



Universidad del Desarrollo
Facultad de Ingeniería

**EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO DE TÚNELES CIRCULARES EN
DEPÓSITOS DE SUELO**

POR: BENJAMÍN LYON AUSENSI

Tesis presentada a la Facultad de Ingeniería de la Universidad del Desarrollo para optar al
grado académico de Master en Ciencias de la Ingeniería

PROFESOR GUÍA:

GABRIEL ALFONSO CANDIA AGUSTI, PhD

Octubre 2019

SANTIAGO

©Se autoriza la reproducción parcial o total de esta obra para fines académicos o de investigación, siempre y cuando se incluya la referencia bibliográfica.

*Dedicado a mi familia y amigos,
ya que gracias su apoyo y cariño incondicional,
me fue posible terminar este gran trabajo.*

AGRADECIMIENTOS

Quisiera agradecer a mi profesor guía y amigo, el profesor Gabriel Candia. Desde la primera asignatura que tuve con él me demostró ser un profesional de primera, siempre mostrando su interés en que nosotros aprendiéramos y nos cuestionáramos todo, cultivando nuestra visión crítica de las cosas. Fue debido a él que decidí introducirme en el mundo de la investigación, y todo lo que he aprendido en estos últimos 4 años ha sido gracias a sus enseñanzas y apoyo incondicional. Muchas gracias.

También agradecer a la Facultad de Ingeniería de la Universidad del Desarrollo y a todos sus colaboradores por su apoyo durante los 5 años de pregrado y casi los 2 años y medio de postgrado. Siempre que los necesité estuvieron ahí, y de no ser por ellos no hubiese podido alcanzar mi grado de Ingeniero Civil en Obras Civiles.

Agradecer también a CIGIDEN por permitirme formar parte de ellos y apoyar la elaboración de esta investigación mediante el uso de su servidor para la realización de las simulaciones numéricas. También agradecer al profesor Emilio Bilotta por proveernos de los datos necesarios para la calibración de nuestro modelo numérico.

Agradecer a mis compañeros y amigos que me acompañaron durante este proceso, Diego Allendes, Isabel Erpel, Paula Vásquez y Fernanda Sánchez. Con ellos compartí todas las dificultades que conlleva escribir una tesis, y debido a eso, es que ahora puedo disfrutar la dicha de haberla terminado, por eso y más, muchas gracias.

Por último, agradecer a mis padres, Fernando Lyon y Carmen Gloria Ausensi, los que me impulsaron siempre a ir por más en todas las etapas de mi vida. Soy lo que soy en gran parte gracias a sus enseñanzas, y sé que a donde sea que llegue será gracias a ellos. También a agradecer a mis hermanos y hermanas, que me han dado su apoyo en todas las decisiones que he tomado y siempre han intentado guiarme por el mejor camino.

ABSTRACT

Urban tunnels are an important component of modern transport systems and transport millions of people daily. For this reason, it is essential that its design incorporates the effects of a severe seismic event and that it meets serviceability and life safety criterion. In general, the tunnels suffer lower levels of damage than surface structures, however, recent earthquakes (e.g., Niigataken-Chuetsu 2004, or Düzce 1999) have caused considerable structural damage. Due to the uncertainty that persists in the evaluation of the seismic response of tunnels, and in light of the latest experimental studies, this research aims to develop fragility and risk curves, providing relevant information to decision makers about the seismic response of tunnels.

A circular tunnel of 6 m in diameter and 12 m in depth was considered in this study. The tunnel is founded in a medium dense dry sand. A finite element model was developed in OpenSees[®] considering a non-linear constitutive law for the sand and linear-elastic elements for the lining. The numerical model was validated against centrifuge tests and using a 1D equivalent-linear analysis of soil column in free field. The numerical model reproduces the experimental values of stiffness and damping of the soil, and wave propagation through the soil deposit. Likewise, the numerical model reproduces the distribution of internal forces in the lining as predicted by the theory of elasticity.

The seismic response of the tunnel was evaluated using a suite of 285 seismic records from shallow crustal earthquakes scaled to PGA values between 0.08 g and 4.92 g. This results were used to develop fragility functions for different tunnel response parameters. The results indicate that the average response parameters (e.g., internal forces, maximum accelerations, lining drifts, diametral strains, etc.) increase linearly with three different intensity measurements analyzed.

Seismic risk was evaluated for a hypothetical tunnel located in Oakland, CA. The results show that shear deformations in the soil at free field and the linings drift are comparable for return periods $T_r < 2475$ years, which validates in this case the use of simplified free field methods. Likewise, the diametral strains in the tunnel for return periods of 1000 and 2475 years are consistent with AASTHO-2010 estimates for a tunnel in a site class D.

This research incorporates the state of the art in the calculation of seismic risk, compatible with performance-based design approach. The methodology presented herein allows estimating risk for different tunnel configurations and other seismic regions.

RESUMEN

Los túneles urbanos son un componente importante de los sistemas de transporte modernos y transportan diariamente a millones de personas. Por este motivo, es esencial que su diseño incorpore los efectos de un evento sísmico severo y que este satisfaga los criterios de serviciabilidad e integridad estructural. En general, los túneles sufren menores niveles de daño que las estructuras superficiales, sin embargo, terremotos recientes (e.g., Niigataken-Chuetsu 2004, o Düzce 1999) han causado daños estructurales de consideración. Debido a la incertidumbre que aún persiste en la evaluación de la respuesta sísmica de túneles, y a la luz de los últimos estudios experimentales, esta investigación tiene como objetivo el desarrollo de curvas de fragilidad y riesgo con la finalidad de aportar información relevante para los tomadores de decisiones acerca de la respuesta sísmica de túneles.

Como caso estudio se consideró un túnel circular de 6 m de diámetro en un depósito de arena seca media densa y a 12 m de profundidad. Se desarrolló un modelo de elementos finitos en OpenSees[®] considerando una ley constitutiva no-lineal para la arena y elementos lineales para el túnel; el modelo numérico fue validado con los resultados de un ensayo centrífuga y con un análisis lineal equivalente 1D de una columna de suelo en campo libre. El modelo numérico reproduce correctamente la rigidez y amortiguamiento del suelo, y la propagación de ondas en el depósito. Asimismo, el modelo numérico reproduce la distribución de esfuerzos internos en el túnel que predice la teoría de elasticidad.

Se evaluó la respuesta sísmica del túnel usando 285 registros sísmicos de terremotos corticales escalados a valores de PGA entre 0.08 g y 4.92 g y se desarrollaron funciones de fragilidad para distintos parámetros de respuesta. Los resultados indican que la respuesta media del túnel (e.g., esfuerzos internos, aceleraciones máximas, *drifts*, deformación diametral, etc.) varía linealmente con tres medidas de intensidad analizadas.

Se evaluó el riesgo sísmico para un túnel hipotético ubicado en Oakland, CA; los resultados muestran que la deformación de corte en el suelo y el drift en el túnel son comparables para periodos de retorno $T_r < 2475$ años, lo cual permite para este caso el uso del método simplificado de campo libre. Asimismo, las deformaciones diametrales en el túnel para periodos de retorno de 1000 y 2475 años son consistentes con los valores estimados según el procedimiento simplificado de AASHTO-2010 para un túnel en suelo tipo D.

La presente investigación incorpora el estado del arte en el cálculo del riesgo sísmico compatible con las metodologías de diseño basado en desempeño, y la metodología empleada permite estimar riesgo para distintas configuraciones de túneles y en otras regiones sísmicas.

ACRÓNIMOS Y ABREVIACIONES

En este apartado se listan los términos, variables, parámetros, etc., más relevantes de este trabajo y aquellas que por ambigüedad (o semejanza) requieran algún tipo de explicación o diferenciación y que no estén explicadas en detalle en los capítulos correspondientes.

Acónimos y Abreviaciones	Descripción
IM	Medida de intensidad
M _w	Magnitud momento
GMM	Ground Motion Model
RRTT	Round Robin Tunnel Test
LBS	Leighton Buzzars Sans
FEM	Método de elementos finitos
FDM	Método de diferencias finitas
CSS	Conditional Scenario Spectra
IDA	Análisis Dinámico Incremental
EDP	Parámetro de demanda ingenieril
PDMY	Pressure Depend Multi Yield
MHA	Aceleración máxima horizontal
PGA	Aceleración máxima del suelo
PGA _{rock}	Aceleración máxima en roca
PGV	Velocidad máxima del suelo
PGV _{rock}	Velocidad máxima en roca
S _a	Pseudo aceleración
AI	Intensidad de Arias
Acc	Historia de aceleraciones
V _{S30}	Velocidad promedio de ondas de corte en los primeros 30 metros de suelo
t	Tiempo
t _a	Edad del hormigón en días
T	Periodo de un oscilador
T ₀	Periodo fundamental del depósito de suelo
T _r	Periodo de retorno (1/λ)
f	Frecuencia de un oscilador (1/T)
α	Nivel de significancia de la prueba de hipótesis
α _m	Parámetro adimensional para la razón de distorsión suelo-estructura
α _d	Coefficiente de dilatación térmica del hormigón
λ _{IM}	Tasa anual de excedencia de la medida de intensidad
λ _{EDP}	Tasa anual de excedencia del parámetro de demanda
Λ	Longitud de onda

TABLA DE CONTENIDOS

ABSTRACT	II
RESUMEN	III
ACRÓNIMOS Y ABREVIACIONES	IV
ÍNDICE DE FIGURAS	VII
ÍNDICE DE TABLAS	X
1. INTRODUCCIÓN	1
2. ESTADO DEL ARTE	3
2.1. Respuesta Sísmica de Túneles: Casos Historia	3
2.2. Diseño y Análisis Sísmico de Túneles	7
2.2.1. Evaluación de la Amenaza Sísmica y Movimiento del Suelo	7
2.2.2. Evaluación de la Respuesta Sísmica del Suelo	8
2.2.3. Evaluación de la Respuesta del Túnel a la Deformación del Suelo	9
2.3. Riesgo y Curvas de Fragilidad	20
3. METODOLOGÍA	22
4. DEFINICIÓN DEL CASO ESTUDIO	24
5. MODELO NUMÉRICO	26
5.1. Implementación del Modelo en OpenSees®	26
5.1.1. Definición de la Geometría	26
5.1.2. Modelamiento del Túnel	27
5.1.3. Condiciones de Borde y Condiciones Iniciales	28
5.1.4. Análisis Dinámico	28
5.2. Selección y Validación de los Parámetros Geotécnicos del Depósito de Suelo	29
5.2.1. Respuesta de un Elemento a Corte Simple	30
5.2.2. Respuesta en Campo Libre	31
5.3. Comparación de la Respuesta del Modelo Numérico con Ensayos Centrífuga	33
6. RESPUESTA SÍSMICA DEL TÚNEL BL01	40
6.1. Amenaza y Registros Sísmicos	41
6.2. Esfuerzos Interno en el Túnel	42
6.3. Respuesta del Depósito de Suelo	47

6.4. Respuesta del Túnel	48
7. EVALUACIÓN DE RIESGO SÍSMICO	52
8. RESUMEN Y CONCLUSIONES	55
8.1. Calibración y Validación del Modelo Numérico	55
8.2. Respuesta Sísmica	56
8.3. Riesgo Sísmico	58
8.4. Desarrollos Futuros	60
REFERENCIAS	61
ANEXOS	70
A: Metodología para el cálculo de curvas de amortiguamiento y degradación del módulo de corte mediante ciclos de deformaciones impuestas en OpenSees® .	72
B: Comparación de la respuesta numérica y experimental para los registros de centrífuga EQ1, EQ2 y EQ3	74
C: Comparaciones adicionales de las soluciones analíticas de Wang (1993) y Penzien (2000) con la respuesta numérica obtenida mediante OpenSees® para distintos movimientos sísmicos	83
D: Curvas de riesgo adicionales para los EDPs mediante el método de la convolución con PGA_{rock} y $Sa(T_0)$ como IMs de análisis	86
E: Ecuaciones para el cálculo del esfuerzo de corte máximo inducido por un movimiento sísmico según el manual AASHTO-2010	88

