatura mencionados en el acápite 2.1. En la Figura 5.4 y Figura 5.5 se muestra el ajuste de las curvas de reducción del módulo de corte normalizado y de amortiguamiento calibradas del modelo HS Small, respectivamente.

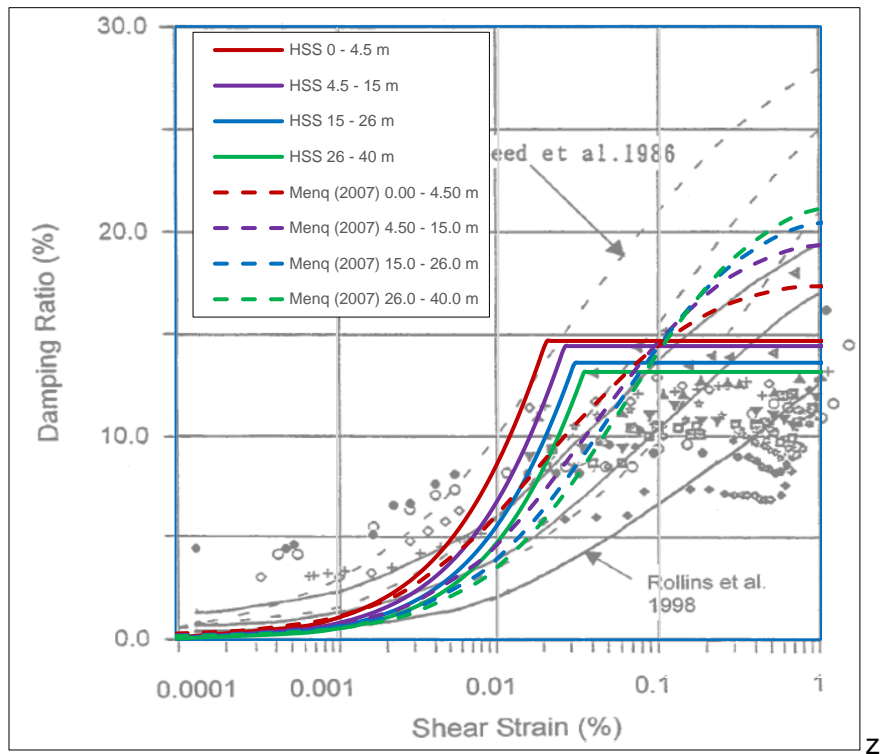


Figura 5.4 Curvas de amortiguamiento del modelo HSS con las de la literatura Rollins *et al.* (1998), Lin *et al.* (2001), Menq (2007)

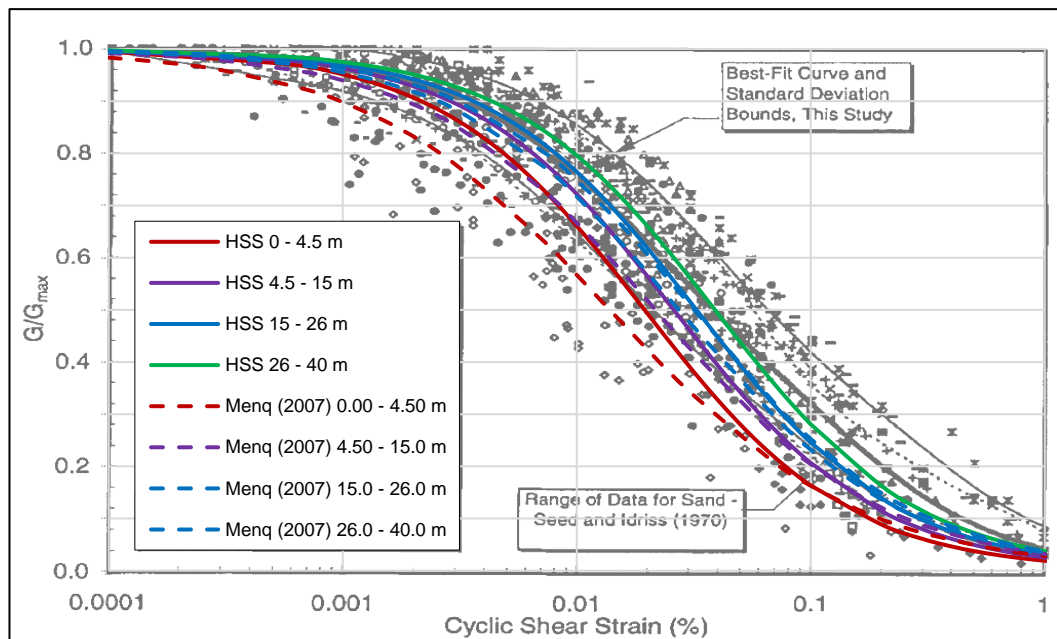


Figura 5.5 Curvas de reducción del módulo normalizado del modelo HSS con las de la literatura. Rollins *et al.* (1998), Lin *et al.* (2001), Menq (2007)

Para la definición de los coeficientes de Rayleigh, se ha seguido la recomendación de fijar la primera frecuencia de control como la frecuencia fundamental del terreno y la segunda en base a la relación entre la frecuencia fundamental de los sismos

y la frecuencia fundamental del terreno (Hudson, Idriss, & Beirkae, 1994). Finalmente, la Tabla 5.1 resume los parámetros adoptados en los modelos 1D y 2D.

Tabla 5.1 Parámetros del suelo adoptados en el modelo

Símbolo	Unidades	Grava (0-4.5m)	Grava (4.5-15m)	Grava (15-26m)	Grava (26-60m)
$\gamma_{dry}$	kN/m <sup>3</sup>	2.04	2.14	2.19	2.24
$\gamma_{wet}$	kN/m <sup>3</sup>	2.04	2.14	2.19	2.24
$E_{50}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	4.06E+04	1.32E+05	2.71E+05	3.96E+05
$E_{oed}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	2.54E+04	7.97E+04	1.57E+05	2.21E+05
$E_{ur}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	1.23E+05	4.00E+05	8.20E+05	1.20E+06
$m$	-	0.50	0.80	0.80	0.50
$c$	kN/m <sup>2</sup>	10	10	20	20
$\phi$	°	38	40	42	44
$\psi$	°	8	10	12	14
$\gamma_{0.7}$	%	7.50E-05	1.00E-04	1.25E-04	1.50E-04
$G_0^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	2.00E+05	6.50E+05	1.25E+06	1.75E+06
Rayleigh $\alpha$	-	1.283	1.283	1.283	1.283
Rayleigh $\beta$	-	5.31E-04	5.31E-04	5.31E-04	5.31E-04

### 5.1.2 Propiedades de los elementos estructurales

Las componentes estructurales fueron modelados por elementos tipo “plate” de comportamiento lineal elástico, formulados de acuerdo con la teoría de Reissner-Mindlin (Bathe, 1982). La Tabla 5.2 resume los parámetros de los elementos estructurales que se han adoptado en el modelo 2D.

Tabla 5.2 Parámetros del Túnel adoptados en el modelo

Símbolo	Unidad	Viga techo	Placa exterior	Placa interior	Losa exterior	Losa media	Losa interior
$E \times A$	kN/m	2.07E+07	1.80E+07	1.22E+07	3.09E+07	1.29E+07	4.38E+07
$E \times I$	kNm <sup>2</sup> /m	5.35E+06	3.68E+05	1.43E+05	3.71E+06	2.68E+05	1.05E+07
$\delta$	m	1.76	0.5	0.38	1.2	0.5	1.7
$w$	kN/m/m	19.0	16.5	11.2	28.3	11.8	40.0
Rayleigh $\alpha$	-	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
Rayleigh $\beta$	-	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02

### 5.1.3 Amortiguamiento de Rayleigh

Idealmente, la respuesta histerética representada en modelos de suelo no lineales no es suficiente para capturar la amortiguación del suelo, dado que la mayoría de los modelos de suelo dan una amortiguación casi nula a pequeñas deformaciones

en contraste con los resultados de las mediciones de laboratorio y de campo. Por lo tanto, la amortiguación viscosa proporcional a la velocidad se utiliza a menudo para complementar la amortiguación histerética de modelos de suelo no lineales en el análisis de respuesta del sitio (Park & Hashash, 2004).

En tal sentido, la respuesta dinámica tiende a ser inestable debido a los ruidos de alta frecuencia generados por la amortiguación del suelo casi nula cerca de los puntos de inflexión de las curvas de esfuerzo - deformación, y debe incorporarse la amortiguación de Rayleigh para estabilizar los análisis. (Kokusho, 2017)

La amortiguación Rayleigh se puede considerar como un "artificio" para agregar amortiguamiento viscoso, ya que contribuye al término de velocidad en la ecuación dinámica tomando una porción de masa ( $\alpha M$ ) y una porción de rigidez ( $\beta K$ ).

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]$$

Donde  $[M]$  es la matriz de masa,  $[K]$  es la matriz de rigidez y  $\alpha$  y  $\beta$  son los Coeficientes de Rayleigh (Brinkgreve, Kappert, & Bonnier, 2007).

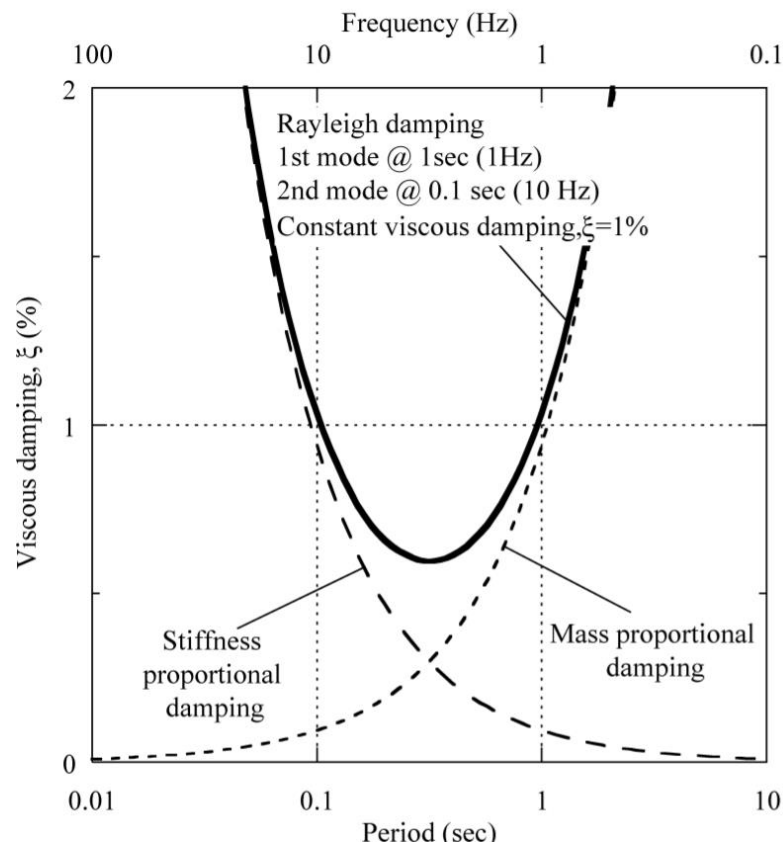


Figura 5.6 Variación del amortiguamiento viscoso en función del período y la frecuencia utilizando la formulación de Rayleigh. (Park & Hashash, 2004)

A diferencia de la amortiguación histerética, la amortiguación de Rayleigh depende de la frecuencia. Por lo tanto, antes de seleccionar los coeficientes de Rayleigh para llegar a una relación de amortiguamiento particular, se debe seleccionar un rango de frecuencias objetivo. La Figura 5.6 muestra que para  $0.1 < T < 1.0$  s la relación de amortiguamiento resultante es menor que 1%, mientras que en  $T > 1$  s o  $T > 0.1$  s aumenta significativamente.

El principal desafío en la aplicación de la amortiguación de Rayleigh son la selección de la relación de amortiguamiento viscoso objetivo y el intervalo de frecuencias  $[f_1, f_2]$ , lo cual puede afectar significativamente los resultados calculados y, a veces, conducir a predicciones numéricas erróneas. En la práctica de la ingeniería, la relación de amortiguamiento objetivo  $\xi_r$  se toma como la amortiguación de deformación pequeña o el valor más pequeño que garantiza la estabilidad numérica (Kwok *et al.*, 2007). Existe un consenso en el cual la primera frecuencia ( $f_1$ ) se toma como la frecuencia fundamental del suelo ( $f_s$ ) mientras que para la selección de la segunda existen numerosas recomendaciones para la selección de dicho valores. (Hudson *et al.*, 1994) (Hashash Y. P., 2010). Para el caso de túneles, la definición del amortiguamiento de Rayleigh no recibe una debida atención, sin embargo, definir las frecuencias  $[f_1, f_2]$ , en base a las recomendaciones de Kwok *et al.*, 2007 como  $[f_s$  y  $5f_s]$  es una de las opciones más adecuadas. (Sun & Dias, 2018)

#### 5.1.4 Fases de cálculo

Para ambas geometrías, se presentan 2 casos de análisis variando únicamente las conexiones de los apoyos de la parte superior del túnel con los muros, esto con la finalidad de apreciar la diferencia en la respuesta sísmica de cada caso.

Para cada caso analizado se han considerado tres fases de cálculo:

- Fase 0. En esta fase se calcula el estado inicial de esfuerzos del modelo.
- Fase 1. Corresponde a la construcción del túnel, en este caso desactivan los elementos que conforman el túnel y se activan los elementos estructurales tipo “plate”, así como los elementos de interfase que permiten simular la interacción suelo-estructura.
- Fase 2. Corresponde al análisis dinámico. En esta fase se introducen los registros sísmicos de aceleraciones en la base del modelo.

### 5.1.5 Puntos de Control

A continuación, en la Figura 5.7 se muestran los puntos de control para aceleraciones y desplazamientos. Adicionalmente el punto J se encuentra en ubicado en la base del modelo para controlar el sismo de ingreso.

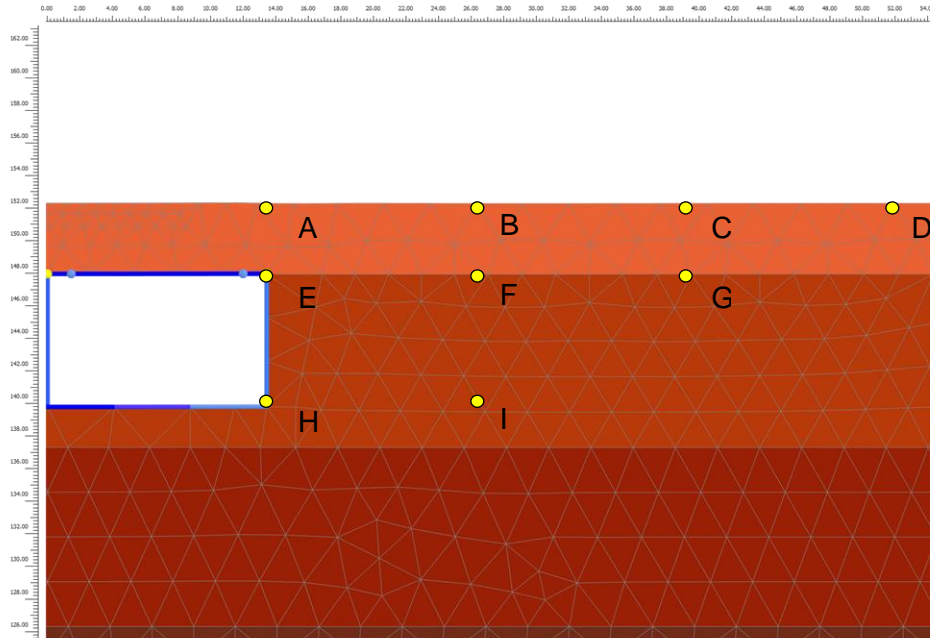


Figura 5.7 Puntos de control del modelo 2D.



## CAPÍTULO VI: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En total se han realizado una serie de análisis dinámicos en los modelos bidimensionales al considerar 06 eventos sísmicos en 2 direcciones, cuyas denominaciones se presentan en la Figura 6.1.

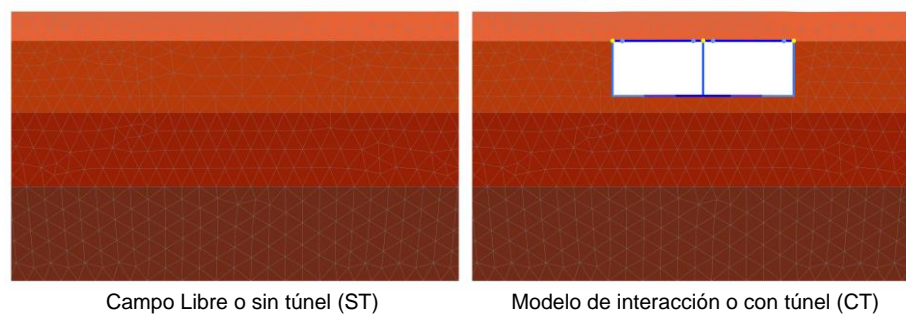


Figura 6.1 Denominaciones de los casos analizados

Es un hecho que la inclusión de estructuras enterradas en un medio modifica la respuesta sísmica del lugar. La cuestión es conocer de qué modo se realiza esta afectación. Sin embargo, existe una gran cantidad de factores que controlan dicho comportamiento, desde las condiciones del lugar, la relación de la rigidez entre la estructura y el suelo, la no linealidad del suelo, las características de los sismos empleados para el análisis en cuanto a intensidad y duración, entre muchos otros.