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1.	Comportamiento de los túneles poco profundos o superficiales y profundos frente a un terremoto. Adaptado de Yashiro et al. (2007) . . .	4
Figura 2.2.	Desprendimiento del recubrimiento de hormigón en el túnel de Uonuma y (b) falla por compresión del túnel de Myoken, ambos después del terremoto de Niigataken-Chuetsu del 2004. Adaptado de Yashiro et al. (2007)	5
Figura 2.3.	Colapso de la estación Daikai, Kobe; (a) pandeo lateral de columnas de hormigón armado y (b) asentamiento en superficie (Yoshida, 2009)	6
Figura 2.4.	(a) Deformación axial y (b) curvatura a lo largo del túnel debido a las ondas longitudinales. Adaptado de Hashash et al. (2001)	8
Figura 2.5.	Distorsión de la sección transversal de un túnel debido a las ondas de corte. Adaptado de Hashash et al. (2001)	9
Figura 2.6.	Perfil de deformación en campo libre y deformación ovalada de un túnel debido a la deformación del suelo. Adaptado de Hashash et al. (2001)	10
Figura 2.7.	Variación de los coeficientes de (a) compresibilidad y (b) flexibilidad respecto a la rigidez del suelo y túnel	11
Figura 2.8.	Soluciones analíticas de Wang (1993) y Penzien (2000) en condición <i>full-slip</i> y <i>no-slip</i> del ejemplo 3 de Hashash et al. (2001) para (a) esfuerzo axial y (b) momento flector	13
Figura 2.9.	(a) Vista esquemática del modelo T1 ($h = 290$ mm, $d_c = 75$ mm) y (b) contenedor y túnel durante la pluviación de la arena; tamaño del contenedor $500 \times 250 \times 300$ mm (largo, ancho y alto). Figura adaptada de Lanzano et al. (2012)	15
Figura 4.1.	(a) Configuración del túnel BL1 y (b) variación del módulo de corte respecto a la profundidad para distintos valores de densidad relativa	25
Figura 5.1.	Malla de elementos finitos del modelo BL01 ($D_r = 75\%$); $h = 23.2$ m, $b = 40$ m, $d_c = 12$ m y $d = 6$ m	26
Figura 5.2.	(a) Espectro de Fourier de los registros de centrífuga EQ1 a EQ4, y (b) espectro de Fourier de 30 registros sísmicos usados para el análisis dinámico	27
Figura 5.3.	Relación tensión-deformación del modelo PDMY	29
Figura 5.4.	Ciclos de histéresis de un elemento de suelo sometido a corte simple para distintos valores de γ_{\max}	30
Figura 5.5.	(a) Curva de degradación de rigidez vs deformación, y (b) curva de amortiguamiento vs deformación	31

Figura 5.6.	(a) Columna izquierda: Comparación del espectro de respuesta $\xi = 5\%$, historia de aceleraciones e intensidad de Arias en superficie, para el registro de Kobe (RSN1104) escalado a $PGA_{\text{rock}} = 0.11 \text{ g}$; (b) Columna derecha: Comparación del espectro de respuesta $\xi = 5\%$, historia de aceleraciones e intensidad de Arias en superficie, para el registro de Kobe (RSN1104) escalado a $PGA_{\text{rock}} = 0.05 \text{ g}$	32
Figura 5.7.	Módulo de corte $G(p')$ medido en laboratorio e inferido a partir de registro EQ1. Adaptado de Lanzano et al. (2014)	34
Figura 5.8.	(a) Input medido en el acelerómetro A13 en escala de prototipo y (b) distribución de los puntos de control en el modelo T3. Adaptado de Lanzano et al. (2012)	35
Figura 5.9.	Comparación de historia de aceleraciones (columna izquierda) y espectros de respuesta $\xi = 5\%$ (columna derecha) en el eje D-D' para el registro EQ4 a distintas profundidades	36
Figura 5.10.	Comparación de historia de aceleraciones (columna izquierda) y espectros de respuesta $\xi = 5\%$ (columna derecha) en el eje C-C' para el registro EQ4 a distintas profundidades	37
Figura 5.11.	Aceleraciones máximas del depósito de suelo en los ejes (a) C-C' y (b) D-D' para el registro EQ4	38
Figura 5.12.	Historia de incrementos máximos de momento flector para el registro EQ4	39
Figura 5.13.	Historia de incrementos máximos de esfuerzo axial para el registro EQ4	39
Figura 6.1.	(a) Espectros de respuesta $\xi = 5\%$ de registros seleccionados; (b) Curvas de amenaza sísmica para Oakland, CA	41
Figura 6.2.	Incremento máximo del esfuerzo axial respecto a PGA_{rock} , PGA_{rock} y $Sa(T_0)$ y residuales de cada relación	43
Figura 6.3.	Incremento máximo del esfuerzo de corte respecto a PGA_{rock} , PGA_{rock} y $Sa(T_0)$ y residuales de cada relación	43
Figura 6.4.	Incremento máximo de curvatura respecto a PGA_{rock} , PGA_{rock} y $Sa(T_0)$ y residuales de cada relación	44
Figura 6.5.	Comparación de la respuesta numérica del incremento de esfuerzo axial (izquierda) y momento flector (derecha) con las soluciones analíticas <i>no-slip</i> de Wang y Penzien para el registro sísmico de Kobe (RSN1113) escalado a (a) $PGA_{\text{rock}} = 0.12 \text{ g}$, (b) $PGA_{\text{rock}} = 0.42 \text{ g}$ y (c) $PGA_{\text{rock}} = 0.57 \text{ g}$	45

Figura 6.6.	Comparación de la respuesta numérica del incremento de esfuerzo axial (izquierda) y momento flector (derecha) con las soluciones analíticas <i>no-slip</i> de Wang y Penzien para el registro sísmico de Loma Prieta (RSN0802) escalado a (a) $PGA_{rock} = 0.26$ g, (b) $PGA_{rock} = 0.61$ g y (c) $PGA_{rock} = 1.96$ g	46
Figura 6.7.	(a) Deformación máxima de corte γ_{max} vs PGA_{rock} en el eje E-E' al nivel del túnel y (b) residuales de la regresión	47
Figura 6.8.	Relación entre PGA en superficie vs PGA_{rock} para los ejes (a) C-C' y (b) E-E'	47
Figura 6.9.	Deformación residual en la superficie del depósito de suelo en el eje C-C' vs PGA_{rock}	48
Figura 6.10.	(a) Deformación diametral máxima en el túnel vs PGA_{rock} , y (b) histograma de la posición del túnel en donde ocurre la deformación diametral máxima	49
Figura 6.11.	Drift horizontal máximo en el túnel $(\Delta/d)_{max}$ vs PGA_{rock} . Deformación del suelo γ_{max} se incluye como referencia comparativa	50
Figura 6.12.	Relación entre PGA_{rock} y la máxima aceleración horizontal del túnel en (a) la bóveda del túnel y (b) la contra bóveda	50
Figura 7.1.	Curvas de riesgo para el incremento máximo de (a) esfuerzo axial, (b) esfuerzo de corte y (c) curvatura en el túnel	52
Figura 7.2.	Curvas de riesgo para (a) el drift máximo del túnel $(\Delta/d)_{max}$ y deformación máxima de corte γ_{max} , (b) PGA en superficie para los ejes C-C' y E-E', y (c) MHA en la bóveda y contra bóveda del túnel	53
Figura 7.3.	Curvas de riesgo para (a) la deformación diametral máxima absoluta en el túnel y (b) la deformación residual negativa en la superficie del depósito de suelo en el eje C-C'	53
Figura 8.1.	Comparación de espectros de respuesta $\xi = 5\%$ en superficie entre la solución numérica y (a) la respuesta de una columna en campo libre sometida al registro de Kobe (RSN1104) escalado a $PGA_{rock} = 0.11$ g y (b) la respuesta experimental del acelerómetro A9 para el registro EQ4	56
Figura 8.2.	(a) Drift horizontal máximo en el túnel, (b) deformación máxima de corte, (c) MHA en la bóveda del túnel, y (d) MHA en la contra bóveda del túnel vs PGA_{rock}	57
Figura 8.3.	Curva de riesgo en base a escenarios para la deformación diametral máxima $\varepsilon_{d_{max}}$	59

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1.	Lista de los túneles de metro dañados por el terremoto de Niigataken-Chuetsu. Adaptado de Yashiro et al. (2007)	5
Tabla 2.2.	Ecuaciones analíticas para los esfuerzos internos en un túnel circular (Penzien, 2000).	13
Tabla 2.3.	Configuración de modelos centrífuga de Lanzano et al. (2012)	14
Tabla 2.4.	Señales armónicas aplicadas a cada modelo Lanzano et al. (2012)	15
Tabla 2.5.	Principales características de las simulaciones numéricas	19
Tabla 4.1.	Matriz experimental de configuraciones de túneles	24
Tabla 4.2.	Propiedades del hormigón proyectado (Thomas, 2018)	25
Tabla 5.1.	Propiedades de los elementos tipo <i>elasticBeamColumn</i>	28
Tabla 5.2.	Parámetros del modelo <i>PressureDependMultiYield</i> para la LBS	30
Tabla 6.1.	Parámetros de respuesta (EDPs) en el túnel BL01	40
Tabla 6.2.	Coefficiente de determinación R^2 del modelo de regresión entre los esfuerzos internos en el túnel y tres medidas de intensidad	44
Tabla 6.3.	Desviación estándar y parámetros de la regresión lineal para PGA_{rock}	51
Tabla 7.1.	Resumen de curvas de Riesgo para EDPs seleccionados	54
Tabla 8.1.	Resultados del procedimiento descrito en el manual AASHTO-2010 (AASHTO, 2010)	59

1. INTRODUCCIÓN

Los túneles son una componente crítica de la infraestructura de transporte; en regiones sísmicas, estos sistemas deben mantenerse operativos y no sufrir daños luego de un sismo excepcionalmente severo. Sin embargo, las normas de diseño locales no definen explícitamente qué es un sismo severo ni tampoco definen niveles de desempeño para evaluar objetivamente la respuesta de un túnel. Si bien los túneles son considerados estructuras seguras frente a un sismo, existe la posibilidad de que durante su vida útil un túnel experimente daños significativos, lo cual puede originar un efecto cascada de consecuencias directas e indirectas. Por ejemplo, el Metro de Santiago, Chile, posee una red de túneles de más de 140 km y transporta diariamente a casi 2.6 millones de pasajeros; el colapso en un arco de la red podría generar pérdida de vidas humanas, interrupciones prolongadas (e.g., semanas o meses) del servicio, pérdidas económicas para el estado y un impacto negativo en la calidad de vida de las personas.

A pesar de los avances en ingeniería sísmo resistente y la sofisticación de las herramientas computacionales para analizar problemas de interacción suelo-estructura, el cálculo de riesgo sísmico en túneles aún es un problema extremadamente complejo; siendo esta la principal motivación de la presente investigación. El presente estudio, titulado Evaluación del Riesgo Sísmico de Túneles Circulares en Depósitos de Suelo tiene por objetivo principal el desarrollo de curvas de fragilidad y la evaluación de riesgo sísmico en túneles urbanos superficiales, usando para ello el estado del arte en la caracterización de la amenaza y modelamiento numérico. Uno de los resultados principales de esta investigación consiste en calcular la intensidad y frecuencia de los parámetros de respuesta sísmica más relevantes de un túnel. Un aspecto innovador de este trabajo es la aplicación del diseño basado en desempeño en túneles, lo cual permite modelar la propagación de la incertidumbre en las distintas fases del problema: amenaza, variables de respuesta, y variables de riesgo.

Esta investigación es parte de las actividades del proyecto FONDECYT N°11180937 “Seismic Risk of Mined Tunnel”, cuyo objetivo general es calcular riesgo sísmico en túneles urbanos usando modelamiento numérico y métodos probabilísticos para incorporar la incertidumbre en las distintas fases del análisis.

La unidad de estudio consiste en un túnel inter estación de dos vías y 6 m de diámetro, el cual fue modelado experimentalmente en la centrifuga geotécnica de la Universidad de Cambridge, UK. Estos resultados experimentales fueron usados para calibrar un modelo de elementos finitos del túnel y el suelo circundante. Posteriormente, este modelo numérico se utilizó para evaluar la respuesta sísmica del túnel dado un conjunto de registros sísmicos con la finalidad de calcular curvas de fragilidad y riesgo.

Este trabajo se organiza en ocho capítulos, lo que incluyen una extensa revisión de la literatura (Capítulo 2), explicación de la metodología a utilizar (Capítulo 3), definición de la unidad de estudio (Capítulo 4), desarrollo y calibración del modelo de elementos finitos (Capítulo 5), evaluación de la respuesta sísmica de túnel (Capítulo 6), y cálculo de riesgo (Capítulo 7). Adicionalmente, el capítulo de conclusiones (Capítulo 8) proporciona una discusión de los resultados, las implicancias para el diseño, y una discusión de los futuros desarrollos requeridos para evaluar riesgo sísmico en estructuras subterráneas.

2. ESTADO DEL ARTE

Los túneles urbanos son elementos importantes en la infraestructura vial, por lo tanto, es fundamental garantizar su buen desempeño, en especial cuando se sitúan en zonas de alta sismicidad, ya que un colapso parcial o total, o una interrupción prolongada del servicio pueden significar un gran número de muertes y pérdidas económicas significativas. Este capítulo presenta una revisión bibliográfica sobre el diseño y respuesta sísmica de túneles, en base a resultados experimentales, simulaciones numéricas y observaciones de casos historia.

2.1. Respuesta Sísmica de Túneles: Casos Historia

Comúnmente los túneles sufren menor daño que las estructuras superficiales frente a un evento sísmico de gran intensidad. Sin embargo, casos estudio recientes muestran que los túneles pueden llegar a sufrir daños considerables debido a la intensidad del movimiento sísmico y a efectos de sitio, los cuales incrementan el nivel de deformaciones en el túnel ([Bilotta et al., 2014a](#)).

La documentación de daños sísmicos en túneles ha sido abordada por distintos autores. En uno de los primeros trabajos, [Duke & Leeds \(1959\)](#) documentaron cuatro casos estudio disponibles a la fecha, (1) el terremoto de San Francisco de 1906 (Mw 7.9), (2) el terremoto de Tokyo, Japón en 1923 (Mw 7.9) y (3-4) el terremoto de Tanna, Japón de 1923 (Mw 7.9) y 1930 (Mw 7.3). Sin embargo, no fue sino hasta 1974 en que la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) publicó la primera base de datos de daños sísmicos en túneles a causa del terremoto de San Fernando de 1971 (Mw 6.6), con la finalidad de reconocer factores comunes en las fallas de los túneles ([Lanzano et al., 2008](#)).

A continuación de la ASCE, [Dowding & Rozan \(1978\)](#) recopilaron 71 casos de daños en diferentes estructuras subterráneas (túneles ferroviarios, túneles viales y oleoductos) y en distintos tipos de suelo. Luego, [Owen & Scholl \(1981\)](#) expandieron la base de datos hasta alcanzar 127 casos, incluyendo los terremotos de San Francisco de 1906 (Mw 7.9) y San Fernando de 1971 (Mw 6.6), y [Sharma & Judd \(1991\)](#) aumentaron la colección llegando hasta 192 casos provenientes de 85 terremotos distintos. De estos casos, 115 túneles presentaron daños significativos, siendo 70 en suelo blando (arena, grava) y 45 en roca. Así mismo, los autores concluyen que el daño decrece a medida que aumenta la profundidad del túnel.

[Power et al. \(1998\)](#) aumentó la base de datos a 217 casos, con la mayoría provenientes de los sismos de Kobe 1995 (Mw 7.5) y Northridge 1994 (Mw 6.7). Los autores concluyen que en la mayoría de los casos las estructuras subterráneas sufren menos daños que las estructuras superficiales convencionales (sin disipadores o aislación sísmica). Así mismo, concluyen que

los túneles en suelo (i.e., túneles superficiales) exhiben mayores daños que los túneles en roca (i.e., túneles profundos), como se esquematiza en la Figura 2.1, y que generalmente los casos de daño severo o colapso involucran algún tipo de falla en el suelo (e.g., licuación, remoción en masa en los portales de acceso, o túneles que atraviesan una falla activa, entre otros).

En esta investigación se hace la distinción entre túnel poco profundo (o superficial) y profundo, siendo el primero aquel que se encuentra en un depósito de suelo (e.g., red de metro) y el segundo aquel que se encuentra en roca (e.g., túneles mineros).

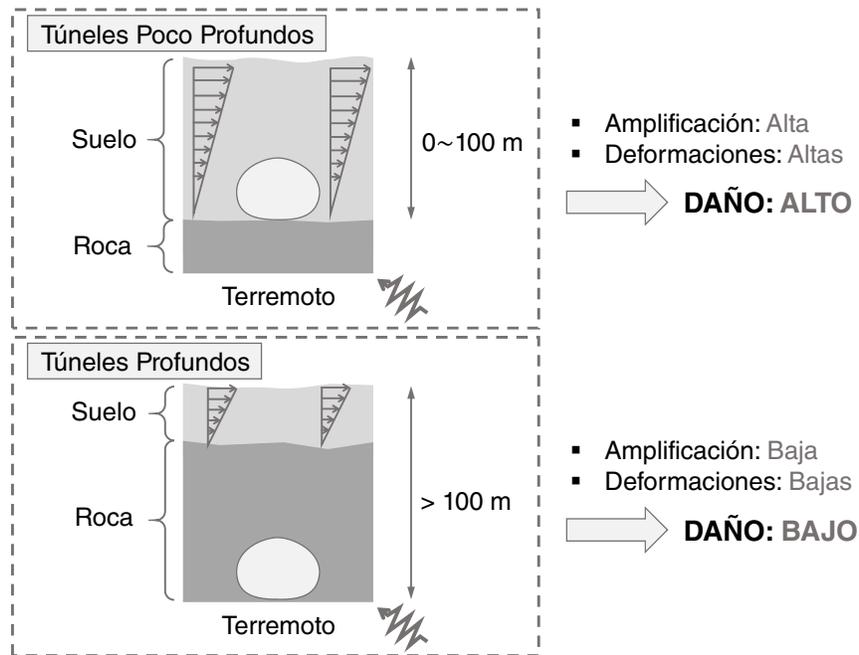


Figura 2.1. Comportamiento de los túneles poco profundos o superficiales y profundos frente a un terremoto. Adaptado de Yashiro et al. (2007)

Yashiro et al. (2007) recopiló información de los terremotos más importantes ocurridos en Japón desde 1923 hasta 2004. Para el terremoto de Kanto de 1923 (Mw 7.9) se dañaron 93 túneles cercanos al área de ruptura y 25 necesitaron reforzamiento, lo que se tradujo en una interrupción de servicios de aproximadamente 2 meses (Tabla 2.1). Recientemente, en el terremoto de Niigataken-Chuetsu del 2004 (Mw 6.8), 24 túneles sufrieron daños de diverso tipo, como se observa en la Figura 2.2(a) y 2.2(b), y 5 necesitaron reforzamiento.

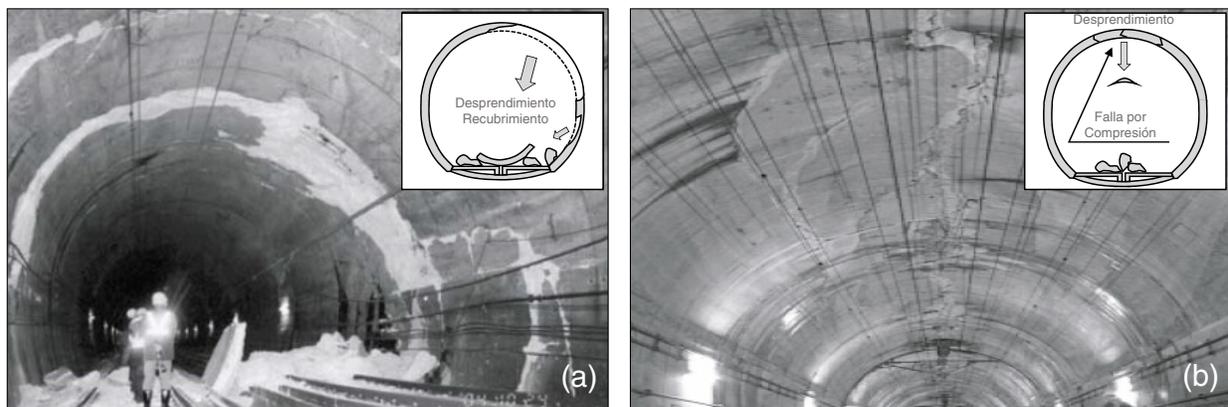


Figura 2.2. Desprendimiento del recubrimiento de hormigón en el túnel de Uonuma y (b) falla por compresión del túnel de Myoken, ambos después del terremoto de Niigataken-Chuetsu del 2004. Adaptado de Yashiro et al. (2007)

El terremoto Mw 7.5 de Kobe 1995 provocó daños severos en un gran número de túneles y estaciones de la red de metro. Una de las estaciones más dañada fue la estación de Daikai, la que colapsó completamente debido al exceso de deformaciones laterales (e.g., *racking*). En esta estación, de 120 m de longitud, construida de hormigón armado y rodeada de arcillas, arenas y gravas bajo el nivel freático, se produjo un colapso de más de la mitad de las columnas centrales debido a las deformaciones laterales inducidas por el suelo alrededor de la estación. En la Figura 2.3(a) y 2.3(b) se observa el colapso de la bóveda de la estación y el asentamiento en superficie de más de 2.5 m, respectivamente.

Tabla 2.1. Lista de los túneles de metro dañados por el terremoto de Niigataken-Chuetsu. Adaptado de Yashiro et al. (2007).