Los análisis realizados no pretenden abordar esta cantidad de variables, mas sí demostrar para el caso particular de análisis que la construcción de estructuras subterráneas modifica la respuesta sísmica del terreno circundante, lo cual afectaría también a estructuras superficiales.

### 6.1 Respuesta Sísmica del terreno en campo libre

La respuesta sísmica del terreno en condición de campo libre ha sido medida en términos de aceleraciones y desplazamientos, cuyos respectivos espectros de respuesta se muestran en la Figura 6.2 y Figura 6.3, respectivamente.

En cuanto a las respuestas de aceleraciones, se puede observar que el suelo presenta una mayor amplificación a periodos de 0.25 s, el cual puede ser considerado como el periodo fundamental del terreno, tanto para la superficie (Punto A), como para el punto ubicado a 4.5 m de profundidad.

Además, en cuanto a los desplazamientos no existe una variación importante entre los puntos de control a diferentes niveles, esto se podría explicar debido a la homogeneidad del material.

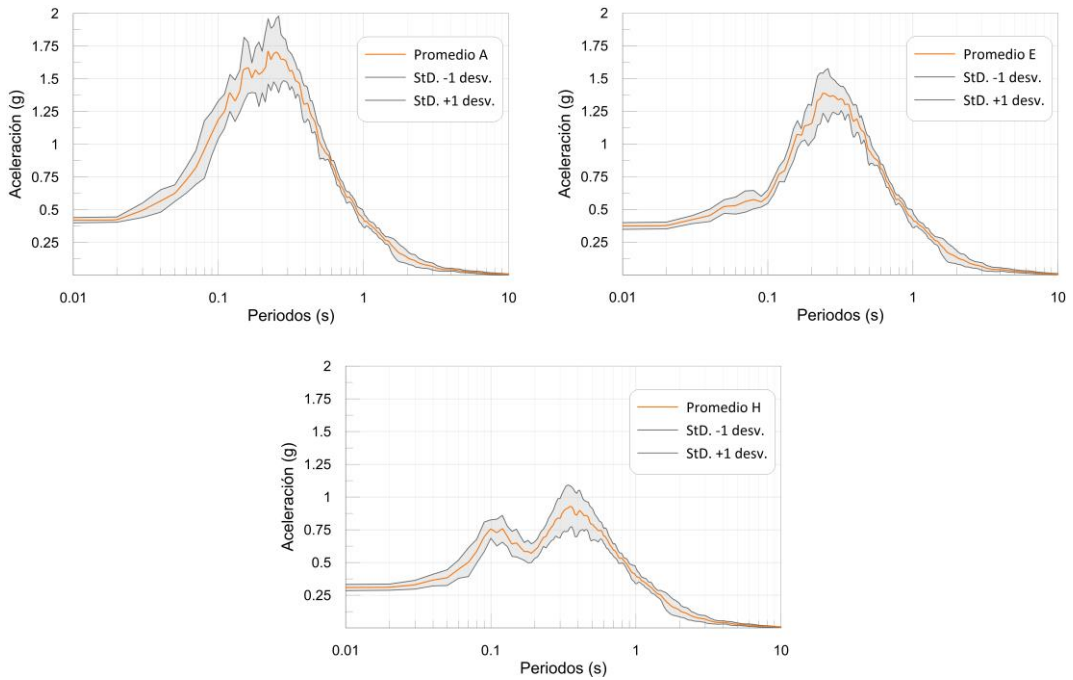


Figura 6.2 Espectros de aceleraciones del análisis en condición de campo libre para los puntos A, E y H.

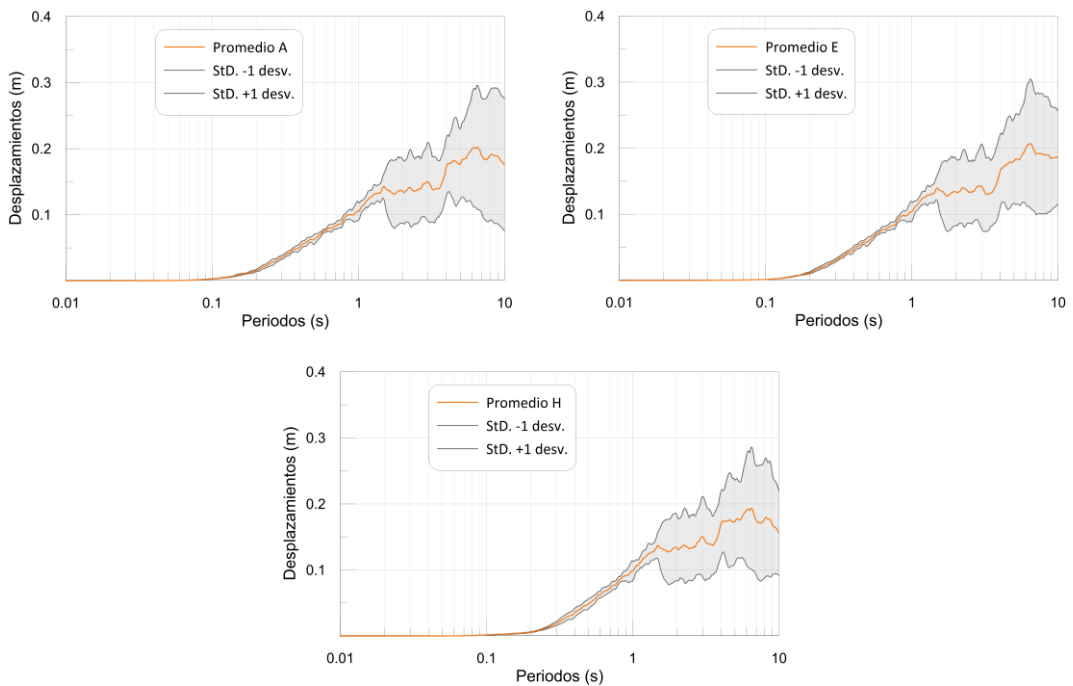


Figura 6.3 Espectros de desplazamientos del análisis en condición de campo libre para los puntos A, E y H.

## 6.2 Respuesta Sísmica Del Túnel

### 6.2.1 Patrones de deformación

En la Figura 6.4, se presentan los desplazamientos residuales para el sismo de Ancash en la dirección EW, magnificado x25, con la finalidad de notar los modos de deformación del suelo. Se comprueba que, en el caso de los túneles rectangulares, ocurren las deformaciones tipo “*Racking*” y “*Rocking*”, las cuales se desarrollan durante un evento sísmico debido al movimiento horizontal del terreno, además, también se evidencian deformaciones verticales importantes en la superficie, principalmente en los lados laterales del túnel.

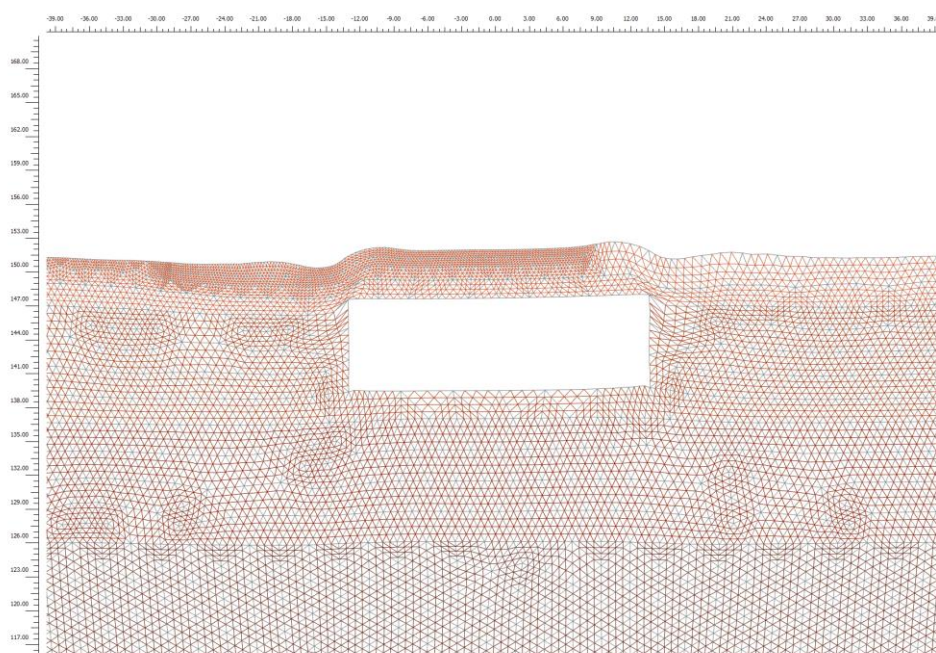


Figura 6.4 Desplazamientos Residuales Post evento sísmico, Sismo de Lima 1974 EW

### 6.2.2 Desplazamientos verticales

A continuación, se presentan en las Figura 6.5 y Figura 6.6 el comportamiento típico evidenciado en cuanto a los desplazamientos verticales en la dirección positiva y negativa, respectivamente para la condición del sismo de Ancash en la dirección EW considerando conexiones rígidas. Dicho comportamiento ocurre en todos los análisis realizados con variaciones en cuanto a la magnitud del asentamiento, de donde se debe destacar el hecho que, pese a que el movimiento de ingreso es horizontal y que uno de los modelos posee una topografía totalmente plana, se pueden generar desplazamientos considerables en la dirección vertical debido posiblemente al modo en el que se reflejan y se refractan las ondas en las paredes del túnel.

En efecto, este comportamiento es concordante con lo evidenciado por algunos investigadores (Lee and Trifunac, 1979, Manoogian & Lee, 1996, Manoogian, 1998, Lee & Karl, 1992, Barros & Luco, 1993 and 1994, Lee et al 2001), quienes realizaron los análisis considerando una estructura circular en un medio elástico concluyendo entre otras cosas que la presencia de una estructura subterránea resulta también en un movimiento vertical del movimiento superficial a los que categorizan como de tipo “Parasítico” y que además para profundidades más pequeñas, no solo la amplificación debida a la cavidad subterránea es mayor, sino que también las ondas sísmicas se “atrapan” entre la cavidad y la superficie del suelo, lo que produce patrones de respuesta más complejos.

El efecto de levantamiento, aunque bastante menor en magnitud en comparación a los asentamientos en las zonas laterales, (Ver Figura 6.6), está estrechamente relacionado con la profundidad a la cual se encuentra enterrado el túnel, cuyo efecto disminuye gradualmente a medida que se va profundizando la ubicación del túnel (Cheng & Sun, 2018).

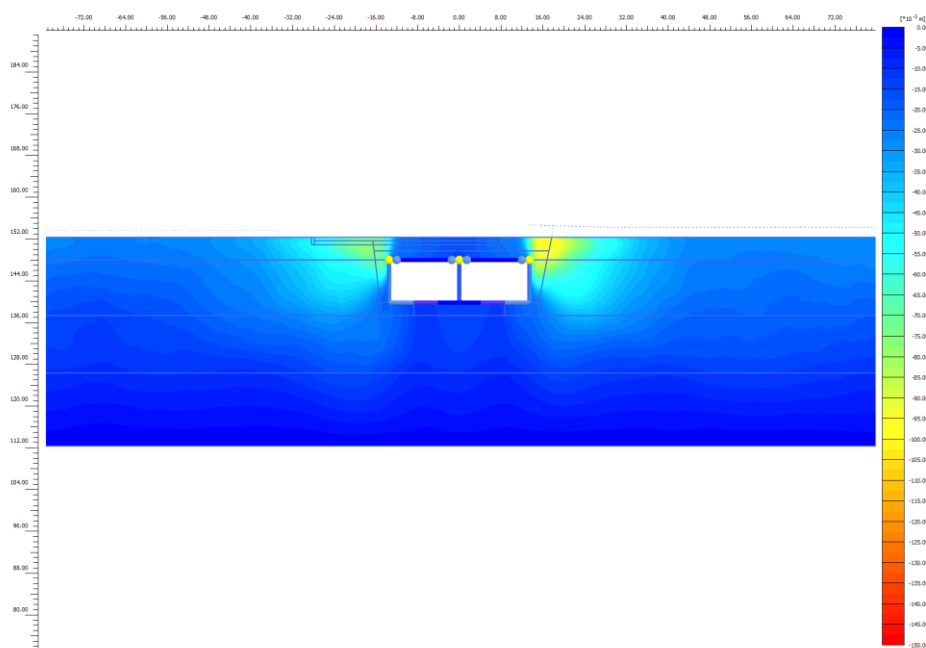


Figura 6.5 Máximos desplazamientos verticales (Ymax-asentamientos)

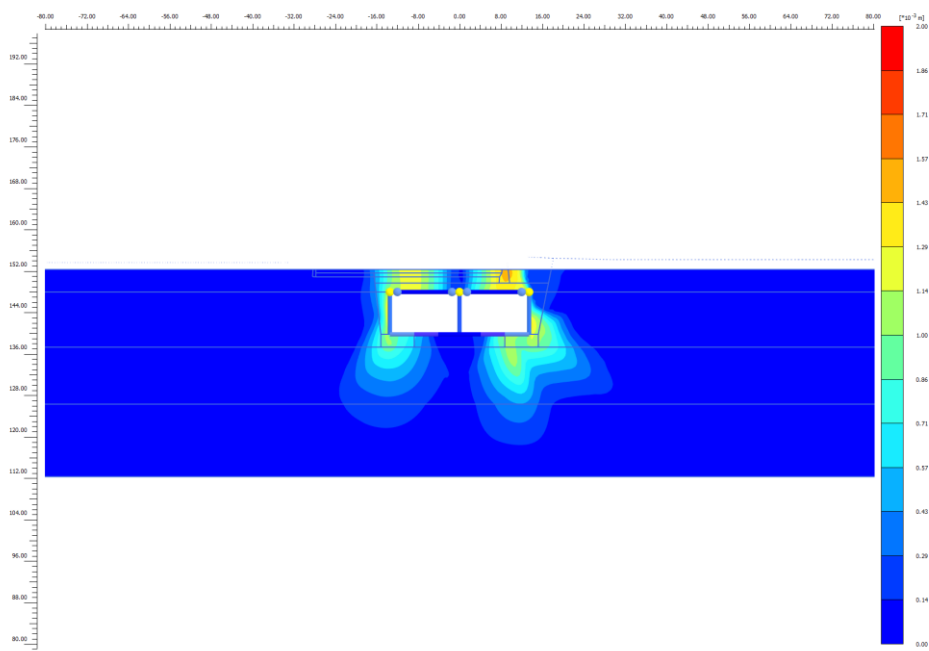


Figura 6.6 Máximos desplazamientos verticales (Ymin-levantamientos)

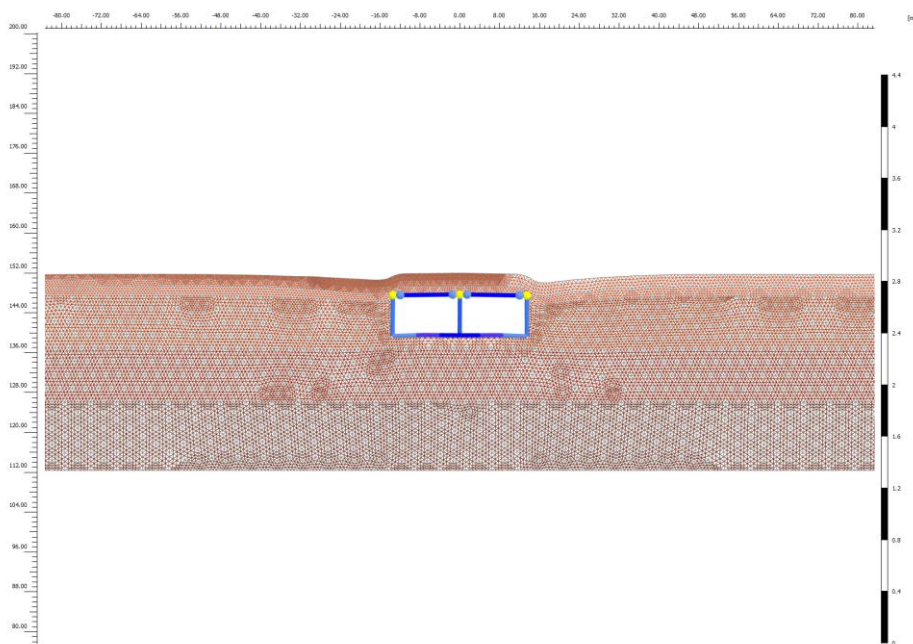


Figura 6.7 Deformaciones residuales para el sismo de Ancash EW

En los lados laterales del túnel se generan asentamientos en el orden de los -10 cm, mientras que en la zona central del túnel ocurren ligeros levantamientos de hasta 0.2 cm.