Túnel	Metro	Daño	Días requeridos reparación
Uonuma	Jyoetsu	Desprendimiento recubrimiento.	66
Myoken	Shinkansen	Falla por compresión.	66
Wanatsu	Línea convencional	Desprendimiento, compresión, fisuras.	65
Tenno	convencional	Fisuras.	65
Shin-Enokitoge	Jyoetsu	Falla por compresión, fisuras.	65

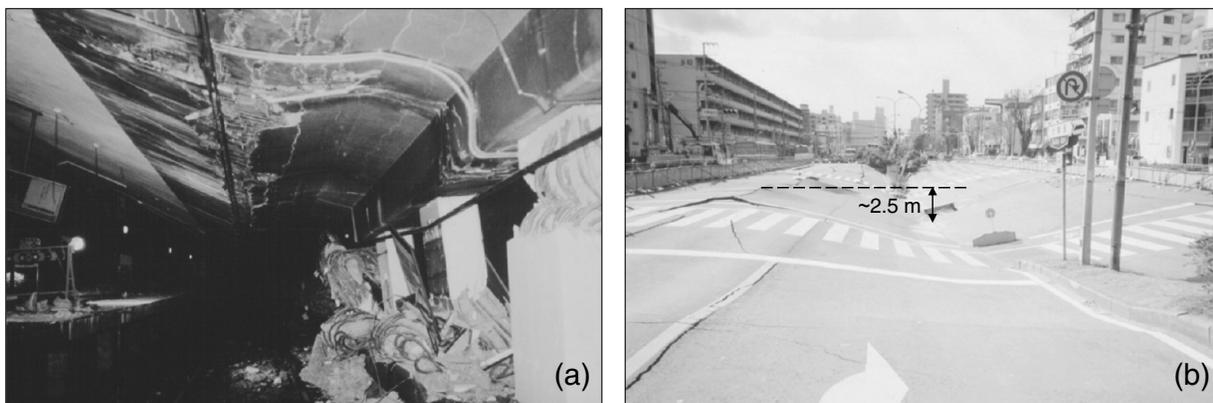


Figura 2.3. Colapso de la estación Daikai, Kobe; (a) pandeo lateral de columnas de hormigón armado y (b) asentamiento en superficie (Yoshida, 2009)

Un ejemplo notable es el colapso de un tramo de 400 m de uno de los túneles gemelos ‘Bolu’ en Turquía (Amberg & Russo, 2001) durante el terremoto de Düzce de 1999 (Mw 7.2). Este túnel, de diámetro 8 m, profundidad entre 100-250 m y fundado en arcillas, colapsó durante su construcción. El tramo colapsado se encontraba a sólo 20 km al este del epicentro, donde el PGA alcanzó los 0.81 g. Según Kontoe et al. (2008), este colapso se explica por la amplificación sísmica en las arcillas adyacentes al túnel. También existe evidencia que sugiere licuación de los suelos adyacentes a la estación (notas personales). Esto reafirma el hecho de que el tipo de suelo es un factor clave en el desempeño sísmico de los túneles.

Otro ejemplo importante es el terremoto de Loma Prieta, California de 1989 (Mw 6.9). Pese a la magnitud del terremoto, no se reportaron daños en los túneles del BART (Bay Area Rapid Transit) en San Francisco y en el Metro de Los Angeles (Yashinsky, 1998), es más, estos túneles quedaron operativos 24 horas después del terremoto. Esto se debió a que estos fueron diseñados con juntas sísmicas (Bickel & Tanner, 1982) para permitir desplazamientos diferenciales y limitar la acumulación de tensión en el túnel. En contraste, los túneles entre Oakland y Alameda sufrieron un agrietamiento extenso debido a las deformaciones inducidas por la licuación de las arenas circundantes.

En la serie de terremotos chilenos recientes, Maule 2010 (Mw 8.8), Iquique 2014 (Mw 8.2) e Illapel 2015 (Mw 8.3), no hubo reportes sobre daños a estructuras subterráneas, túneles y tuberías como alcantarillados o acueductos. Del mismo modo, los dos grandes túneles en Christchurch, Nueva Zelanda, no sufrieron daños después del terremoto del 2011 (Mw 6.2); el PGA estimado cerca de estos túneles fue aproximadamente de 0.20-0.25 g. Recientemente, en el terremoto Mw 8.0 de Lagunas, Perú (2019) no se observaron daños en el túnel de la carretera Tarapoto-Yurimaguas, sin embargo, la licuación de arenas generó un daño moderado al sistema de alcantarillado en el poblado Sauce, ubicado a 140 km al sur oeste del epicentro.

2.2. Diseño y Análisis Sísmico de Túneles

Antes de los primeros métodos de diseño, los túneles se diseñaban sin consideraciones sísmicas dado el buen desempeño que estos mostraban. Con el paso del tiempo, y debido a la alta demanda de este tipo de estructuras, los túneles comenzaron a diseñarse considerando el efecto de los terremotos. Uno de los primeros métodos para evaluar la respuesta sísmica de túneles se desarrolló en 1969 para los túneles del BART (Kuesel, 1969). Este trabajo fue la base para el desarrollo de los métodos de análisis de deformación sísmica, que incorporan explícitamente las deformaciones del suelo. En general, los enfoques modernos para el diseño sísmico de túneles constan de tres etapas: (i) evaluación de la amenaza sísmica y movimiento del suelo, (ii) evaluación de la respuesta sísmica del suelo y (iii) evaluación de la respuesta del túnel a la deformación del suelo. Estos pasos definen el estado actual de la práctica del diseño sísmico de túneles, y serán discutidos a continuación.

2.2.1. Evaluación de la Amenaza Sísmica y Movimiento del Suelo

El diseño sísmo resistente de túneles y estructuras subterráneas se realiza típicamente para dos niveles de intensidad del movimiento sísmico, con criterios de desempeño específicos para cada caso. Por ejemplo, para un evento sísmico excepcionalmente severo y poco frecuente (e.g., evento con una baja probabilidad de excedencia en la vida útil de la estructura), un túnel podría exhibir daños de consideración, sin embargo, este no debería colapsar. Del mismo modo, para eventos de mayor frecuencia, un túnel debería mantenerse operativo y no sufrir daños estructurales (Hashash et al., 2001). Los sismos de diseño se describen en términos de medidas de intensidad o IMs (*Intensity Measures*) del movimiento del suelo. En la práctica, estos sismos de diseño están definidos en las normas de diseño o pueden evaluarse mediante un análisis de amenaza sísmica específica a cada sistema, el que puede tener un enfoque determinístico o probabilístico.

El enfoque determinístico o DSHA considera un conjunto de escenarios sísmicos en base a la sismicidad histórica de una región o el sismo ‘más desfavorable’ que podría afectar a un sitio. Para cada escenario, la intensidad del movimiento sísmico (e.g., PGA_{rock} , PGV_{rock} , etc.) se pueden obtener utilizando leyes de atenuación o GMM (*Ground Motion Model*) (e.g., Abrahamson et al., 2016; Atkinson & Boore, 2003; Idini et al., 2017; Leyton et al., 2010; Montalva et al., 2017; Zhao et al., 2016). Finalmente, el evento que produce el nivel de movimiento más severo se selecciona como sismo de diseño. Este enfoque, sin embargo, no proporciona información sobre la tasa de ocurrencia de cada escenario. Por otro lado, el enfoque probabilístico o PSHA (Cornell, 1968) incorpora la incertidumbre combinando todos los posibles escenarios sísmicos (distancia al plano de ruptura, magnitud, intensidad del movimiento, entre otros). Este método permite incorporar en forma explícita la incertidumbre epistémica mediante el uso de árboles de decisión o mediante las distribuciones continuas de

GMMs (Macedo et al., 2019). Si bien el PSHA se funda en principios a veces contrarios a la geofísica (Mulargia et al., 2017), permite hacer explícitas las limitaciones de los modelos predictivos.

La selección apropiada de IMs es clave para estimar las deformaciones de un sistema suelo-estructura. En el caso de túneles profundos, las deformaciones están mejor correlacionadas con PGV, mientras que en túneles poco profundos están mejor correlacionadas con PGA (Hashash et al., 2001). Sin embargo, esto sigue siendo un tema de debate.

2.2.2. Evaluación de la Respuesta Sísmica del Suelo

Los efectos superficiales de un terremoto pueden agruparse en dos categorías: (i) falla del suelo, tales como licuación o inestabilidad de taludes, y (ii) desplazamiento del suelo, que consiste en la deformación transiente del suelo ocasionada por las ondas sísmicas que viajan a través de la corteza terrestre. Para evaluar la respuesta del túnel debido al movimiento del suelo, la deformación del túnel se puede describir en términos de tres modos de deformación (Hashash et al., 2001): axial, flexión y ovalación (para túneles circulares y ductos).

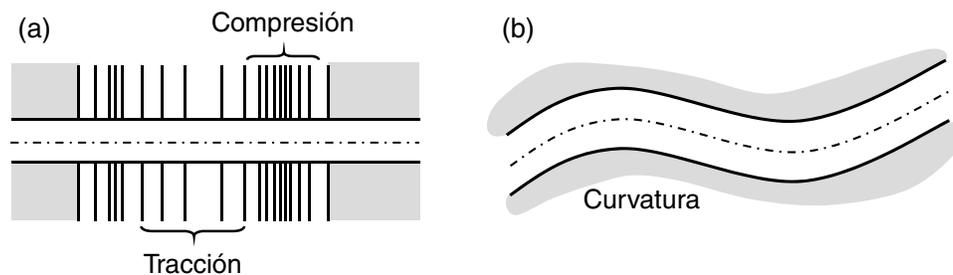


Figura 2.4. (a) Deformación axial y (b) curvatura a lo largo del túnel debido a las ondas longitudinales. Adaptado de Hashash et al. (2001)

Los modos de deformación axial y flexión en túneles son el resultado de ondas que se propagan a lo largo del eje del túnel (Figura 2.4). En tuberías enterradas, estas deformaciones pueden inducir fallas locales en las juntas, fracturas por tracción o problemas de inestabilidad global. En túneles de mayor sección transversal, como túneles viales o del metro, estos modos de falla son menos probables (Anderson, 2008). En cambio, las ondas de corte que se propagan verticalmente y paralelas a la sección del túnel, ondas que transportan la mayor parte de la energía del terremoto, producen distorsiones de la sección transversal (Figura 2.5) y podrían dañar severamente el túnel.

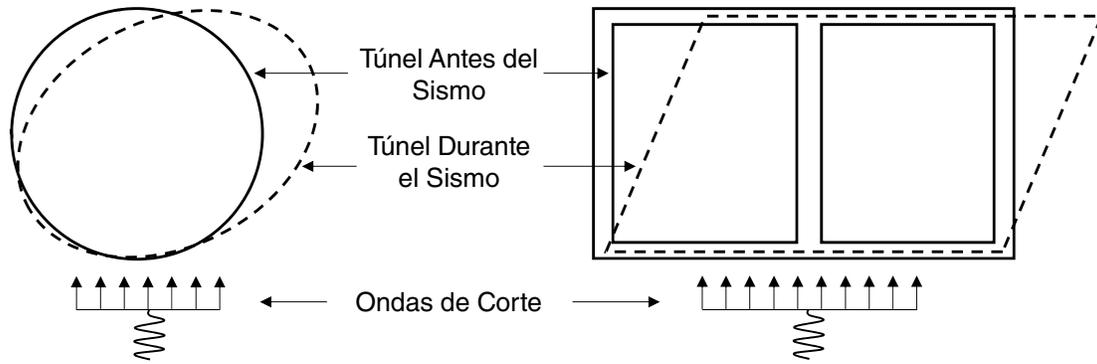


Figura 2.5. Distorsión de la sección transversal de un túnel debido a las ondas de corte.
Adaptado de Hashash et al. (2001)

Para evaluar las deformaciones de corte en el suelo y su atenuación en profundidad, se requiere un análisis de la respuesta de sitio. Para esto, se dispone de una artillería de métodos de análisis con diferentes grados de sofisticación. Para túneles profundos, el enfoque más simple es calcular la deformación máxima de corte como $\gamma_{\max} = PGV/V_S$, donde PGV es la velocidad máxima del medio (e.g., roca, suelo) a la profundidad del túnel y $V_S = \sqrt{G_m/\rho_m}$ es la velocidad de ondas de corte, con ρ_m como la densidad del medio circundante. En túneles poco profundos, un enfoque más razonable es evaluar la deformación de corte como $\gamma_{\max} = \tau_{\max}/G_m$, donde τ_{\max} es el esfuerzo máximo de corte inducido por el terremoto, y G_m es el módulo de corte del suelo compatible con dicha deformación. Sin embargo, estos métodos simplificados no consideran la interacción suelo-estructura.

2.2.3. Evaluación de la Respuesta del Túnel a la Deformación del Suelo

Esta sección presenta un resumen de los métodos existentes para estimar las distorsiones de la sección transversal en túneles circulares sometidos a ondas de corte de propagación vertical. Los métodos de análisis pueden clasificarse ampliamente como (i) métodos de deformación en campo libre y (ii) métodos de interacción suelo-estructura. La aplicabilidad y las limitaciones de cada enfoque se discuten a continuación.