### 6.2.3 Elementos estructurales

En los análisis, los elementos estructurales fueron modelados usando un modelo elástico, con lo cual no es posible conocer el estado final en el que se encuentra la estructura. Sin embargo, es posible estimar la afectación a la estructura si empleamos los esfuerzos y momentos en la estructura durante y posterior al sismo. Por ejemplo, en la Figura 6.8 la línea negra representa el diagrama de interacción correspondiente a los muros laterales. Los puntos azul, verde, amarillo y morado representan los pares de momento y fuerza axial durante el evento sísmico aplicado para las alturas 7.5, 2.5, 0.5, y 0 m, respectivamente. Además, los puntos para una misma altura están espaciado alrededor de 1 segundo. Dichas alturas fueron escogidas por ser representativas de todo el elemento, evitando la saturación de puntos en una única zona por la gran cantidad de información. Como se aprecia en dicha figura, los pares de momento – esfuerzo axial caen dentro del diagrama de interacción, lo cual indica que durante el movimiento las cargas de diseño de los muros laterales no son excedidas para el evento de Ancash EW.

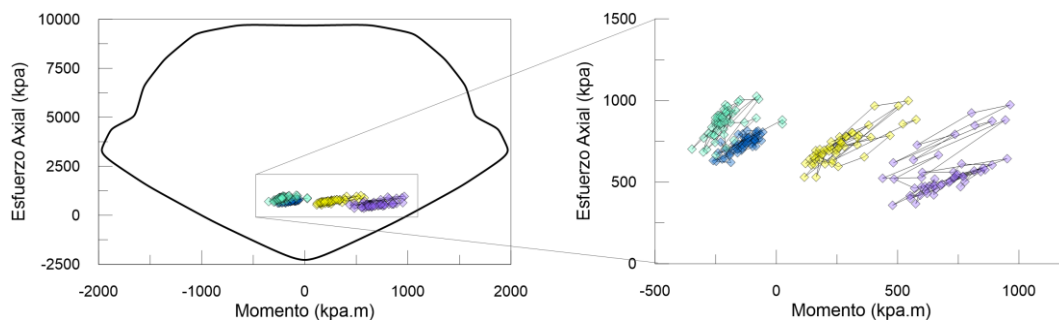


Figura 6.8 Pares de momento – esfuerzo axial durante el evento sísmico de Ancash EW.

Debido a que la variación durante el sismo es menor en comparación al área del diagrama de interacción, bastaría con tomar un instante de tiempo representativo de cada evento sísmico para los posteriores análisis. En esta tesis, el instante al final del evento sísmico fue tomado como representativo. La Figura 6.9, los puntos en azul muestran el caso estático (previo a la aplicación de los eventos sísmicos) y los puntos rosados el caso post sismo (el caso posterior al evento sísmico) para las cotas previamente mencionadas considerando todo el set de eventos sísmicos generados en el Capítulo 4. Los pares de Momentos y esfuerzos post sismo son distintos a la condición inicial, lo cual es de esperar dada las deformaciones permanentes del suelo circundante. Además, de la figura se desprende que, para los eventos sísmicos aplicados, los momentos y esfuerzos axiales de los elementos estructurales se encuentran dentro del diagrama de interacción, por lo cual podríamos decir que los muros resistirían las solicitaciones del set de eventos sísmicos considerado.

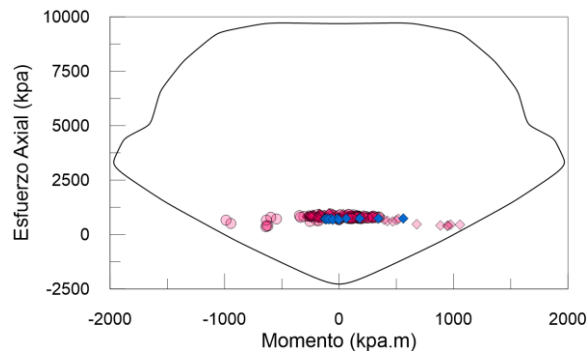


Figura 6.9 Diagrama de interacción para los muros laterales. Los puntos en azul muestran el caso estático y los de rojo, el caso post sismo.

### 6.3 Influencia en la respuesta sísmica del terreno

#### 6.3.1 Deformaciones cortantes en el suelo

Para entender esta forma en la que se atenúan y se acentúan las deformaciones, sería adecuado revisar aquellas zonas en las que el suelo alcanza una mayor deformación, así como, los patrones bajo los cuales ocurren dichos incrementos. Para poder apreciar ello se empleará la segunda invariante de deformaciones, mejor conocida como deformaciones desviadoras, el cual se muestra en la Figura 6.10 un caso típico de las máximas deformaciones cortantes generadas en el suelo circundante al túnel, específicamente el caso del sismo de Lima EW, de donde se desprende que los máximos valores ocurren en los límites laterales del nivel superior del túnel, formando una especie de arco hacia la superficie y conos hacia los laterales con mucha menor intensidad.

La forma en la que se distribuyen en los bordes laterales del túnel guarda relación con el modo en el cual se deforma el túnel, deformación tipo “*Racking*”, pues las máximas deformaciones cortantes se dan en el techo, donde también ocurren las máximas distorsiones de la estructura. Esta distribución se repite en cada uno de los casos analizados, variando únicamente en la amplitud de los resultados.

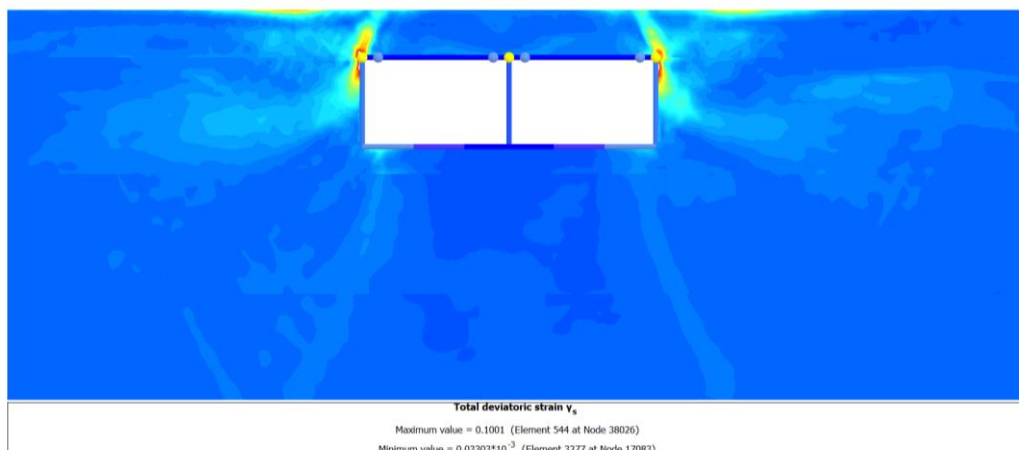


Figura 6.10 Distribución de las deformaciones cortantes  $\gamma_s$  en las inmediaciones del túnel.

En adición, al observar las máximas deformaciones volumétricas se puede notar que en las zonas de los muros laterales del túnel y su proyección en superficie se generan importantes deformaciones volumétricas con tendencias a una reducción en el volumen, lo cual se puede explicar por 2 motivos: EL modelo HS Small es capaz de reproducir el comportamiento acoplado del suelo de generar deformaciones volumétricas debido a la generación de un esfuerzo de corte, es por ello que las zonas de la Figura 6.11, calza con aquellas zonas de mayor deformación cortante Figura 6.10.

Dichas deformaciones cortantes y volumétricas se generan durante la acción de un sismo, sin embargo, basados en los resultados obtenidos en el presente trabajo, se puede interpretar que el patrón de movimiento tipo "Racking" del túnel, durante el movimiento caótico del sismo, tiende a ejercer fuerzas contrarias al movimiento del suelo y por a agravar las deformaciones que se producen en el suelo sobre las zonas circundantes al túnel.



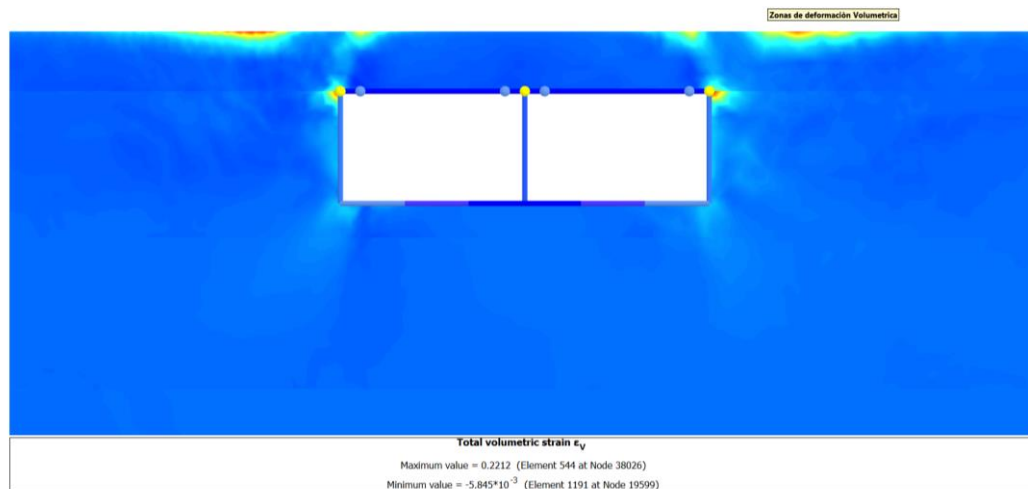


Figura 6.11 Distribución de las deformaciones volumétricas  $\varepsilon_v$  en las inmediaciones del túnel.

El desarrollo de dichas deformaciones también está intrínsecamente relacionado con el comportamiento no lineal del suelo, y por lo tanto con el desarrollo de esfuerzos residuales y fuerzas internas. (Pitilakis & Tsiniadis, 2014). A continuación, se presentan los resultados del trabajo citado, con la finalidad de mostrar la importancia de considerar modelos elastoplásticos del suelo frente a considerar un modelo puramente lineal. Las deformaciones plásticas que ocurren en el suelo circundante al túnel se representan en la Figura 6.12a, mientras que los momentos de flexión en el revestimiento del túnel se presentan en la Figura 6.12c.

Las deformaciones plásticas del suelo están causando deformaciones internas del revestimiento (Figura 6.12e), cambiando significativamente la distribución de los momentos de flexión alrededor del túnel, causando también momentos de flexión residuales.

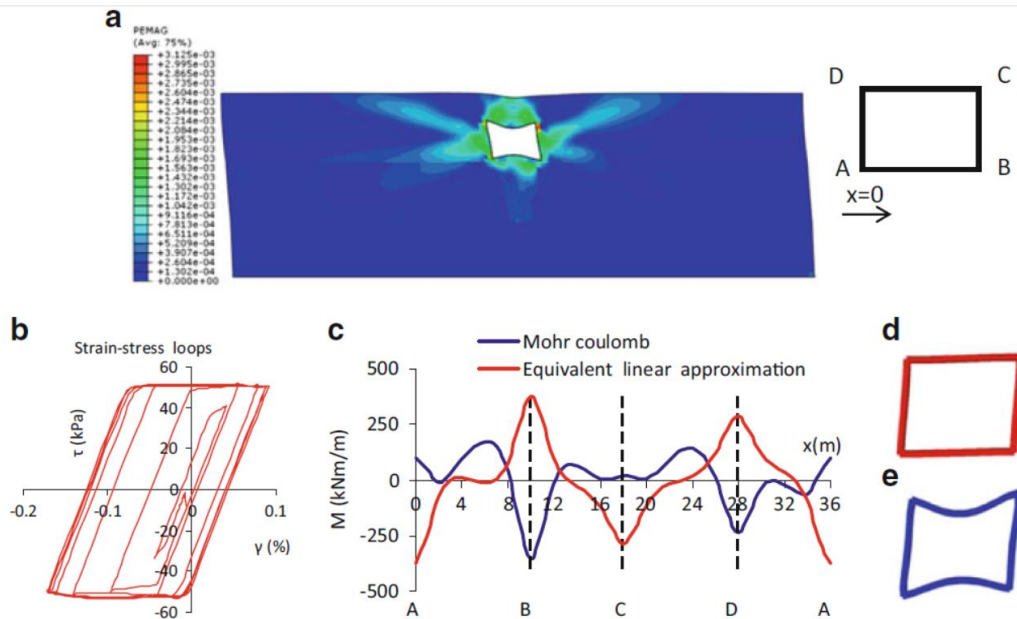


Figura 6.12 Deformaciones plásticas alrededor de un túnel (Pitilakis & Tsinidis, 2014).

### 6.3.2 Degradación del suelo

Con la finalidad de corroborar la relación entre las deformaciones del terreno y la no linealidad del suelo, se presenta a continuación en la Figura 6.13, los lazos de histéresis en condición de campo libre (lado izquierdo), y en condición con túnel (lado derecho), además, la escala de colores se presenta en función del tiempo. Se puede notar que en los puntos A, B, E, I, aquellas zonas donde ocurren las máximas deformaciones por corte (Figura 6.14) se desarrollan lazos de histéresis más amplios, lo cual indica una mayor no linealidad del suelo lo que está a su vez demuestra deformaciones permanentes en el suelo. Por otro lado, los puntos C, D, F y G no presentan mayor variación.

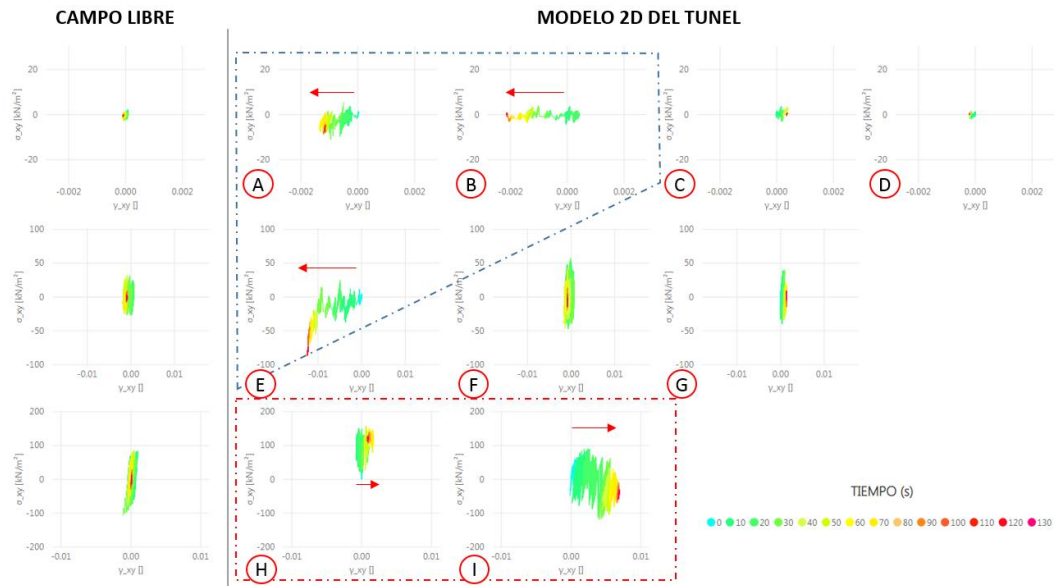


Figura 6.13 Lazos de histéresis para el Sismo de Maule EW

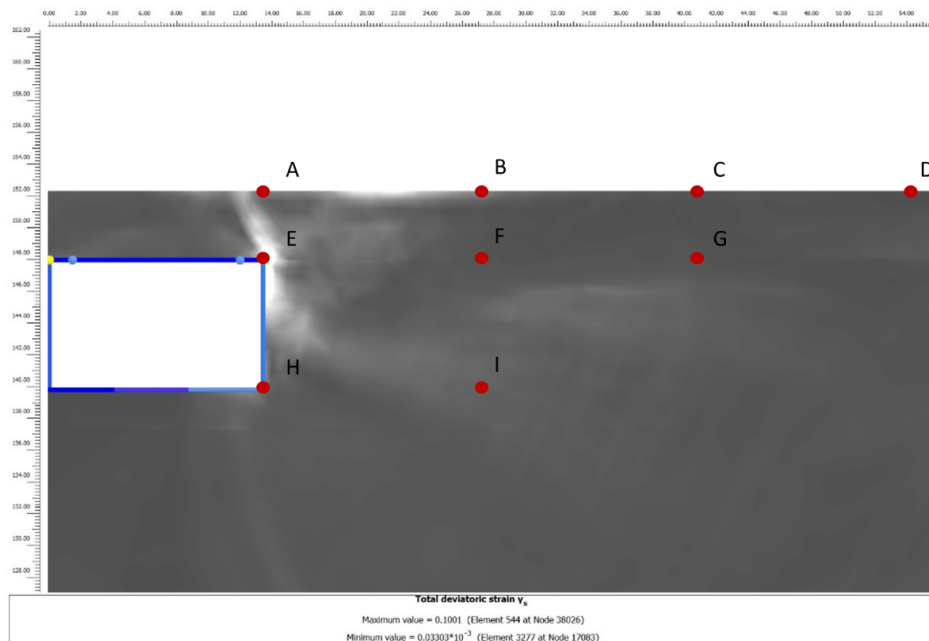


Figura 6.14 Máximas deformaciones desviadoras Sismo de Maule EW

### 6.3.3 Espectros de aceleración y desplazamientos

Al comparar los resultados de los análisis considerando una condición de campo libre o sin túnel (ST) y otra con la inclusión del túnel (CT) se puede decir que la interacción suelo estructura genera un incremento en las aceleraciones sísmicas en la superficie del terreno de forma significativa, a fin de poder visualizar dicha comparación, se presenta el caso de 4 puntos de estudio: A, B, C y D, colocados en la superficie espaciados cada 0.5 veces el ancho del túnel, es así que se ubican a 13.50, 27.00, 40.50 y 54.00 metros del eje del túnel.