(i) Deformación en Campo Libre:

Cuando el túnel tiene una rigidez igual o inferior a la del suelo circundante, este debería diseñarse para acomodarse a las deformaciones impuestas por el suelo. Por lo tanto, puede obtenerse la deformación diametral máxima en el túnel $\varepsilon_d = \Delta d/d$ como función de la deformación de corte del suelo γ_{\max} en campo libre. Una alternativa es considerar un medio continuo, ignorando la presencia de una perforación, en cuyo caso $\varepsilon_d = \pm 0.5\gamma_{\max}$. En el caso de un medio perforado, la deformación diametral es una función del módulo de Poisson y está dada por $\varepsilon_d = \pm 2\gamma_{\max}(1 - \nu_m)$ (Wang, 1993).

Wang (1993) indica que para túneles más flexibles que el suelo circundante es más adecuado el criterio para un medio perforado, y para un túnel con una rigidez similar al medio es recomendable aplicar el criterio de un medio continuo. Estos métodos son generalmente aplicables cuando el medio circundante es roca o suelo denso. Por otro lado, indica que para un túnel más rígido que el suelo circundante, es lógico pensar que la deformación diametral será menor a la calculada en ambos criterios, y en estos casos es recomendable aplicar un enfoque en el que se considere la interacción suelo-estructura. Notar que el enfoque de campo libre proporciona una estimación simple de primer orden de las deformaciones del túnel. En la Figura 2.6 se observa el efecto de la deformación del túnel debido a la deformación del suelo en campo libre. Notar que estos métodos no consideran la rigidez del túnel, ignorando así la interacción suelo-estructura.

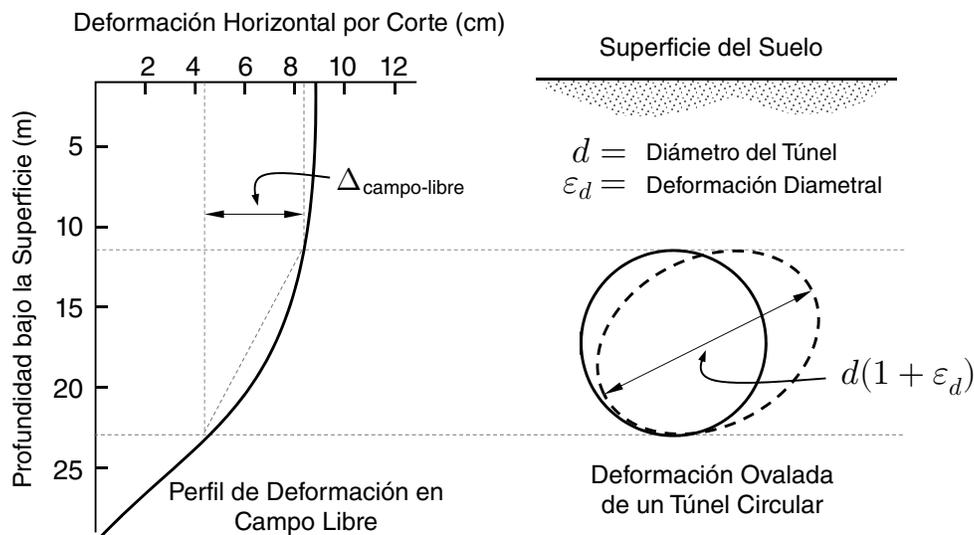


Figura 2.6. Perfil de deformación en campo libre y deformación ovalada de un túnel debido a la deformación del suelo. Adaptado de Hashash et al. (2001)

(ii) Interacción Suelo-Estructura:

Para túneles con una rigidez mayor a la del suelo circundante, las deformaciones del suelo difieren de las deformaciones del túnel. Por lo tanto, es necesario considerar la interacción suelo-estructura. Para explicar esta interacción, se han propuesto métodos de diversos grados de complejidad, que incluyen soluciones (1) analíticas, (2) experimentales, y (3) numéricas.

(1) Métodos Analíticos:

Basado en la teoría de la elasticidad, Wang (1993) define los coeficientes de compresibilidad y flexibilidad para túneles circulares, C y F respectivamente, que cuantifican la rigidez del túnel respecto a la rigidez del medio.

$$C = \frac{E_m(1 - \nu_l^2)r}{E_l th(1 + \nu_m)(1 - 2\nu_m)} \quad (2.1)$$

$$F = \frac{E_m(1 - \nu_l^2)r^3}{6E_l I(1 + \nu_m)} \quad (2.2)$$

En las Ecuaciones (2.1) y (2.2), E_m y ν_m son las propiedades elásticas del medio, E_l y ν_l son las propiedades elásticas del túnel, r es el radio del túnel, th es el espesor del túnel, e I es el momento de inercia del túnel por unidad de longitud. El coeficiente C controla el esfuerzo axial en el túnel y F controla el esfuerzo de flexión. Una razón de $F < 1$ implica que el túnel es más rígido que el suelo, y en consecuencia, se deformará menos que el suelo en condición de campo libre. En la Figura 2.7 se muestra la variación de los coeficientes C y F en función de los módulos de Poisson ν_m y ν_l .

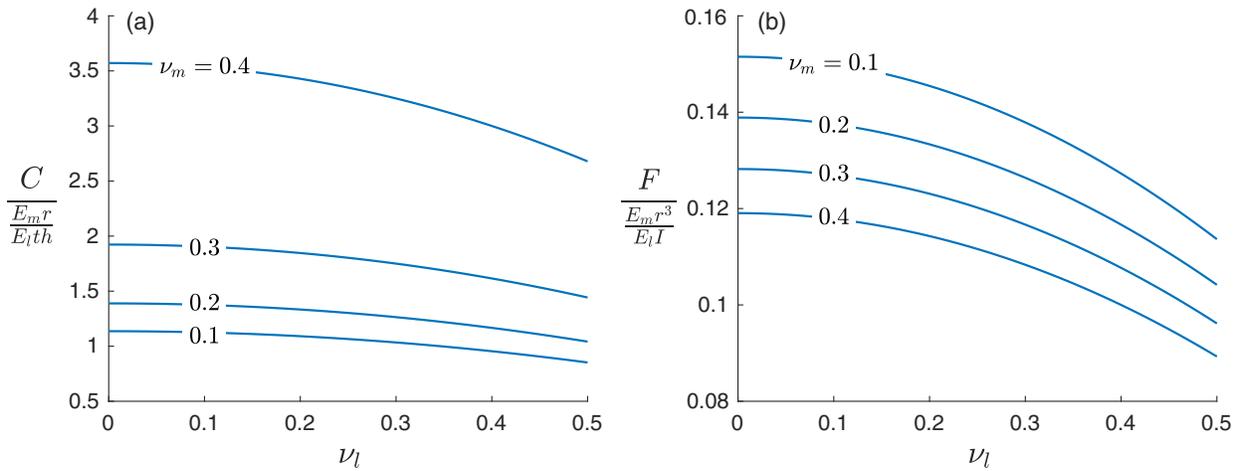


Figura 2.7. Variación de los coeficientes de (a) compresibilidad y (b) flexibilidad respecto a la rigidez del suelo y túnel

Si no existe separación entre el medio y el túnel, y se asume que el contacto entre ellos es perfectamente liso o *full-slip* (i.e., modelo que permite el desplazamiento relativo entre el suelo y el túnel), la deformación diametral se puede escribir como $\varepsilon_d = \pm 1/3 K_1 F \gamma_{\max}$ (Wang, 1993), donde $K_1 = 12(1 - \nu_m)/(2F + 5 - 6\nu_m)$ es el coeficiente de distorsión en condición *full-slip*. Se puede demostrar que a medida que disminuye la rigidez del túnel, la deformación diametral se aproxima a la solución para el suelo perforado en campo libre. En condición *full-slip*, el esfuerzo axial máximo N_{\max} y el momento flector máximo M_{\max} en el túnel (por unidad de longitud) se calculan mediante las Ecuaciones (2.3) y (2.3) (Wang, 1993).

$$N_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} r \gamma_{\max} \quad (2.3)$$

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} r^2 \gamma_{\max} = r N_{\max} \quad (2.4)$$

Wang (1993) indica que la condición *full-slip* puede ocurrir sólo en suelos blandos o en otros tipos de suelo sometidos a un movimiento sísmico excepcionalmente severo, y que en la mayoría de los casos, las condiciones reales están en algún lugar entre la condición *full-slip* y *no-slip* (i.e., el desplazamiento relativo entre suelo y estructura no está permitido).

Si bien la condición *full-slip* proporciona una estimación conservadora del momento flector máximo, subestima los esfuerzos axiales máximos. Caso contrario ocurre en condición *no-slip*, donde el esfuerzo axial es sobreestimado. Por lo tanto, es habitual evaluar N_{\max} en condición *no-slip* mediante la Ecuación (2.5) (Hoeg, 1968) para tener una estimación más conservadora del esfuerzo axial (Schwartz & Einstein, 1980).

$$T_{\max} = \pm K_2 \tau_{\max} r = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1 + \nu_m)} r \gamma_{\max} \quad (2.5)$$

$$K_2 = 1 + \frac{F((1 - 2\nu_m) - (1 - 2\nu_m)C) - \frac{1}{2}(1 - 2\nu_m)^2 + 2}{F((3 - 2\nu_m) - (1 - 2\nu_m)C) + C(\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2) + 6 - 8\nu_m} \quad (2.6)$$

Se observa en la Ecuación (2.6) que en condición *no-slip*, el esfuerzo axial máximo depende tanto del coeficiente de compresibilidad y como del de flexibilidad, a diferencia de la condición *full-slip* donde sólo dependía del coeficiente de flexibilidad. Penzien & Wu (1998) propusieron expresiones alternativas para N_{\max} , sin embargo, subestiman el esfuerzo axial en el túnel. Por otra lado, Penzien (2000) proporcionó un procedimiento analítico para evaluar las deformaciones de túneles rectangulares y circulares, complementando la publicación anterior. La Ecuación (2.7) definida por Penzien (2000), permite calcular la razón para la distorsión suelo-estructura como

$$R_d = \frac{\Delta_{\text{str}}}{\Delta_{\text{ff}}} = \pm \frac{4(1 - \nu_m)}{\alpha_m + 1} \quad (2.7)$$

donde Δ_{ff} es la deformación diametral compatible con la condición en campo libre, Δ_{str} es la deformación diametral considerando la interacción suelo-estructura y el parámetro adimensional α_m se define en la Ecuación (2.8) como

$$\alpha_m = \begin{cases} \frac{24(3 - 4\nu_m)E_l I_l}{d^3 G_m (1 - \nu_l^2)} & \textit{no-slip} \\ \frac{12(5 - 6\nu_m)E_l I_l}{d^3 G_m (1 - \nu_l^2)} & \textit{full-slip} \end{cases} \quad (2.8)$$

En la Tabla 2.2 se resumen las ecuaciones de Penzien (2000) para los esfuerzos internos (axial, corte y flexión) del túnel en condición *full-slip* y *no-slip* en función de la posición angular θ medido en el sentido antihorario, como se observa en la Figura 2.8(b).

Tabla 2.2. Ecuaciones analíticas para los esfuerzos internos en un túnel circular (Penzien, 2000).