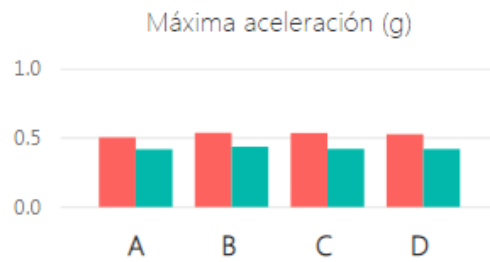


Figura 6.15 promedios de las Aceleraciones máximas en g en superficie.

En la Figura 6.15, se muestran los valores promedio de las máximas aceleraciones obtenidas para los 6 eventos sísmicos analizados, para los 4 puntos de análisis mencionados, de color verde se presentan las aceleraciones en condición de campo libre, mientras que, de rojo, el modelo con inclusión de túnel. En todos los casos, la condición con túnel incrementa la respuesta sísmica a nivel de movimiento del terreno, comportamiento similar se puede apreciar en el caso de los desplazamientos, como se aprecia en la Figura 6.16.



Figura 6.16 promedios de los máximos desplazamientos en superficie en m.

Dichos incremento de aceleraciones y desplazamientos en el movimiento del terreno se debe a que el túnel resulta ser más flexible que el terreno mismo, permitiendo mayores desplazamientos laterales en el terreno, un comportamiento naturalmente evidenciado por otros autores (Hashash, Hook, Schmidt, & Chiang Yao, 2001).

Aun cuando analizar las variaciones en la respuesta del terreno resulta ser útil, analizar la variación de los espectros de respuesta brinda un mejor panorama. Con la finalidad de mostrar dicha influencia, se ha realizado la comparación de los espectros de respuesta del terreno en condición de campo libre e interacción. La Figura 6.17, muestra los promedios del espectro de aceleraciones en los puntos de control establecidos en el Capítulo anterior, en negro se muestra el modelo en campo libre, en rojo, el modelo de interacción suelo estructura. Como era de esperar, la respuesta sísmica del terreno se ve afectada significativamente en las proximidades del túnel, generándose un incremento de aceleraciones a nivel de PGA y otros niveles de periodos cortos ( $T=0.10$  s), así como una atenuación para periodos entre 0.20 y 0.50 s. La influencia va atenuándose conforme la distancia hacia el túnel incrementa.

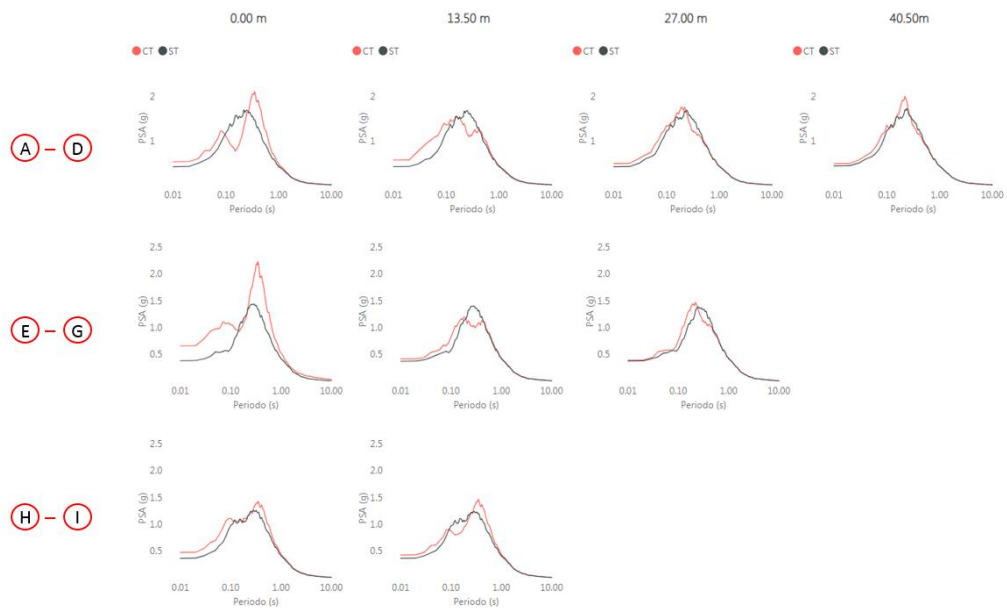


Figura 6.17 Comparación de los espectros de aceleraciones.

La modificación en la respuesta sísmica de aceleraciones, también se refleja en el espectro de desplazamientos, en la Figura 6.18 se muestra el promedio de los espectros de respuesta de desplazamientos horizontales para los casos analizados. Se debe resaltar que, si bien en periodos cortos no se exhibe una variación importante del comportamiento sísmico, en periodos largos, ocurre un incremento de los desplazamientos. Al igual que con el espectro de aceleraciones, el efecto disminuye a mayor distancia del túnel.

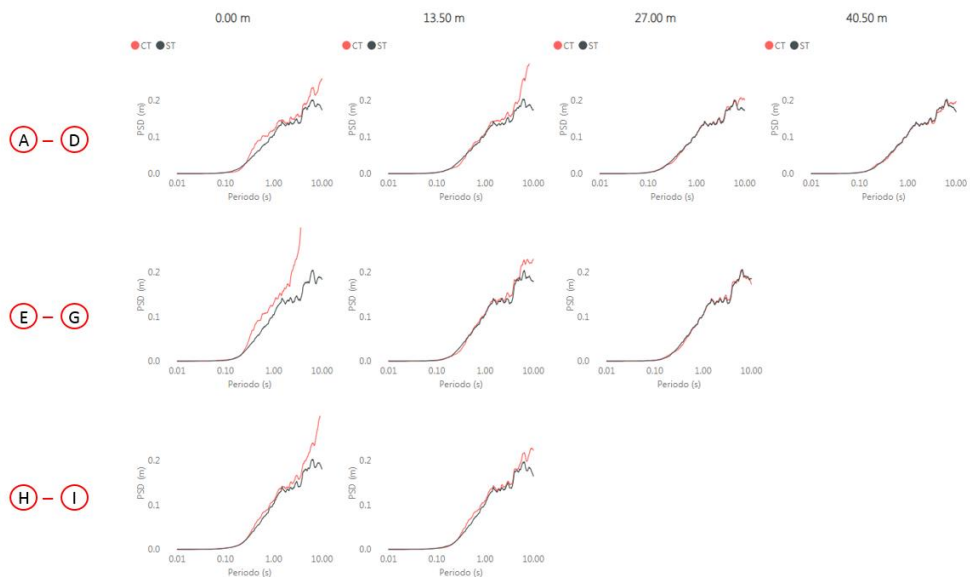


Figura 6.18 Comparación de espectros de desplazamientos.

Los factores de amplificación para el modelo de interacción con respecto al modelo en condición de campo libre se muestran en la Figura 6.19, la línea sólida representa el promedio de los resultados y las líneas entrecortadas, las desviaciones estándar. Aunque erráticamente, se aprecia de una manera más notoria los periodos en los cuales el comportamiento sísmico es modificado, amplificaciones en periodos cortos y periodos largos, armonizando lo evidenciado en el espectro de aceleraciones y el espectro de desplazamientos, además de un rango en el cual la respuesta no se ve afectada o la demanda se disminuye entre 0.20 y 0.50 s.

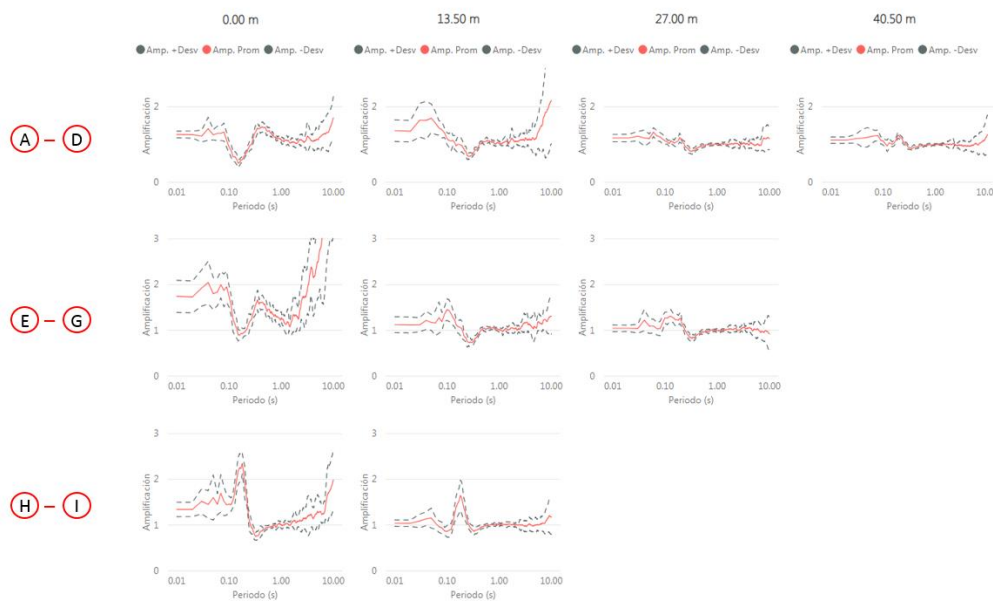


Figura 6.19 Factores de amplificación de condición de campo libre a modelo de interacción.

En ambos términos, tanto aceleraciones como desplazamientos, ocurre una modificación en la respuesta sísmica del terreno, a nivel de superficie (Puntos A, B, C y D), como a nivel del límite superior del túnel (E, F, G) y el nivel del fondo del túnel (H, I). Aunque pueda parecer un efecto menor, las aceleraciones pueden alterar significativamente la respuesta de las edificaciones convencionales que se cimientan superficialmente, como la de edificios de gran altura cuyo diseño se rige más por los desplazamientos del terreno.

Por lo tanto, se puede concluir que la existencia de una estructura enterrada, como es el caso del túnel “*Cut and cover*” de la presente investigación, tiene un impacto sobre la respuesta sísmica del terreno circundante dentro de un cierto rango de influencia. Interacción con estructuras superficiales

Adicionalmente, con la única finalidad de demostrar las desventajas de los análisis en condición de campo libre, se han incluido un único análisis adicional

considerando elementos estructurales menores en la superficie, a continuación, se muestra los patrones de deformación de los modelos analizados, magnificados o exagerados por un factor de 30. Al comparar la condición con estructuras superficiales con el modelo de superficie llana se muestra una mayor distorsión en el modelo, lo cual implica una modificación en los patrones de deformación de los muros del túnel.

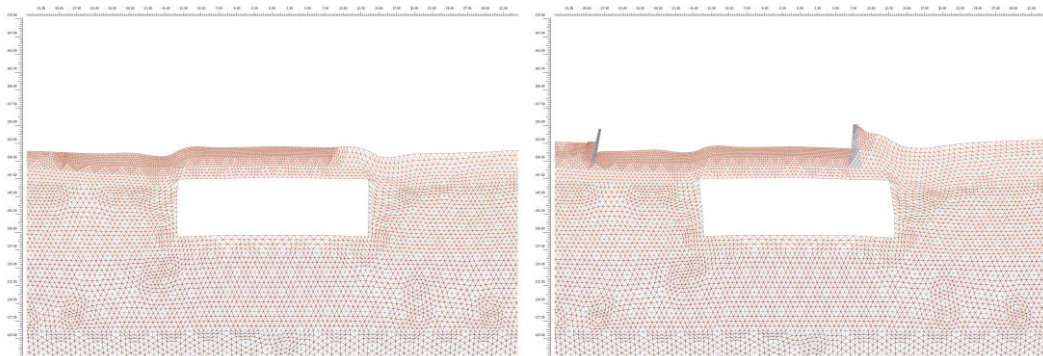


Figura 6.20 Desplazamientos Residuales Sismo Ancash EW.

Con esto se demuestra que los métodos simplificados como el análisis de campo libre unidimensional poseen ciertas limitaciones pues no engloban todos los factores que influyen en la respuesta sísmica del lugar, pues se enfocan únicamente en el análisis de desplazamientos del túnel dada su interacción con el suelo, sin tomar consideración alguna sobre la influencia que podrían ejercer otras estructuras o accidentes topográficos del lugar de estudio hacia el túnel.

En áreas urbanas densamente pobladas, los túneles y otras estructuras subterráneas a menudo pasan por debajo de edificios de gran altura o están ubicados cerca de ellos. La existencia de estas estructuras puede crear efectos complejos de interacción con las estructuras subterráneas generalmente denominadas "efectos de ciudad". (Pitilakis & Tsinidis, 2014).

Finalmente, se puede decir que esta variabilidad en los resultados permite conocer múltiples modos en los cuales se ve influenciada las zonas aledañas a ubicación de alguna estructura subterránea, lo cual cobra importancia pues al modificar la respuesta de la superficie de un terreno sobre el cual podrían encontrarse otras estructuras, existiría un comportamiento que debería ser tomado en cuenta para el diseño sísmico de estas estructuras superficiales.

## CONCLUSIONES

Con los proyectos de metros subterráneos que se vienen desarrollando y proyectando en el país, surge la necesidad de verificar los diseños elaborados por métodos analíticos empleando modelos numéricos avanzados que, basados en una debida caracterización geotécnica de los materiales, permitan modelar el comportamiento dinámico de dichas estructuras considerando una diversidad de factores, además de evaluar la afectación que dichas estructuras subterráneas generan en sus zonas aledañas.

Para ello se ha definido la geometría de un túnel además de realizar la caracterización geotécnica de la zona de estudio, con dicha información, se generó el perfil estratigráfico representativo de los materiales del lugar. Así mismo, se realizó la evaluación del peligro sísmico del medio con la finalidad de generar un set de 6 eventos sísmicos (12 registros tiempo-historia), adecuados a un espectro objetivo mediante la metodología del ajuste espectral. Posteriormente, empleando un programa comercial de elementos finitos, realizaron análisis dinámicos 2D, haciendo uso del modelo HSS y elástico lineal para simular las características del suelo y de los elementos estructurales, respectivamente.

Los registros tiempo historia empleados, fueron seleccionados a priori en base a las características de la sismicidad predominante en la zona de estudio, considerando para tal efecto, eventos de subducción interfase e intraplaca. Debido a la poca cantidad de registros con los que se cuenta en el Perú, se emplearon registros de eventos chilenos, disponibles en la base de datos del Centro Sismológico Nacional (CSN – Chile).

Se emplearon modelos unidimensionales para verificar el comportamiento de los modelos bidimensionales en condición de campo libre. Los modelos dinámicos desarrollados para conocer la influencia del túnel sobre la respuesta sísmica del suelo consideraron los casos de condición de campo libre y condición con túnel con una topografía plana para eliminar cualquier otro efecto. Los resultados obtenidos fueron comparados en términos de aceleraciones y desplazamientos, evaluando la influencia del túnel en la respuesta del terreno, la influencia de la topografía y del tipo de conexiones. De donde se desprenden las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- En cada instante de tiempo de los análisis dinámico se comprueba la ocurrencia de deformaciones tipo “*Racking*” y “*Rocking*” típicas en túneles



rectangulares. Además, se aprecia deformaciones verticales importantes en la superficie, principalmente sobre ambos lados laterales del túnel, por lo cual resultaría importante evaluar parámetros que afectan la magnitud de dichas distorsiones en este tipo de estructuras.

- A pesar de que la topografía del modelo es totalmente plana y las ondas sísmicas ingresadas son horizontales, los resultados muestran la ocurrencia de desplazamientos considerables en la dirección vertical presumiblemente por el modo de reflexión y refracción de las ondas sísmicas con las paredes del túnel. Dicho comportamiento es concordante con lo evidenciado por investigaciones similares.
- Se aprecia que las máximas deformaciones cortantes generadas en el suelo circundante al túnel ocurren en los límites laterales del nivel superior del túnel, formando una especie de arco en dirección a la superficie y conos hacia los laterales con mucha menor intensidad. Este patrón se relaciona con el modo de deformación tipo “*Racking*” del túnel.
- Al observar las máximas deformaciones volumétricas se puede notar que, en las zonas próximas a los muros laterales del túnel y su proyección en la superficie, se generan deformaciones importantes con tendencia a una reducción en el volumen, esto es posible debido a que el modelo HS Small es capaz de reproducir el comportamiento acoplado del suelo de generar deformaciones volumétricas al ser sometido a un esfuerzo de corte
- Con la finalidad de corroborar la relación entre las deformaciones del terreno y la no linealidad del suelo, se ha analizado los lazos de histéresis en condición de campo libre y en condición con túnel. Se ha obtenido que en las zonas con mayores deformaciones cortantes se desarrollan lazos de histéresis más amplios, esto indica una mayor no linealidad en el comportamiento del suelo, lo que a su vez demostraría la presencia de deformaciones permanentes en el suelo.
- La interacción del túnel con el suelo circundante durante un evento sísmico genera un incremento en las aceleraciones sísmicas y desplazamientos en la superficie del terreno de forma significativa. Estos incrementos en el movimiento del terreno se deben a que el túnel resulta ser más flexible que el terreno mismo, permitiendo mayores desplazamientos laterales en el terreno

- De la comparación de los espectros de respuesta del terreno en condición de campo libre e interacción se desprende que la respuesta sísmica del terreno se ve afectada significativamente en las proximidades del túnel, generándose un incremento de aceleraciones a nivel de PGA y otros niveles de periodos cortos ( $T= 0.10$  s), así como una atenuación para periodos entre 0.20 y 0.50 s. La influencia va atenuándose conforme la distancia hacia el túnel incrementa.
- La modificación en la respuesta sísmica del terreno debido al túnel también se refleja en el espectro de desplazamientos, Si bien en periodos cortos no se exhibe una variación importante del comportamiento sísmico, en periodos largos, ocurre un incremento de los desplazamientos. Al igual que con el espectro de aceleraciones, el efecto disminuye a mayor distancia del túnel.
- Se puede concluir que la existencia de una estructura enterrada, como es el caso del túnel “*Cut and cover*” de la presente investigación, tiene un impacto en la respuesta sísmica del terreno circundante dentro de un cierto rango de influencia. Se ha observado que existen amplificaciones tanto en periodos cortos y largos tanto en el espectro de aceleraciones como en el de desplazamientos.
- Aunque la presente tesis se basa en la interacción suelo-estructura de un túnel, sería recomendable realizar un análisis sísmico de edificaciones que posean varios sótanos, pues de un modo similar al mostrado en el presente trabajo, estas estructuras modificarían la respuesta sísmica del terreno circundante y por ende generan un impacto en las demandas sísmicas que puedan sufrir las edificaciones contiguas.

Complementando lo realizado, los métodos simplificados como el análisis de campo libre unidimensional poseen ciertas limitaciones pues no englobaría todos los factores que pueden influenciar en menor o mayor medida en la respuesta sísmica del lugar, pues se enfocan únicamente en la estructura del túnel y su interacción con el suelo circundante, ignorando la influencia que podrían ejercer otras estructuras o accidentes topográficos del lugar de estudio hacia el túnel, esto comúnmente conocido como “efectos de Ciudad”.

La respuesta sísmica del terreno es un proceso complejo que involucra una gran cantidad de variables, que abarca desde el tipo de suelo y su comportamiento no lineal, la topografía, fenómenos de interacción suelo estructura, entre otros. Estos

fenómenos de interacción generalmente son obviados para el caso de edificaciones, debido a la poca influencia que tiene sobre las mismas. Caso contrario es el de las estructuras enterradas, en donde dicho fenómeno no se puede obviar debido a que se encuentran embebidos en el terreno.

## RECOMENDACIONES

La interacción suelo estructura es un fenómeno que debe ser estudiado no solo considerando la generación de esfuerzos y deformaciones sobre la estructura, pues igual de importante son los esfuerzos y deformaciones generadas en el suelo de las zonas aledañas. Dichas modificaciones de esfuerzos y deformaciones en el terreno que se producen durante un evento sísmico pueden agravar los daños en las estructuras superficiales, en tal sentido se recomienda:

- Primeramente, se recomienda caracterizar el comportamiento dinámico y mecánico de las gravas de Lima, pues a diferencia de otros materiales como arenas u arcillas, estas son un material especial y único en el mundo que hasta la fecha de la presente tesis no han sido pobremente estudiadas.
- Posterior a caracterización geotécnica adecuada, deberá desarrollarse investigaciones que evalúen cualitativa y cuantitativamente los patrones de esfuerzos y deformaciones generados en el suelo debido a la presencia de estructuras enterradas.
- Asimismo, los análisis que se proyecten realizar deberán evaluar la influencia de diversas variables, tales como, la rigidez de la estructura, el comportamiento no lineal de las componentes estructurales, la geometría del túnel, la profundidad, la incertidumbre asociada al uso de los modelos constitutivos, entre otros.
- Además, debido a la aparición de movimientos en la dirección vertical en el presente trabajo pese a la topografía plana y el movimiento únicamente horizontal, es recomendable desarrollar estudios sobre la influencia de la componente vertical de un evento sísmico en los modelos de interacción suelo estructura.
- Por otro lado, si bien el análisis de la presente tesis se basa en una geometría específica de un túnel, se recomienda analizar sísmicamente aquellas edificaciones que poseen sótanos, pues de un modo similar estas estructuras modificarían la respuesta sísmica del terreno y por ende generan un impacto en las demandas sísmicas que puedan sufrir las edificaciones en su entorno.

- Finalmente, con los resultados obtenidos de los análisis, se sugiere complementar y desarrollar metodologías para la estimación del riesgo sísmico de este tipo de estructuras, además de su inclusión para el desarrollo de las normativas de diseño sísmico que se enfoquen específicamente en zonas urbanas, para mejorar la planificación y resiliencia de las ciudades.

## BIBLIOGRAFÍA

- Abrahamson, N. A. (1992). Non-stationary spectral matching. *Seismological Research Letters*, 30.
- Aguilar, Z., & Vergaray, L. (2018). Superficie de subducción para los cálculos de peligro sísmico en el Perú. *XX Congreso Nacional de Ingeniería Civil*. Lima.
- Araei, A. A., Razeghi<sup>1</sup>, H., Tabatabaei, S., & Ghalandarzadeh, A. (2010). Dynamic Properties of Gravelly Materials. *Scientia Iranica*, 17(4), 245-261.
- Atkinson, J. H., & Salfors, G. (1991). Experimental determination of soil properties. *Proc. 10th ECSMFE*, 3, 915-956.
- Bathe, K. J. (1982). *Finite Element Analysis in engineering analysis*. New Jersey: Prentice-Hall.
- Beck, S. L., & Nishenko, S. P. (1990). *Variations in the mode of great earthquake rupture along the central Peru subduction zone* (17 ed.).
- Benz, T. (2006). *Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences*. Universität Stuttgart, Inst. für Geotechnik.
- Bolt, B. (1988). *Earthquake*. New York.
- Brinkgreve, R., Kappert, M., & Bonnier, P. (2007). Hysteretic damping in a small-strain stiffness model. *Numerical Models in Geomechanics*.
- Cheng, X., & Sun, Z. (2018). Effects of Burial Depth on the Seismic Response of Subway Station Structure Embedded in Saturated Soft Soil. *Hindawi Advances in Civil Engineering*, 1-12.
- CISMID. (2015). *Microzonificación Sísmica del Distrito Del Rímac*. Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Lima.
- Cornell, A. (1968). Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1538-1606.
- Darandeli, B. M. (2001). *Developpe of a new family of normalize modulus reduction and material damping curves*. Ph. D. Dissertation, Univ. of Texas at Austin.

- 
- Debiasi, E., Gajo, A., & Zonta, D. (2013). On the seismic response of shallow-buried rectangular structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 99-113.
- Dowding, C., & Rozen, A. (1978). Damage to rock tunnels from earthquake shaking. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE 104 ŽGT2. 175-191.
- Duncan, J. M., & Chang, C. Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soil. *Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96, 1629-1653.
- Hancock, J., J., W.-L., Abrahamson, A., Bommer, J., Markatis, A., Mccoy, E., & Mendis, R. (2006). An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of Earthquake Engineering, 10spec 01*, 67-89.
- Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972). Shear modulus and damping soils: Design equations and curves. *ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 667-692.
- Hashash, Y. M., Hook, J. J., Schmidt, B., & Chiang Yao, J. I. (2001). Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 247-293.
- Hashash, Y. P. (2010). Recent Advances in Non-Linear Site Response Analysis. *Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Paper no. OSP 4.
- Hudson, M., Idriss, M., & Beirkae, M. (1994). *QUAD4M User's manual*.
- Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test. In *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation* (Vol. 1, pp. 19-25).
- Kawashima, K., MacRae, G. H.-i., & Nagaya, K. (1998). Residual displacement response spectrum. *Journal of Structural Engineering*, 124(5), 523-530.
- Kokusho, T. (2017). *Innovative Earthquake Soil Dynamics*. The Netherlands: CRC Press - Taylor & Francis Group.
- Kondner, R. L., & Zelasko, J. S. (1963). A hyperbolic stress-strain formulation. *2nd Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation*.

- 
- Krammer, S. L. (2018). Advance Analysis. *Ingeniería geotécnica y sísmica con aplicaciones a proyectos mineros*. Lima: Berkil.
- Kuesel, T. (1969). Earthquake Design Criteria for Subways. *Journal of the Structural Division, Vol 65*, 1213-1231.
- Kuhlemeyer, R., & Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, 421-427*.
- Kwok, A. O., Stewart, J. P., Hashash, Y. M., Matasovic, N., Pyke, R., Wang, Z., & Yang, Z. (2007). Use of Exact Solutions of Wave Propagation Problems to Guide Implementation of Nonlinear Seismic Ground Response Analysis Procedures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1385–1398. doi:doi:10.1061/(asce)1090-0241(2007)133:11(1385)
- Lilhanand, K., & Tseng, W. (1987). Generation of synthetic time histories compatible with multiple-damping design response spectra. *Transactions of the 9th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*, 105-110.
- Lilhanand, K., & Tseng, W. S. (1988). Development and application of realistic earthquakequake time histories compatible with multiple-damping design spectra. *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*, 819-824.
- Lin, S.-Y., Lin, P. S., Hong-Su, L., & Juang, C. H. (2000). Shear modulus and damping ratio characteristics of gravelly deposits. *Canadian Geotechnical Journal*, 638-651.
- Lysmer, J., & Kuhlemeyer, R. (1969). Finite dynamic model for infinite media". (A. S. Engineering, Ed.) *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 859-877.
- Masing, G. (1926). Eigenspannungen und Verfestigung Beim Masing. *Proceedings, Second International Congress of Applied Mechanics*, 332-335.
- Owen, G. N., & Scholl, R. E. (1981). *Earthquake engineering of large underground structures*. Federal Highway Administration and National Science Foundation.



- 
- Park, D., & Hashash, Y. M. (2004). Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 249-274.
- Penzien, J. (2000). Seismically induced racking of tunnel linings . (J. W. Sons, Ed.) *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- Penzien, J., & Wu, C. (1998). Stresses in linings of bored tunnels. *Earthquake Engineering and*, 283-300.
- Pitilakis, K., & Tsinidis, G. (2014). Performance and Seismic Design of Underground Structures. In M. Maugeri, & C. Soccodato (Eds.), *Earthquake Geotechnical Engineering Design* (Vol. 28, pp. 279-340). Instambul, Turkey: Springer.
- PLAXIS bv. (2016). *PLAXIS 2D Reference Manual*. Delft.
- Potts, D., Axelsson, K., Grande, L., Schweiger, H., Long, M., Sagaseta, C., . . . Battelino, D. (2002). *Guidelines for the use of advanced numerical analysis*. London: Thomas Telford Publishing. Retrieved 5 1, 2018
- Rollins, K., Evans, M., Diehl, N., & Daily, W. (1998). Shear modulus and damping relationships for gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 398–405.
- Rowe, P. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proceedings of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 269(1339):500{527.
- Rowe, R. (1992). *Tunnelling in Seismic Zones*.
- Sánchez, S., & Rodríguez, J. (2016). Caracterización de suelos granulares gruesos. El caso de la Grava de Lima. *Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica y 5ª Jornadas Luso-Españolas de Geotecnia*, (pp. 305-312). La Coruña.
- Santos, J. A., & Correia, A. G. (2001). Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain a unique strain-dependent shear modulus curve for soil. *15th International Conference SMGE, 1*, 267-270.
- Schanz, T. (1998). *Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien*. Universität Stuttgart, Mitt. Inst. für Geotechnik 45.

- 
- Schanz, T., Vermeer, P. A., & Bonnier, P. G. (1999). The hardening soil model formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, 281-296.
- Sebrier, M., Huamán, D., Blanc, J. L., Macharé, J., Bonnot, D., & y Cabrera, J. (1982). *Observaciones acerca de la Neotectónica del Perú*. Instituto Geofísico del Perú, Lima.
- Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., & Tokimatsu, K. (1984). *Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils*. Rep. No. EERC 84-14,, University of California, Berkeley, Earthquake Engineering Research Center, California.
- St. John, C., & Zahrah, T. (1987). Aseismic design of underground. *Tunneling Underground Space Technology*, 2(2), 165-197.
- Sun, Q., & Dias, D. (2018). Significance of Rayleigh damping in nonlinear numerical seismic analysis of tunnels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115, 489–494. doi:doi:10.1016/j.soildyn.2018.09.013
- U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. (2009). *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels — Civil Elements*.
- Villegas-Lanza, J., Chlieh, M., Cavalié, O., Tavera, H., Baby, P., Chire-Chira, J., & Nocquet, J. (2016, Setiembre 24). Active tectonics of Peru: Heterogeneous interseismic coupling along the Nazca megathrust, rigid motion of the Peruvian Sliver, and Subandean shortening accommodation. *J. Geophys. Res. Solid Earth*, 121. doi:10.1002/2016JB013080
- Wang, G., Yuan, M., Ma, X., & Wu, J. (2017). Numerical study on the seismic response of the underground subway station- surrounding soil mass-ground adjacent building system. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 1-12.
- Wang, J.-N. (1993). *Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach*. New York: Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc.
- Yamano, M., & Uyeda, S. (1990). Hea Flow in the Peru Trench Subduction Zone. *Proceedings of the Ocean Drilling Program*, 653-661.

Yiouta-Mitra, P., Kouretzis, G., Bouckovalas, G., & Sofianos, A. (2007, Febrero 18-21). Effect of underground structures in earthquake resistant design of surface structures. *Geo-Denver 2007*.