<i>no-slip</i>	<i>full-slip</i>
$N(\theta) = -\frac{24E_l I_l R_d \Delta_{ff}}{d^3(1-\nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$	$N(\theta) = -\frac{12E_l I_l R_d \Delta_{ff}}{d^3(1-\nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$
$M(\theta) = -\frac{6E_l I_l R_d \Delta_{ff}}{d^2(1-\nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$	$M(\theta) = -\frac{6E_l I_l R_d \Delta_{ff}}{d^2(1-\nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$
$V(\theta) = -\frac{24E_l I_l R_d \Delta_{ff}}{d^3(1-\nu_l^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$	$V(\theta) = -\frac{24E_l I_l R_d \Delta_{ff}}{d^3(1-\nu_l^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$

En estas ecuaciones, d es el diámetro del túnel y E_l , I_l y ν_l son el módulo de elasticidad, el momento de inercia y el módulo de Poisson del túnel, respectivamente. El valor de la variable R_d varía según el tipo de condición, como se observa en la Ecuación (2.7) y (2.8). En la Figura 2.8(a) y 2.8(b) se comparan las soluciones de Wang (1993) y Penzien (2000) basadas en los datos del Ejemplo 3 de Hashash et al. (2001): $d = 6$ m, $th = 0.3$ m, $E_l = 24.8 \times 10^6$ kPa, $\nu_l = 0.2$, $G_m = 1.2 \times 10^5$ kPa, $\nu_m = 0.3$, $\gamma_{\max} = 0.0021$.

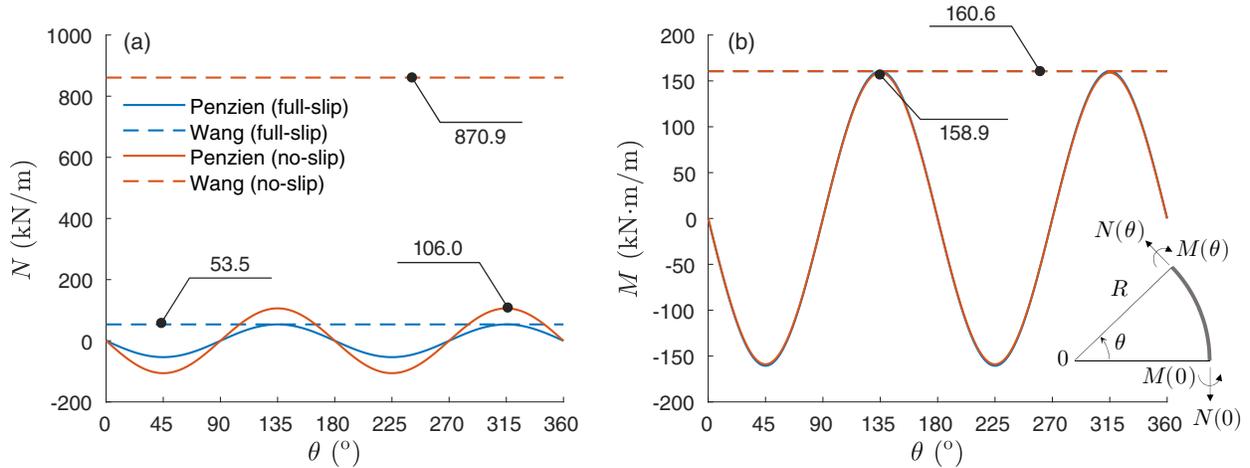


Figura 2.8. Soluciones analíticas de Wang (1993) y Penzien (2000) en condición *full-slip* y *no-slip* del ejemplo 3 de Hashash et al. (2001) para (a) esfuerzo axial y (b) momento flector

Se puede observar de la Figura 2.8 que Penzien y Wang obtienen resultados muy parecidos para el esfuerzo axial y de momento flector en condición *full-slip*, mientras que en condición *no-slip*, el esfuerzo axial calculado por Wang es mucho mayor al calculado por Penzien.

Un estudio realizado por [Pitilakis & Tsinidis \(2014\)](#) en donde se compararon las soluciones analíticas de [Wang \(1993\)](#) y [Penzien \(2000\)](#) con la respuesta numérica obtenida con el software ABAQUS[®] ([Hibbitt et al., 2011](#)), mostró que el modelo de Penzien subestima los esfuerzos axiales del túnel en condición *no-slip*, hecho que también observó [Hashash et al. \(2005\)](#). Por tal razón, es recomendable usar el modelo de [Wang \(1993\)](#) al momento de calcular los esfuerzos axiales en condición *no-slip*.

(2) Métodos Experimentales

La centrífuga geotécnica (e.g., [Kutter, 1995](#)) es el método experimental por excelencia para evaluar la interacción suelo-estructura en modelos construidos a escala. Su principal ventaja sobre los ensayos en mesas vibratoras tradicionales es que un modelo de centrífuga reproduce de manera más fiel el estado tensional del suelo. Para una discusión más extensa sobre las leyes de escalamiento utilizadas en la centrífuga geotécnica, ver [Kutter \(1995\)](#). La respuesta sísmica de túneles en ensayos centrífuga ha sido ampliamente abordada en la literatura (e.g., [Atkinson & Potts, 1977](#); [Cilingir & Madabhushi, 2010](#); [Tsinidis et al., 2015](#); [Yamada et al., 2002](#); [Yang et al., 2004](#)).

Recientemente, [Lanzano et al. \(2012\)](#) estudió la respuesta sísmica de túneles en arena seca usando la centrífuga del Schofield Centre en la Universidad de Cambridge, UK. El objetivo de este experimento fue caracterizar experimentalmente la interacción dinámica suelo-estructura y obtener parámetros de respuesta o EDPs (*Engineering Demand Parameters*) de referencia para la validación de modelos numéricos.

El modelo experimental de Lanzano consideró un túnel (diámetro 75 mm, espesor 0.5 mm), depósitos de arena suelta ($D_r \approx 40\%$) y arena densa ($D_r \approx 75\%$), y dos profundidades de enterramiento del túnel, según la matriz experimental de la Tabla 2.3. Cada modelo fue sometido a seis movimientos armónicos según se indica en la Tabla 2.4. Estos movimientos fueron aplicados en la base del modelo en dos fases: (i) señales EQ1, EQ2, EQ3 y EQ4 para una aceleración centrífuga de 80 g, y (ii) señales EQ5 y EQ6 para una aceleración centrífuga de 40 g.

Tabla 2.3. Configuración de modelos centrífuga de [Lanzano et al. \(2012\)](#)

Modelos	Densidad Relativa	Profundidad del Túnel
T1	$D_r \approx 75\%$	75 mm
T2	$D_r \approx 40\%$	75 mm
T3	$D_r \approx 75\%$	150 mm
T4	$D_r \approx 40\%$	150 mm

El suelo utilizado es una arena fina Leighton Buzzard (LBS) depositada mediante la técnica de pluviación seca. Las propiedades estáticas y dinámicas de esta arena fueron documentadas por [Visone & Santucci de Magistris \(2009\)](#).

Tabla 2.4. Señales armónicas aplicadas a cada modelo [Lanzano et al. \(2012\)](#)

Input	N	Frecuencia (Hz)	Duración (s)	Amplitud (g)
EQ1	80	30	0.4	4.0
EQ2	80	40	0.4	8.0
EQ3	80	50	0.4	9.6
EQ4	80	60	0.4	12.0
EQ5	40	50	0.4	6.0
EQ6	40	40	0.4	5.0

Tres tipos de instrumentos se utilizaron para medir la respuesta del sistema: acelerómetros, para describir la propagación de ondas por el suelo y el túnel, strain gauges, para medir las deformaciones en el túnel, y transductores lineales (LVDT), para medir los asentamientos en la superficie libre del depósito. Un esquema del modelo T1 se muestra en la Figura 2.9(a) y el contenedor y modelo de túnel se muestran en la Figura 2.9(b).

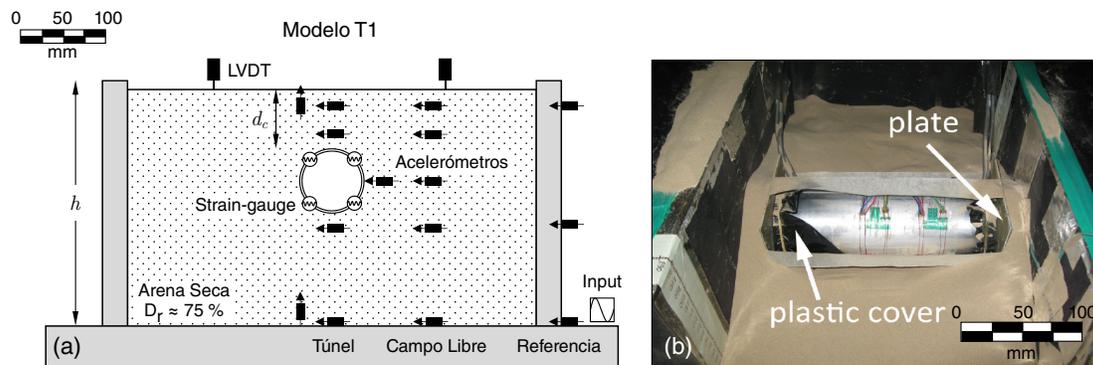


Figura 2.9. (a) Vista esquemática del modelo T1 ($h = 290$ mm, $d_c = 75$ mm) y (b) contenedor y túnel durante la pluviación de la arena; tamaño del contenedor $500 \times 250 \times 300$ mm (largo, ancho y alto). Figura adaptada de [Lanzano et al. \(2012\)](#)

Los resultados mostraron que los modelos en arena densa exhibieron un comportamiento comparable y replicable en términos de amplificación dinámica y densificación. Los autores atribuyen este resultado a la técnica empleada en la deposición del suelo para los modelos más densos, lo que permitió una densidad más uniforme en el depósito. También se observa que el túnel afecta significativamente la respuesta del depósito de suelo, incluso un desplazamiento del túnel de más del doble de su diámetro en profundidad continuando influenciando la amplificación del movimiento sísmico en la superficie.

Los resultados mostraron que los modelos con arena densa exhibieron un comportamiento similar en términos de amplificación dinámica y densificación frente a los distintos escenarios sísmicos. Los autores indicaron que este resultado se puede atribuir al tipo de técnica empleada en la deposición del suelo para los modelos más densos, lo que permitió una densidad más uniforme en el depósito. Otro resultado a destacar es que la respuesta del depósito de suelo está fuertemente influenciada por la posición del túnel, y no sólo en las proximidades a este, de hecho, un desplazamiento de más del doble del diámetro del túnel en profundidad continúa influenciando la amplificación del movimiento sísmico en la superficie.

Por otro lado, la amplificación del movimiento en la superficie, medida en la zona de referencia del modelo, no se ve influenciada por la posición del túnel o por la densidad inicial del suelo. Aunque se esperaba que la profundidad del túnel influenciara en gran medida los esfuerzos internos en el túnel, los resultados del experimento evidenciaron muy poca diferencia para el rango de profundidades estudiado. Podemos concluir de este experimento, que los túneles poco profundos pueden sufrir grandes deformaciones como resultado de un movimiento sísmico de gran magnitud.

(3) Métodos Numéricos

Los métodos de diseño sísmico de túneles se pueden clasificar según su complejidad y tipo de supuestos, los cuales van desde los métodos más simples basados en la teoría de elasticidad (e.g., Wang, 1993), hasta los métodos numéricos más sofisticados que incorporan comportamiento no-lineal del suelo e interacción dinámica suelo-estructura mediante elementos finitos (FEM) o diferencias finitas (FDM) (e.g., Amorosi & Boldini, 2009; Cilingir & Madabhushi, 2011; Gomes, 2013; Hatzigeorgiou & Beskos, 2010; Sedarat et al., 2009; Yu et al., 2013). Según Tsinidis et al. (2014), estos modelos pueden presentar diferencias significativas en la predicción de respuestas críticas en túneles, demostrando así la importancia de incorporar la incertidumbre en todos los métodos utilizados.