---

**ANEXOS**

ANEXO A.	AJUSTE ESPECTRAL .....	105
ANEXO B.	ANÁLISIS DE RESPUESTA.....	111

## ANEXO A. AJUSTE ESPECTRAL

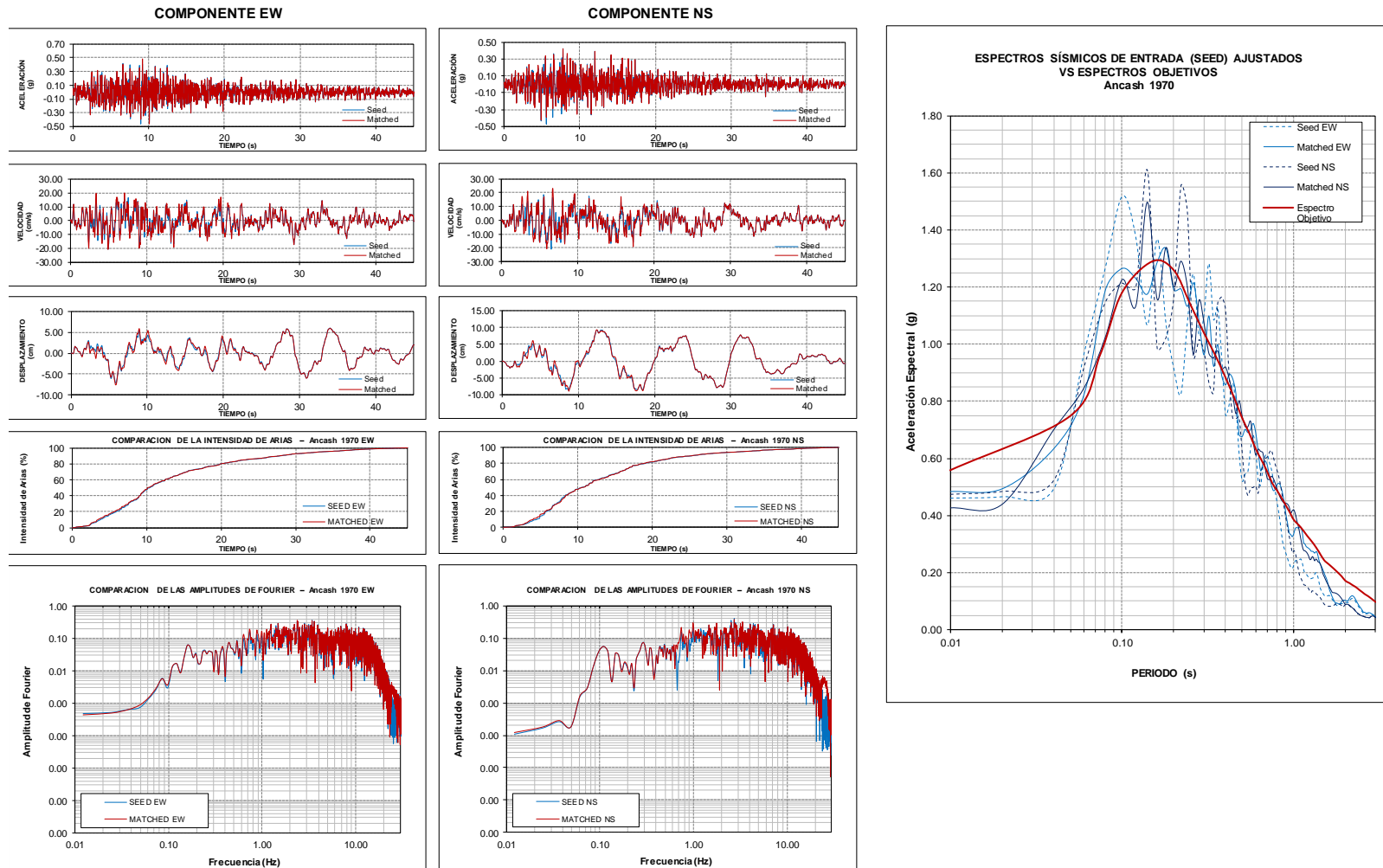


Figura A.1 Ajuste Espectral Sismo de Ancash 1970

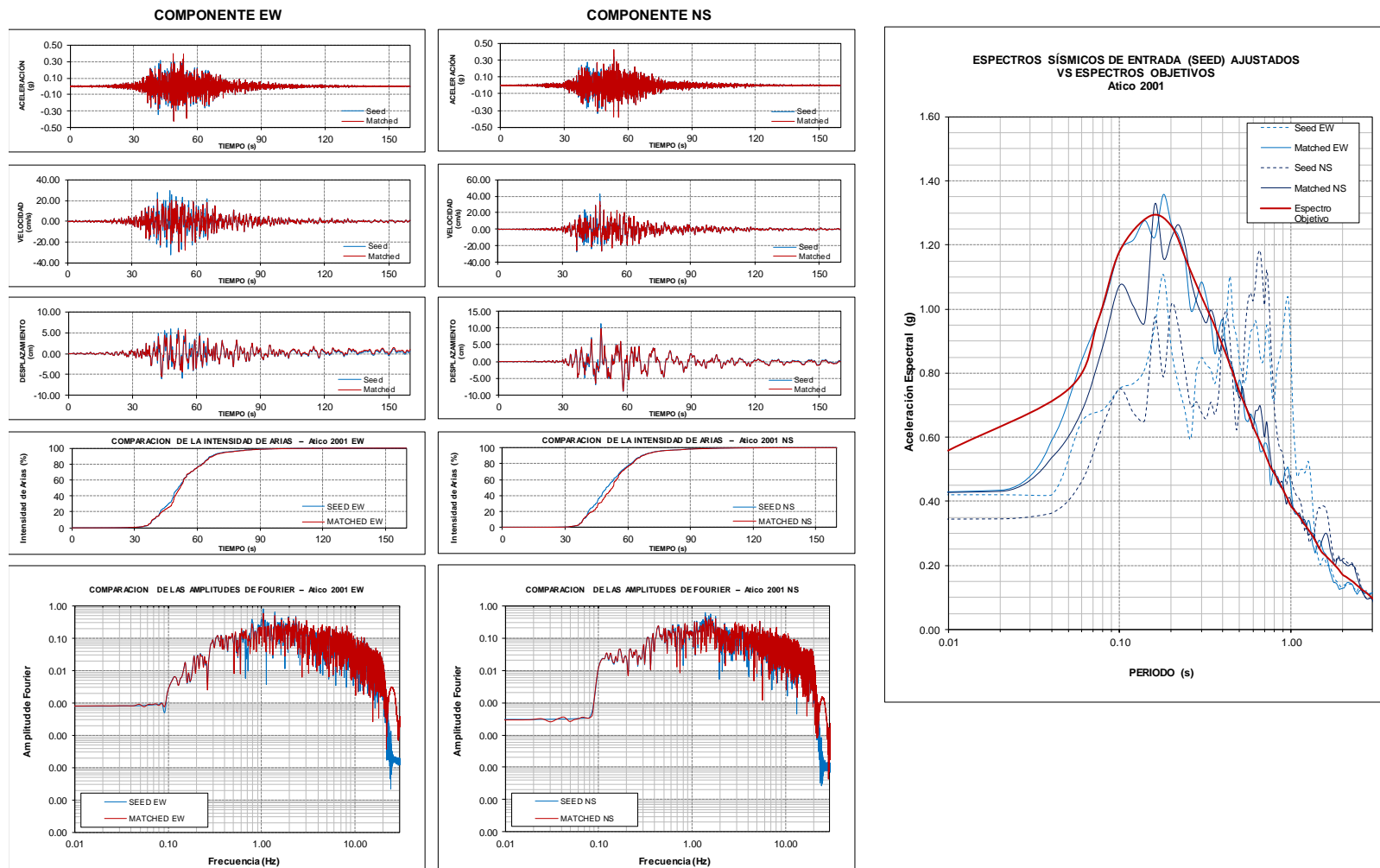


Figura A.2 Ajuste Espectral Sismo de Atico 2001

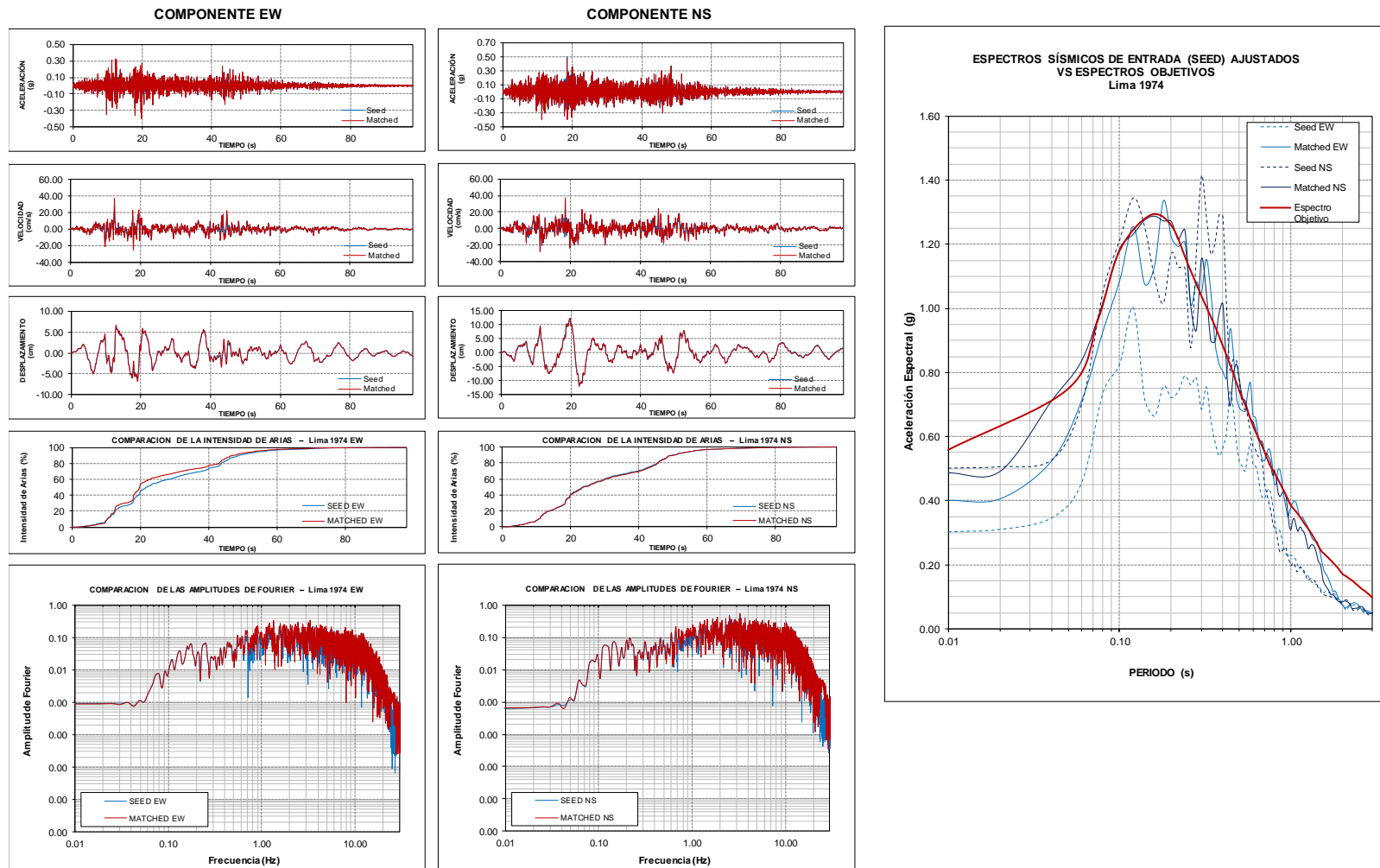


Figura A.3 Ajuste Espectral Sismo de Lima 1974

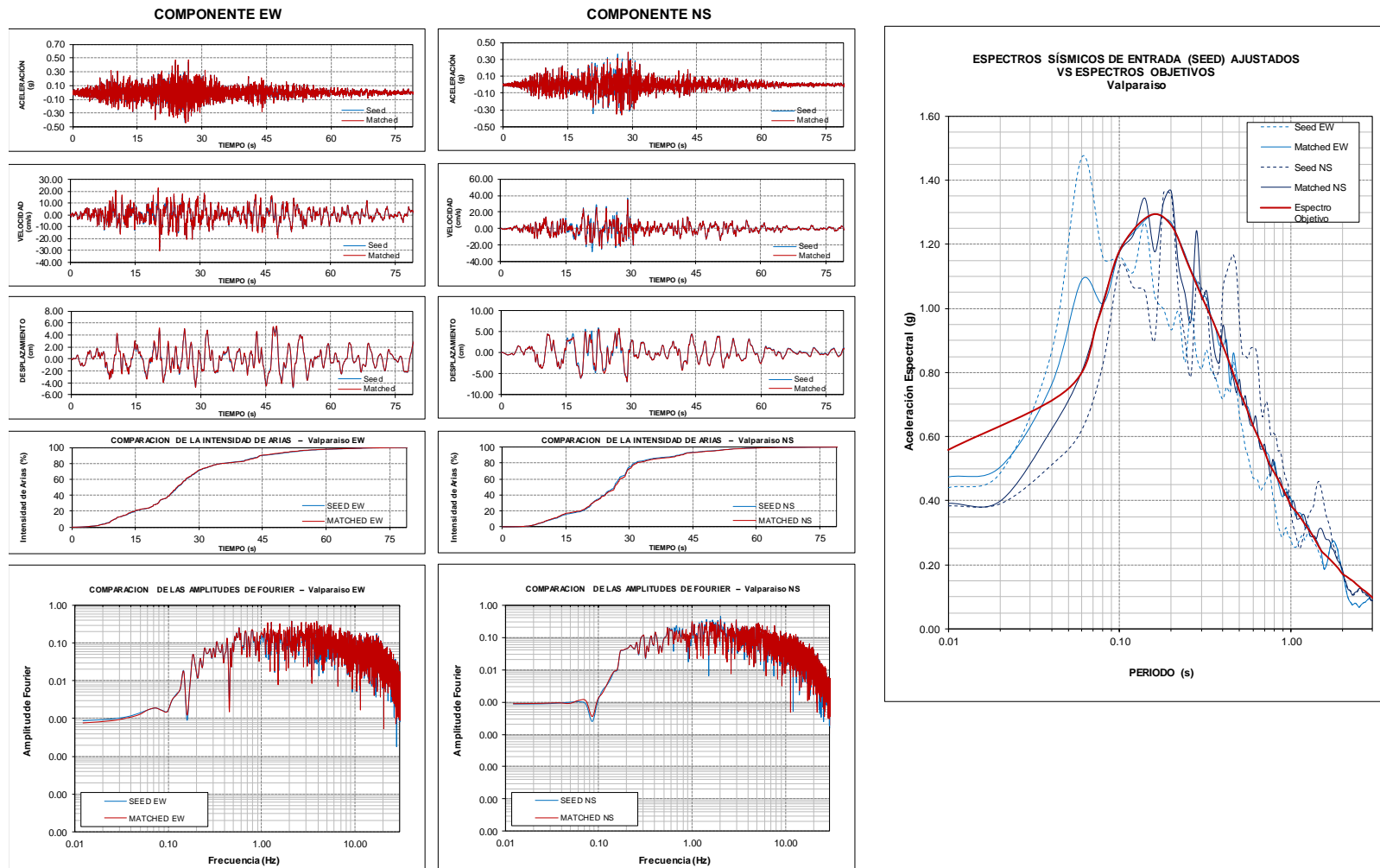


Figura A.4 Ajuste Espectral Sismo de Valparaiso, 1985



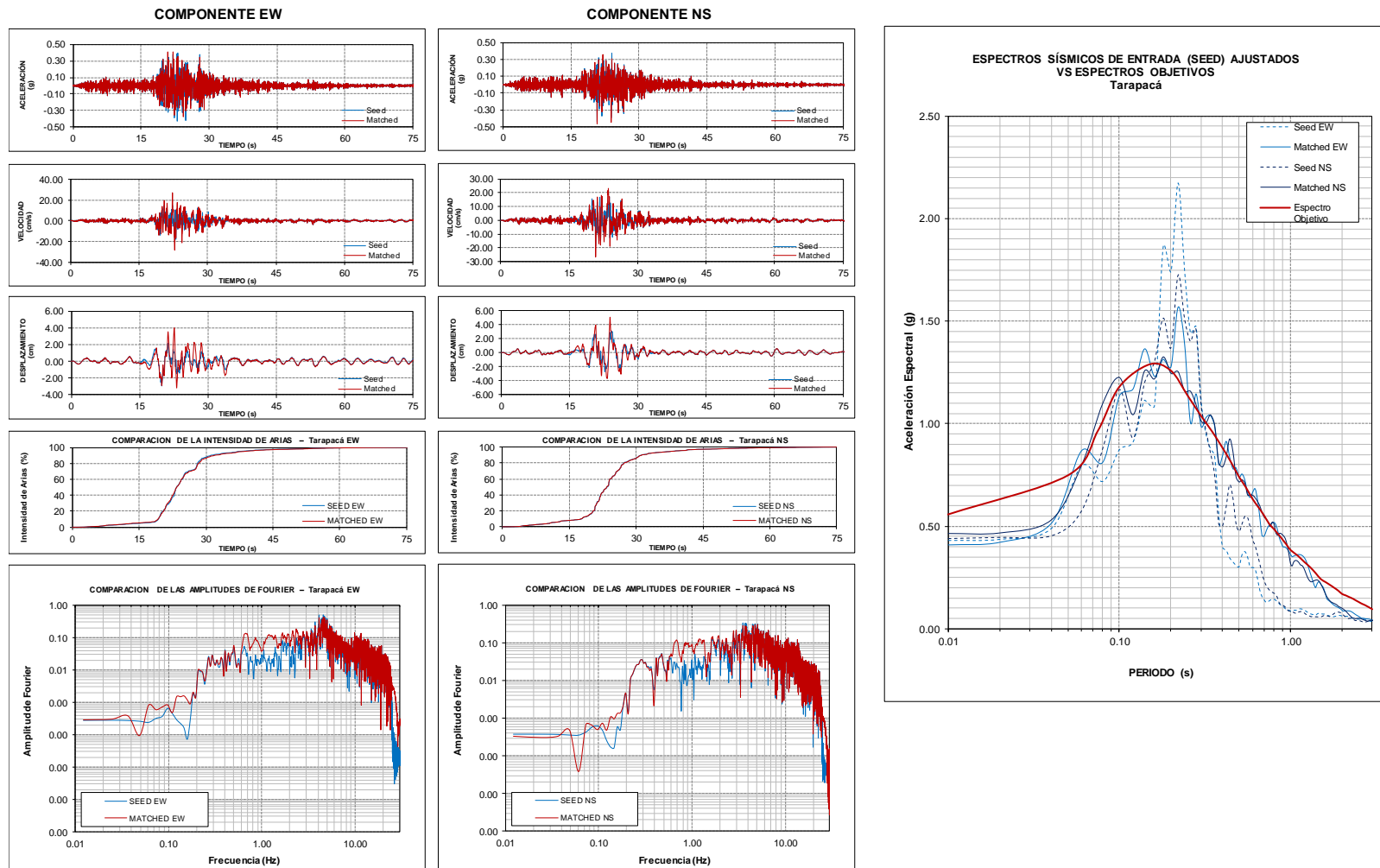


Figura A.5 Ajuste Espectral Sismo de Tarapacá, 2005

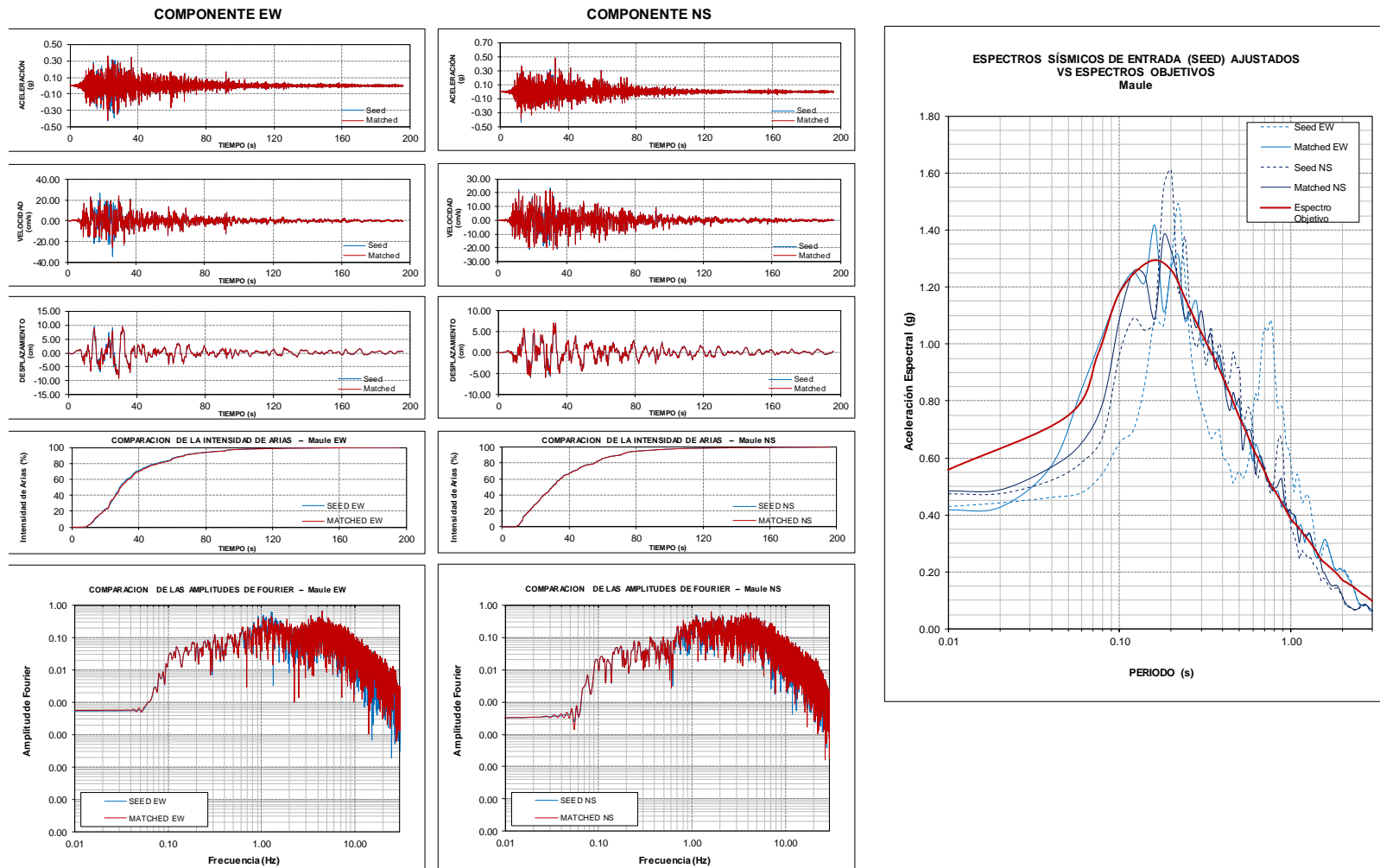


Figura A.6 Ajuste Espectral Sismo de Maule, 2010

## ANEXO B. ANÁLISIS DE RESPUESTA

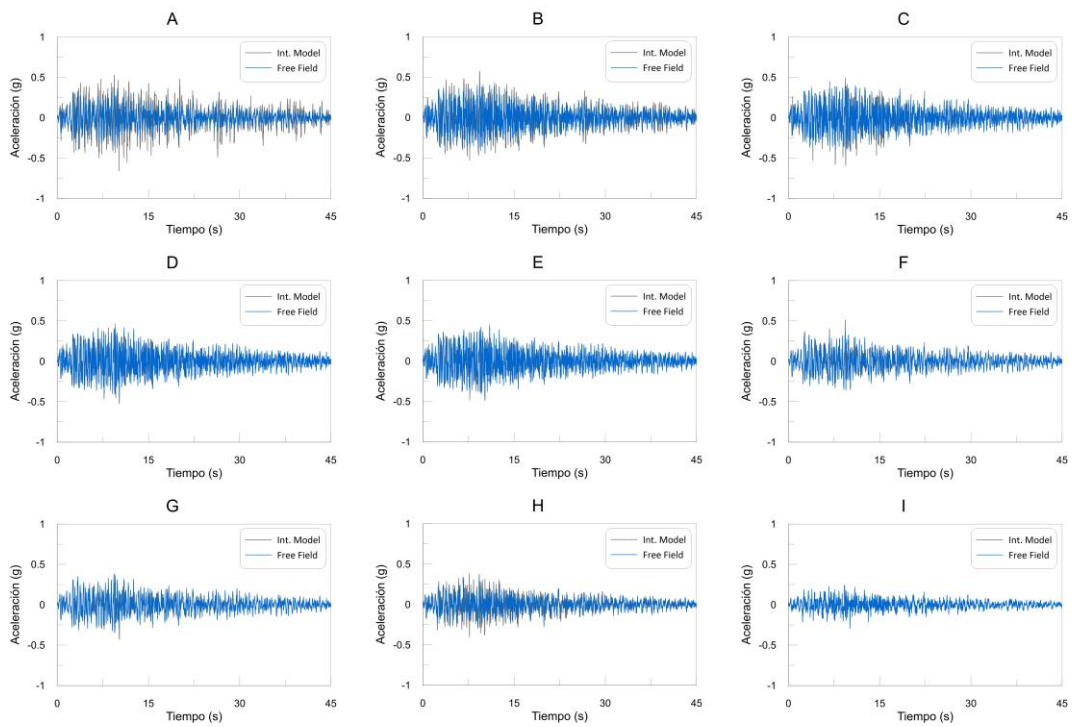