Anderson (2008) realizó un análisis extensivo del comportamiento de estructuras subterráneas bajo la acción de movimientos sísmicos usando el software de diferencias finitas FLAC^{2D}® (Itasca, 2005). El estudio consideró un modelo pseudo estático con distintas geometrías de túneles y concluye que PGV es un mejor parámetro de diseño que PGA, ya que el primero se relaciona directamente con las deformaciones del depósito de suelo, y en consecuencia, con las deformaciones del túnel. También indica que los máximos esfuerzos axial y de flexión, ocurren en puntos diametralmente opuestos del túnel, resultado consistente con la respuesta observada en túneles reales. Por último, el autor concluye que los modelos de interfaz suelo-estructura tipo *no-slip* sobreestima los esfuerzos axiales y subestima los esfuerzos de flexión en el túnel. Asimismo, los modelos *full-slip* inducen el efecto contrario.

Recientemente, cinco grupos de investigación desarrollaron predicciones numéricas de la respuesta sísmica de los túneles ensayados por [Lanzano et al. \(2012\)](#). En este proyecto, bautizado como *Round Robin Tunnel Test* o RRTT ([Bilotta et al., 2014b](#)), cada grupo de investigación utilizó la misma información de entrada para construir sus modelos numéricos (e.g., propiedades del suelo, geometría, condiciones de borde y excitación sísmica en la base del modelo), y luego realizaron predicciones ciegas del comportamiento del modelo. Este ejercicio permitió explorar la capacidad predictiva de los modelos numéricos. Un resumen del trabajo de los cinco grupos que participaron en el RRTT se presenta a continuación.

[Gomes \(2014\)](#) usó el software de elementos finitos GEFDYN[®] ([Aubry & Modaressi, 1996](#)) junto al modelo constitutivo Elastoplastic Multimechanism desarrollado por [Aubry et al. \(1982\)](#). Este modelo incorpora endurecimiento isotrópico y cinemático, descomponiendo el incremento total de deformaciones elásticas y plásticas. El túnel se modeló con elementos viga y un material lineal elástico, y la interacción suelo-estructura se modeló asumiendo la condición *no-slip*. Los resultados muestran que el modelo no predice correctamente el perfil de aceleraciones y no captura adecuadamente el contenido de frecuencias. Asimismo, el modelo no reproduce correctamente los esfuerzos internos en el túnel y la evolución de los asentamientos superficiales, aunque por otro lado, los incrementos máximos en los esfuerzos internos se acercaron bastante a la solución elástica de [Wang \(1993\)](#). Al respecto, el autor concluye que la discrepancia entre los resultados de la simulación y el ensayo centrífuga se deben al desconocimiento de la rigidez inicial de la arena en el ensayo, la cual es distinta a la medida en laboratorio, y a la correcta calibración de los parámetros del modelo.

[Conti et al. \(2014\)](#) por otro lado, usaron el software de diferencias finitas FLAC^{2D}[®] ([Itasca, 2005](#)) y dos modelos constitutivos para el suelo: el primero fue el *Bounding surface plasticity* (M1) desarrollado por [Andrianopoulos et al. \(2010\)](#), el cual simula el comportamiento de suelos no cohesivos bajo la acción de deformaciones cíclicas, y el segundo fue el modelo Mohr-Coulomb con comportamiento histerético (M2). La finalidad de comparar ambos modelos es ver si existe una diferencia significativa entre los resultados cuando el suelo es arena seca. En el modelo M2 se hizo un análisis de sensibilidad considerando interfaces elásticas perfectamente plásticas entre el suelo y la estructura. Los resultados arrojaron que ambos modelos reproducen muy bien el comportamiento del suelo, como el perfil de aceleraciones y las deformaciones de corte en campo libre, pero existen diferencias con los esfuerzos internos del túnel, en especial los esfuerzos axiales. Los autores concluyen que no existen mayores diferencias entre los modelos, llegando a tener un máximo de 15 % en los esfuerzos internos calculados, además indican que el elemento de contacto sólo reduce en un 15 % el esfuerzo axial y no afecta en el comportamiento del suelo, y en consecuencia, el beneficio de usar elementos de contacto podría ser marginal en muchos casos prácticos. Los autores también concluyen que las diferencias con los resultados experimentales en términos de esfuerzos in-

ternos se pueden deber a pequeñas irregularidades de la arena en el ensayo o a una mala interpretación de las medidas de deformación, siendo la razón de que el esfuerzo axial calculado sea un orden de magnitud mayor que los resultados experimentales.

Por otro lado, el equipo de [Hleibieh et al. \(2014\)](#) usó el software de elementos finitos TOCHNOG[®] ([Roddehan, 2013](#)) junto al modelo constitutivo *Hypoplastic* ([von Wolffersdorff, 1996](#)). Este modelo representa bien las deformaciones por reordenamiento del grano, pero presenta problemas con cargas cíclicas de pequeña amplitud. El equipo realizó dos simulaciones distintas, la primera consistió en una predicción ciega, la cual mostró que si bien, el perfil de aceleraciones máximas se reproducía correctamente, a medida que aumentaba la magnitud del sismo los valores calculados se alejaban de los experimentales. Además, la trayectoria de asentamientos y los esfuerzos internos calculados eran considerablemente menores que los medidos en el ensayo y la forma de la trayectoria era distinta. En la segunda simulación se modificaron los parámetros del modelo según los datos de la centrifuga, lo que mejoró en cierta medida los resultados obtenidos, pero incluso con esas modificaciones, los asentamientos y esfuerzos internos calculados seguían siendo menores a los medidos experimentalmente, concluyendo así, que una correcta selección de parámetros iniciales es crucial para tener simulaciones exitosas.

Otro equipo de investigadores fue el de [Amorosi et al. \(2014\)](#), PLAXIS[®] ([Plaxis, 2009](#)) y el modelo *Small-strain elasto-plastic hardening soil* ([Plaxis, 2009](#)) para modelar el suelo. El modelo *Hardening Soil* es un modelo avanzado que además de trabajar con el ángulo de fricción, cohesión y ángulo de dilatancia para definir los estados límites de tensión, describe la rigidez del suelo usando tres rigideces distintas, lo que explica mejor la dependencia del esfuerzo con los módulos de rigidez. La interfaz suelo-estructura se modeló con elementos de baja resistencia al corte. La simulación reprodujo fielmente los perfiles de aceleración, aceleraciones máximas y espectros de Fourier para ambos tipos de arena, pero se obtuvieron resultados poco satisfactorios entre los resultados observados y simulados para los esfuerzos transitorios y permanentes en el túnel, en especial en términos del momento flector. Si bien no se pudieron estimar las magnitudes de los esfuerzos, se logró reproducir el efecto de los esfuerzos permanentes actuando sobre el túnel después de cada evento.

El equipo de [Tsinidis et al. \(2014\)](#) usó el software de elementos finitos ABAQUS[®] ([Hibbitt et al., 2011](#)) y el modelo constitutivo *Visco-elasto-plastic* ([Anastasopoulos et al., 2011](#)), el cual se considera apropiado para la condición *full-slip*. Para los elementos de contacto se usó un algoritmo propio del software, donde el comportamiento tangencial fue modelado usando la *penalty friction formulation* ([Hibbitt et al., 2011](#)). Si bien la respuesta del suelo se reprodujo satisfactoriamente, se concluyó que los esfuerzos internos en el túnel se alejaban de los resultados experimentales debido principalmente a una calibración deficiente de los

instrumentos, y una estimación incorrecta de los parámetros del suelo y los elementos de contacto. Además, concluyeron que la inclusión de elementos de interfaz afecta principalmente al esfuerzo axial y es casi despreciable su aporte al momento flector.

Por último, se recopiló la información de los cinco equipos que participaron del RRTT (Bilotta et al., 2014a), donde una de las conclusiones más importantes fue que la amplificación del movimiento sísmico por parte del suelo es bien representada por la mayoría de los distintos modelos constitutivos. Otra conclusión importante es que el cambio volumétrico permanente del suelo puede inducir un cambio significativo en el momento flector y el esfuerzo axial después del terremoto, mientras que el efecto de las deformaciones de corte pareciese ser de menor importancia. Por último, los cambios que sufre el esfuerzo axial durante un terremoto muestran una mayor dependencia sobre el tipo de contacto entre el suelo y la estructura, mientras los cambios en el momento flector se logran reproducir bastante bien para la mayoría de los modelos, tengan o no un elemento de interfaz. Es importante aclarar que todos los equipos modelaron el túnel mediante elementos lineal elásticos, lo que puede generar inconvenientes a la hora de capturar los esfuerzos reales en el túnel. En la Tabla 2.5 se resumen de las principales características de las simulaciones numéricas de los cinco equipos.

Tabla 2.5. Principales características de las simulaciones numéricas

Referencia	Software	Elemento Finito	Modelo Constitutivo	Elemento de Contacto
Amorosi et al. (2014)	PLAXIS [®] (FEM)	T15	HSS	Si
Conti et al. (2014)	FLAC ^{2D} [®] (FDM)	No aplica	BSP & PPH	Si
Gomes (2014)	GEFDYN [®] (FEM)	Q4	Elastoplastic Multimechanism	No
Hleibieh et al. (2014)	TOCHNOG [®] (FEM)	T3	Hypoplastic	No
Tsinidis et al. (2014)	ABAQUS [®] (FEM)	Q4	Visco-elasto-plastic	Si
<i>T3: Elemento triangular de 3 nodos</i>			<i>HSS: Hardening soil small strainl</i>	
<i>T15: Elemento triangular de 15 nodos</i>			<i>BSP: Bounding surface plasticity</i>	
<i>Q4: Elemento triangular de 4 nodos</i>			<i>PPH: Perfect plasticity with hysteretic behaviour</i>	

2.3. Riesgo y Curvas de Fragilidad

Las curvas de fragilidad muestran la relación que existe entre algún parámetro de respuesta del sistema (EDP) respecto a alguna medida de intensidad (IM) del movimiento sísmico (e.g., PGV_{rock} , PGA_{rock} , AI, etc.). Las curvas de fragilidad para túneles viales aún no se han explorado completamente en la literatura, debido principalmente a la falta de métodos estandarizados de recolección de datos. Estudios recientes han propuesto curvas de fragilidad para túneles profundos en roca (Andreotti & Lai, 2015) y para túneles circulares en suelos aluviales (Argyroudis & Pitilakis, 2012). En las investigaciones se hicieron varias suposiciones simplificadas para describir el comportamiento del suelo y el túnel, sin embargo, sólo se utilizó un pequeño número de movimientos sísmicos corticales para caracterizar la respuesta específica del sitio, lo que puede llevar a estimaciones inexactas de las incertidumbres del daño y no se puede aplicar directamente a túneles ubicados en zonas de subducción.

Datos de calidad sobre las pérdidas económicas en túneles inducidas por movimientos sísmicos son muy escasos, debido a que las bases de datos existentes están incompletas y apenas se pueden usar para derivar relaciones de pérdida empíricas (Rossetto et al., 2014). Por lo tanto, las relaciones de pérdida deben evaluarse mediante simulaciones numéricas y el juicio de expertos. En los EE.UU., un esfuerzo conjunto entre la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) y el Instituto Nacional de Ciencias de la Construcción (NIBS) desarrolló HAZUS (Kircher et al., 2006), la metodología de estimación de pérdidas sísmicas de FEMA (Whitman et al., 1997), que proporciona funciones específicas de daños y pérdidas para diferentes tipos de estructuras. En particular para túneles, HAZUS define seis tipos, clasificándolos de acuerdo a su método constructivo (*Bored/Driller* o *Cut and Cover*) y uso (vial, ferroviario o metro).