Figura B.7 Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Ancash 1970 EW

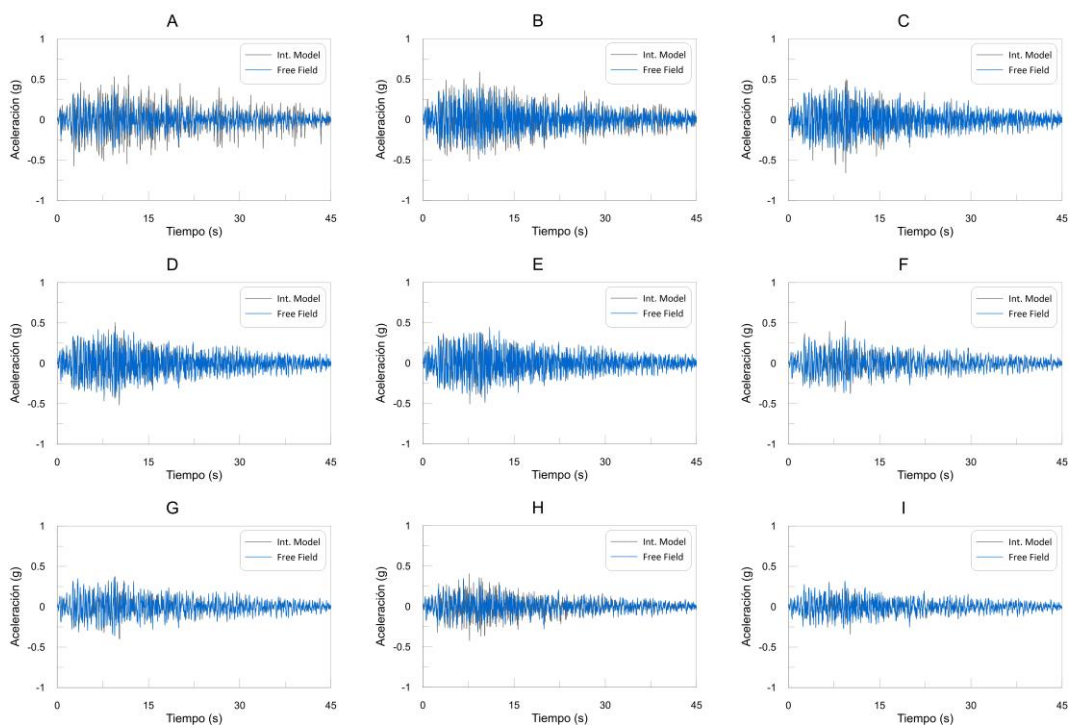


Figura B.8 Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Ancash 1970 NS

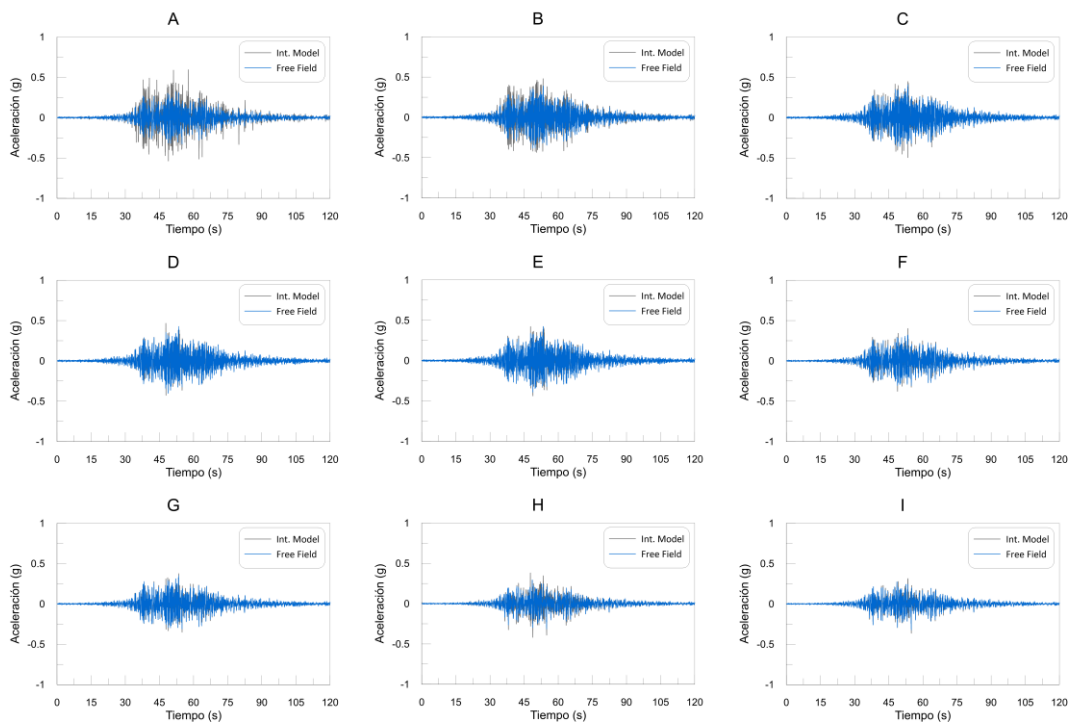


Figura B.9 Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Atico 2001 EW

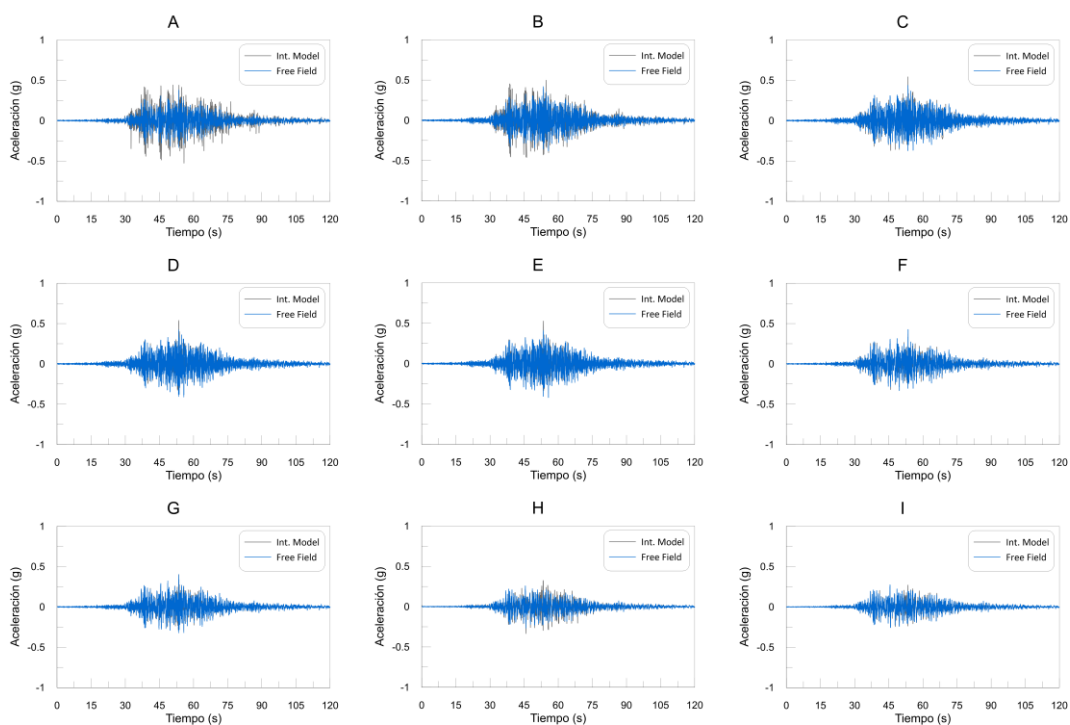


Figura B.10 Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Atico 2001 NS

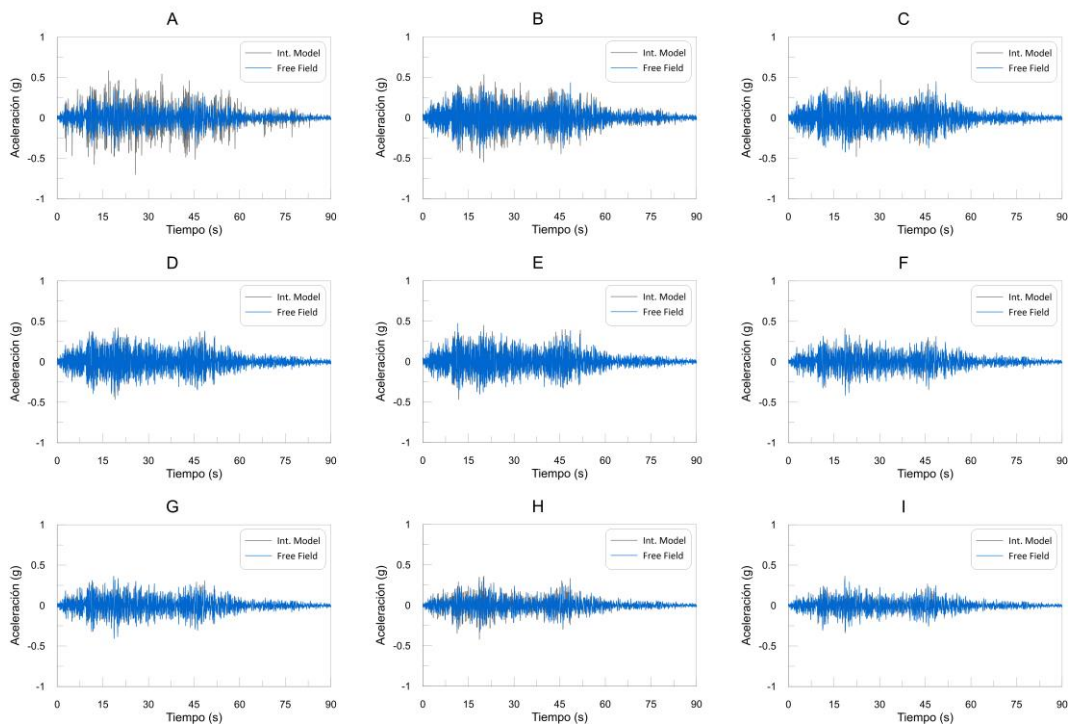


Figura B.11 Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Lima 1974 EW

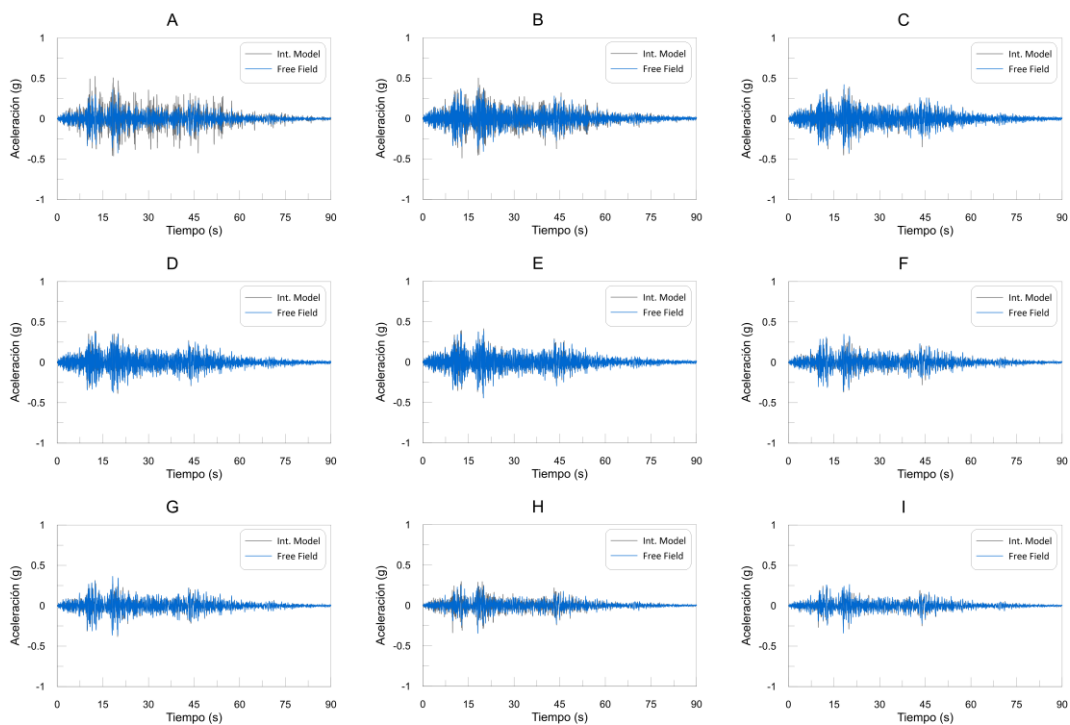


Figura B.12 Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Lima 1974 NS

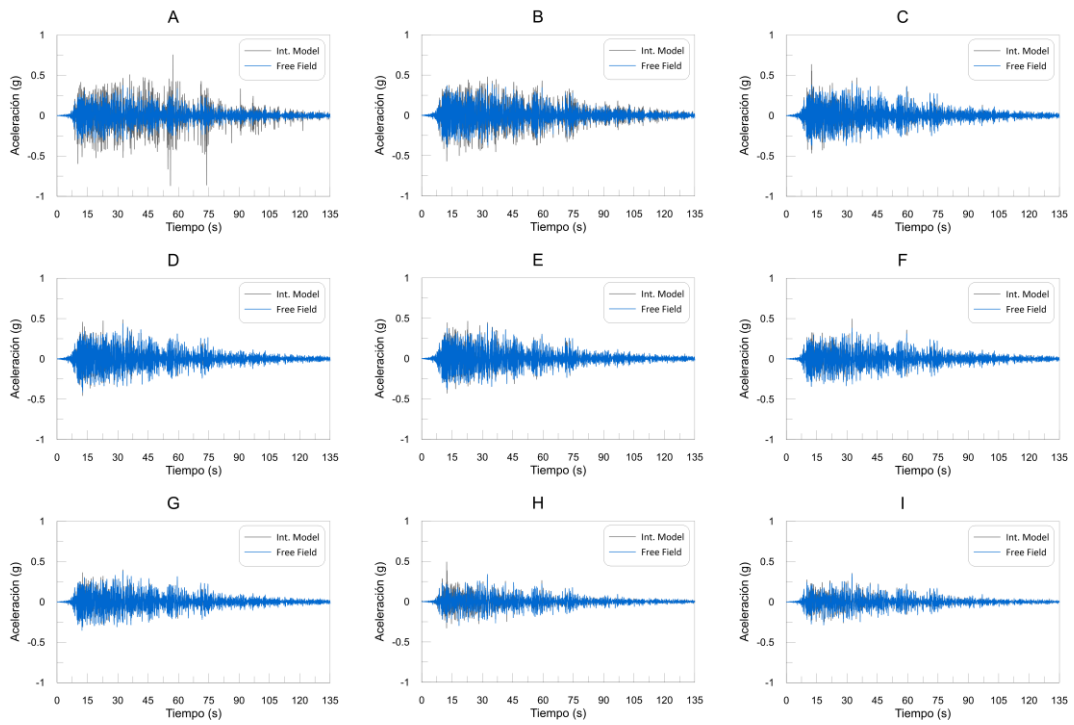


Figura B.13 Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Maule 2010 EW

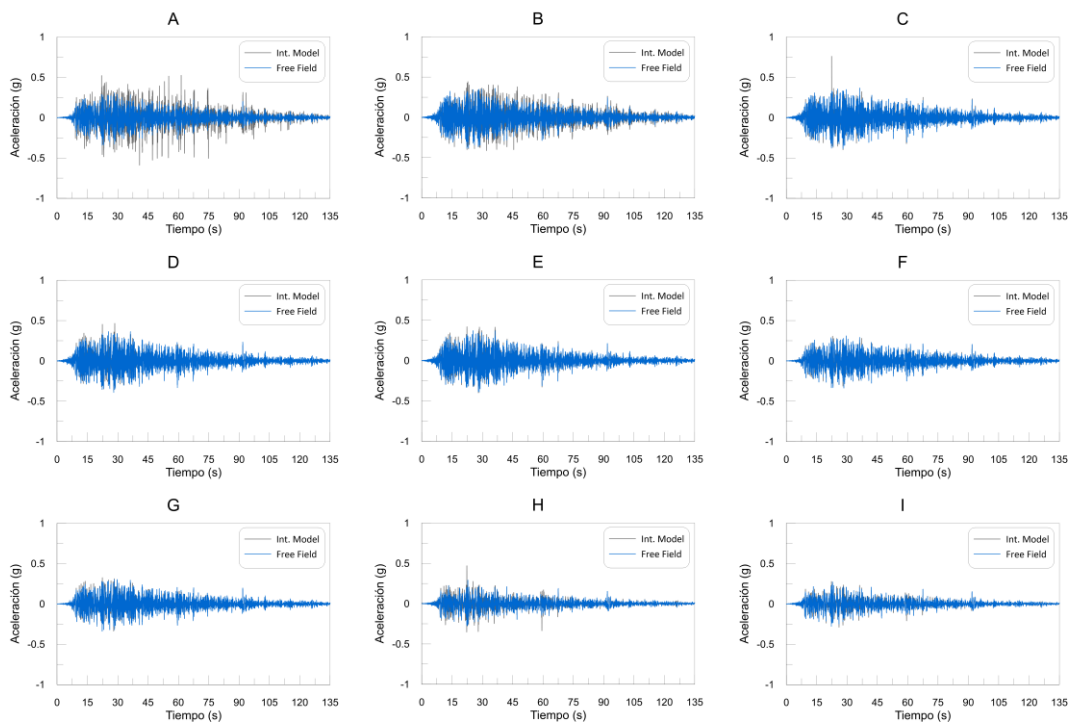


Figura B.14 Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Maule 2010 NS

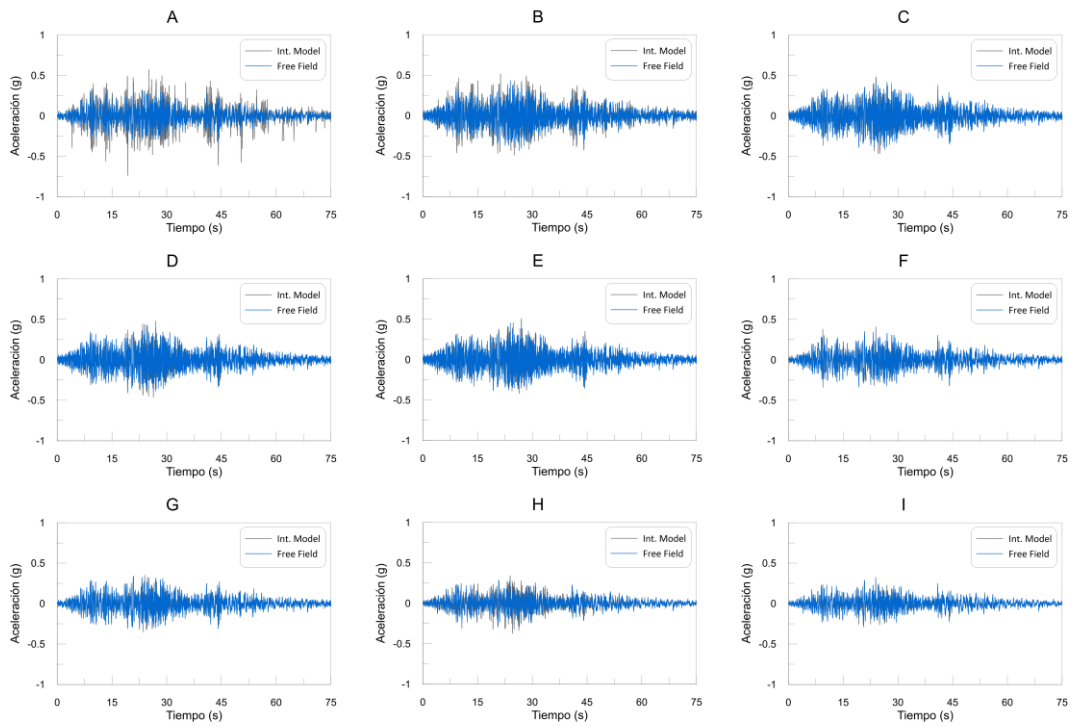


Figura B.15 Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Valparaíso 1985 NS

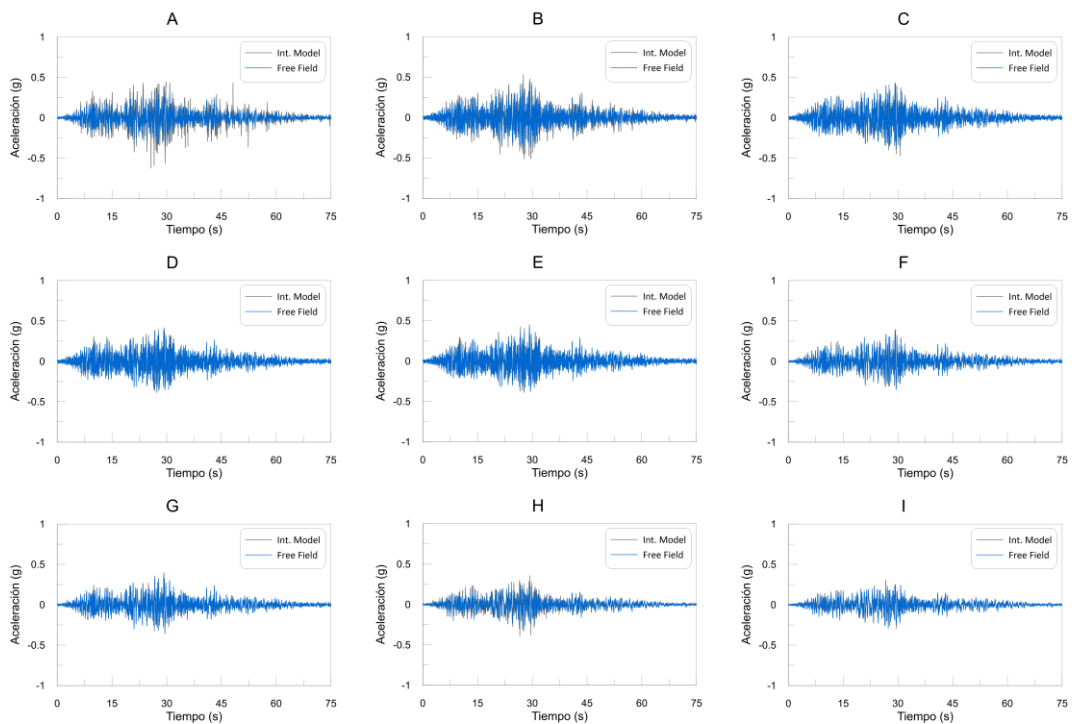


Figura B.16 Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Valparaíso 1985 NS

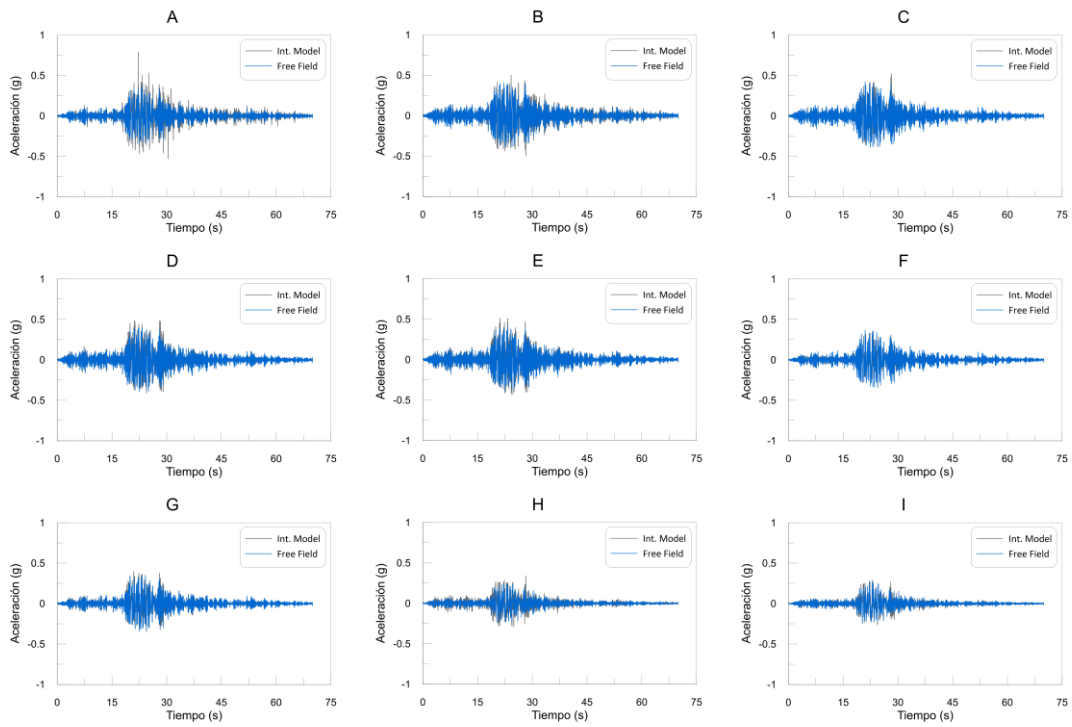


Figura B.17 Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Tarapacá 2005 NS

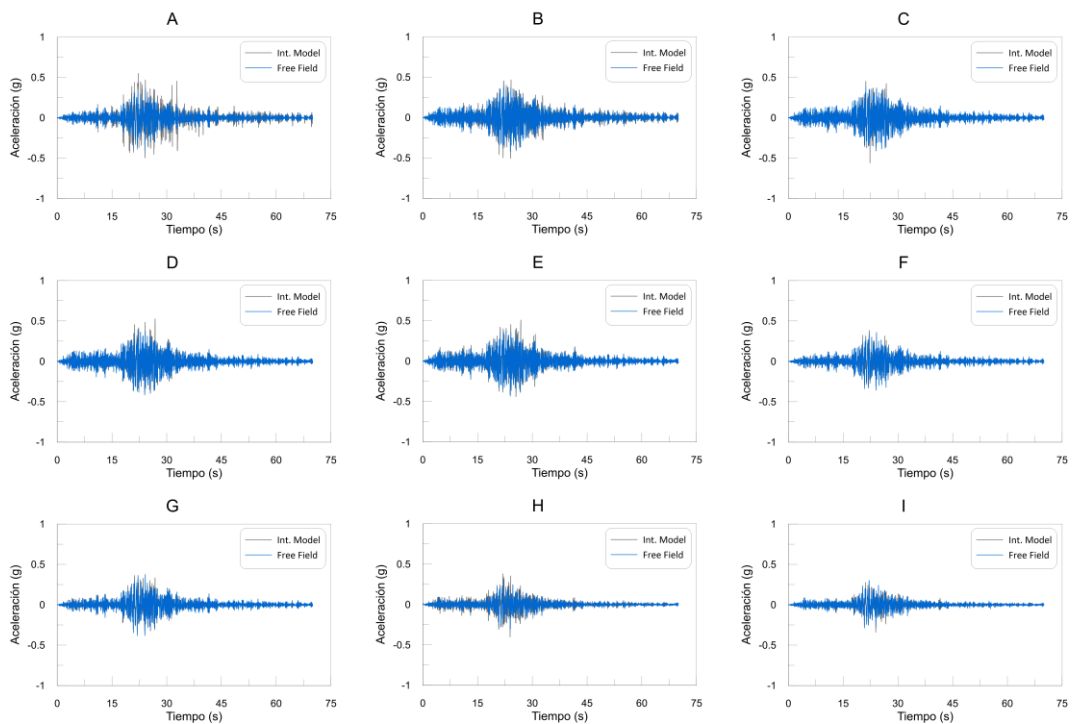


Figura B.18 Comparación de tiempo historia de aceleraciones, Tarapacá 2005 NS