La Metodología de Diseño Basado en Desempeño o PBEE (*Performance Based Earthquake Engineering Methodology*) (Porter, 2003) propuesta por PEER (*Pacific Earthquake Engineering Reserch Center*) permite evaluar la tasa de excedencia de un EDP tomando en cuenta la incertidumbre en el nivel de amenaza y en la respuesta del sistema. En su forma más simple, la tasa anual de excedencia del EDP se puede calcular a partir de la Ecuación (2.9), en donde $\lambda_{IM}(im)$ es la tasa anual de excedencia del IM en función de un im , y el término $P(EDP > edp|im)$ o ‘función de vulnerabilidad’, expresa la probabilidad condicionada de exceder un cierto valor edp dado una medida de intensidad de valor im . El cálculo del término $P(EDP > edp|im)$ se obtiene de un análisis dinámico incremental (IDA), en el cual un conjunto de registros sísmicos se escala a distintos valores de im . Una dificultad de este proceso está en la adecuada selección de registros y en el uso de factores de escala para cada nivel de amenaza, sin embargo, la mayor dificultad radica en la gran cantidad de simulaciones requeridas para caracterizar la función de vulnerabilidad.

$$\lambda_{EDP}(edp) = - \int_0^\infty P(EDP > edp|im)d\lambda_{im} \quad (2.9)$$

Una alternativa a esta ecuación es definir un conjunto de registros sísmicos y asignar a cada evento una tasa de ocurrencia, de tal forma que los espectros de respuesta reproduzcan la amenaza local para distintas medidas de intensidad; esta técnica de selección de registros, conocida como CSS (*Conditional Scenario Spectra*) (Arteta & Abrahamson, 2019), permite estimar riesgo de manera directa según la Ecuación (2.10), sin necesidad de realizar la convolución de las curvas de amenaza y fragilidad. De este modo, dado un conjunto de N_e registros sísmicos, la tasa anual de excedencia del EDP se puede obtener como

$$\lambda_{EDP}(edp) = \sum_{i=1}^{N_e} rate_i \cdot H(EDP - edp) \quad (2.10)$$

en donde $rate_i$ es la tasa de ocurrencia asociada al i -ésimo registro, y $H(\cdot)$ es la función escalón o *Heaviside*, tal que $H = 1$ si $EDP > edp$ y $H = 0$ si $EDP \leq edp$.

3. METODOLOGÍA

La metodología adoptada en este estudio para el cálculo de curvas de fragilidad y riesgo no se limita a problemas de interacción suelo-estructura, sino que puede ser aplicada en otros problemas ingenieriles. Es importante señalar que las curvas de fragilidad, entendidas como la relación entre una medida de intensidad (IM) del movimiento sísmico y una medida de respuesta del sistema (EDP), no deben confundirse con las curvas de vulnerabilidad, las cuales expresan la probabilidad de excedencia de un nivel de EDP para un nivel *im* de la medida de intensidad.

Esta metodología se define en tres etapas: (i) cálculo de la amenaza sísmica en el lugar donde se emplaza la estructura y selección de registros sísmicos, (ii) cálculo de curvas de fragilidad mediante un análisis numérico del problema de interacción suelo-estructura, y (iii) cálculo del riesgo en base a escenarios sísmicos.

(i) Cálculo de la Amenaza Sísmica y Selección de Registros

La amenaza sísmica cuantifica la frecuencia e intensidad de un parámetro del movimiento sísmico en un sitio particular, y se expresa comúnmente como la tasa anual de excedencia de una medida de intensidad. Para realizar estos cálculos, existen diversos software especializados (e.g., Candia et al., 2019; McGuire, 1978; Ordaz et al., 2015; Pagani et al., 2014), que permiten evaluar la amenaza incorporando de forma sistemática las distintas fuentes de incertidumbre.

La selección de acelerogramas para el análisis dinámico debe considerar eventos sísmicos provenientes del mismo ambiente tectónico en donde se emplaza el túnel. Si bien no existe consenso en la ingeniería respecto del número óptimo de registros necesarios en un análisis de riesgo, se debe considerar suficientes (e.g., $N_e > 200$) registros para capturar la incertidumbre en torno a la respuesta media.

En este estudio, la selección y escalamiento de acelerogramas se realizó usando la metodología *Conditional Scenario Spectra* o CSS (Arteta & Abrahamson, 2019), la cual entrega un conjunto registros compatibles con la amenaza local.

(ii) Cálculo de Curvas de Fragilidad

Las curvas de fragilidad para cada EDP se obtienen mediante un análisis estadístico de las respuestas del sistema para cada uno de los registros seleccionados. Por lo tanto, es fundamental que el modelo de interacción suelo-estructura capture la rigidez del suelo y de las componentes estructurales, la resistencia y las características de disipación de energía de cada material. Por último, los modelos numéricos deben estar validados y deben ser capaces de reproducir resultados conocidos y aceptados, como por ejemplo resultados experimentales o teóricos.

(iii) Cálculo de Riesgo

Las curvas de riesgo expresan la tasa anual de excedencia de un nivel *edp* de una medida de respuesta. En esta investigación se calculó el riesgo en base a escenarios, el cual permite calcular de forma directa la tasa anual de excedencia de un EDP. Se pueden destacar dos ventajas principales de esta forma de estimar riesgo: primero, los niveles *edp* de la respuesta del sistema son consistentes con los niveles de amenaza, y segundo, se requiere una menor cantidad de simulaciones para caracterizar la incertidumbre de la respuesta del sistema en comparación al enfoque tradicional basado en IDAs.

4. DEFINICIÓN DEL CASO ESTUDIO

En el contexto del proyecto CONICYT/FONDECYT 11180937 se evaluará el riesgo sísmico para siete configuraciones de túneles poco profundos, las que se indican en la Tabla 4.1. La representación gráfica de las variables $\{h, b, th, d, d_c\}$ se presentan en la Figura 4.1(a). Sin embargo, debido a limitaciones de tiempo de esta tesis, se abordará sólo el modelo BL01, dejando los otros seis modelos para trabajos futuros. La geometría del túnel y depósito de suelo están basadas en el modelo implementado en el ensayo centrífuga de Lanzano et al. (2012).

Tabla 4.1. Matriz experimental de configuraciones de túneles

Túnel	Parámetros						
	D_r (%)	e_0	h (m)	b (m)	th (m)	d (m)	d_c (m)
BL00	95	0.63	23.2	40	0.3	6	12
BL01	75	0.71	23.2	40	0.3	6	12
BL02	60	0.77	23.2	40	0.3	6	12
BL03	40	0.85	23.2	40	0.3	6	12
BL04	75	0.71	23.2	40	0.3	6	6
BL05	60	0.77	23.2	40	0.3	6	6
BL06	40	0.85	23.2	40	0.3	6	6

D_r = densidad relativa; e_0 = índice de vacíos; h = altura total del depósito de suelo; b = ancho del depósito; th = espesor del lining; d = diámetro del túnel medido al eje neutro de la sección; d_c = profundidad de la bóveda del túnel.

El suelo en todos los modelos consiste en una arena fina Leighton Buzzard; $G_S = 2.65$, $e_{\max} = 1.014$, $e_{\min} = 0.613$, $d_{50} = 140 \mu\text{m}$, $d_{10} = 95 \mu\text{m}$, $d_{60}/d_{10} = 1.58$; para más detalles sobre la caracterización geotécnica de este material ver Visone & Santucci de Magistris (2009). Para definir la variación del módulo de corte G en profundidad para cada modelo, se aplicó la relación $G/p_a = G_b f_1(e) f_2(p')$ (Hardin & Richart Jr, 1963), en donde $G_b = 1155$, $f_1(e) = (2.17 - e)^2 / (1 + e)$, $f_2(p') = (p'/p_a)^m$ con $m = 0.5$, y p_a es la presión atmosférica. Los perfiles resultantes de G/p_a se muestran en la Figura 4.1(b).

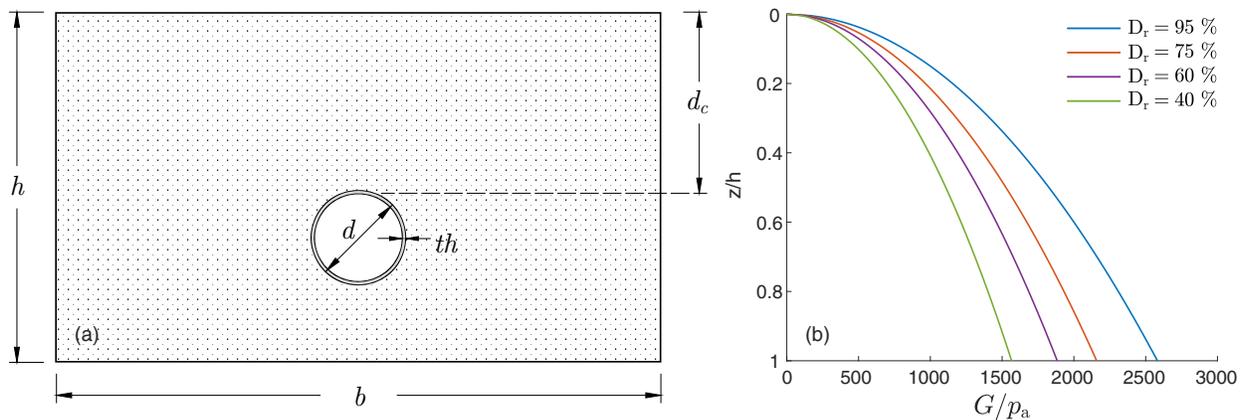


Figura 4.1. (a) Configuración del túnel BL1 y (b) variación del módulo de corte respecto a la profundidad para distintos valores de densidad relativa

En todos los modelos se considera un túnel de hormigón proyectado de 6 m de diámetro y un espesor de 30 cm. Las propiedades del hormigón proyectado se obtuvieron de [Thomas \(2018\)](#) para túneles en suelos blandos. A partir del módulo elástico a los 28 días, el módulo elástico para distintas edades del hormigón se puede estimar como $E = E_{28}(1 - e^{-0.42t_a})$, en donde t_a es la edad del hormigón en días ([Aydan et al., 1992](#)); por otro lado, el módulo de Poisson se puede asumir constante en el tiempo. Las propiedades del hormigón proyectado se muestran en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Propiedades del hormigón proyectado ([Thomas, 2018](#))

Parámetro	Descripción	Hormigón	Hormigón
		proyectado de alta calidad	proyectado construido in-situ
E_{28}	Módulo de elasticidad a los 28 días	34 GPa	31 GPa
f_{cu}^1	Resistencia cilíndrica a 1 día	20 MPa	6 MPa
f_{cu}^2	Resistencia cilíndrica a los 28 días	59 MPa	44 MPa
ν	Módulo de Poisson a los 28 días	0.18-0.48	0.15-0.22
ε_{sh}	Retracción a los 100 días	0.1-0.12 %	0.03-0.08 %
ρ	Densidad	2140-2235 kg/m ³	2200-2600 kg/m ³
α_d	Coefficiente de dilatación térmica	$8.25-15 \times 10^{-6}/K$	$10 \times 10^{-6}/K$

Notar que la resistencia del hormigón recién proyectado es nula. Por lo tanto, los esfuerzos internos que recibe el túnel están afectados por el tiempo que el hormigón demora en adquirir resistencia. Esto sugiere que la secuencia constructiva del túnel y propiedades del hormigón variables en el tiempo pueden ser un factor relevante en la modelación numérica, para los cuales un análisis 3D es recomendado.

5. MODELO NUMÉRICO

El desarrollo del modelo numérico de la configuración BL01 (ver Tabla 4.1) considera tres etapas: (1) implementación del modelo en OpenSees[®]; (2) selección y validación de los parámetros geotécnicos del depósito de suelo; y (3) comparación de la respuesta del modelo con ensayos centrífuga. Estas tres etapas se detallan a continuación.

5.1. Implementación del Modelo en OpenSees[®]

Se escogió el software OpenSees[®] (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*) (McKenna, 2011) por su versatilidad en la modelación de la respuesta no-lineal de sistemas estructurales y geotécnicos. El código es ampliamente usado en investigación debido a la gran variedad de modelos constitutivos, elementos estructurales, métodos de análisis, y robustez, permitiendo resolver problemas complejos de equilibrio estático o dinámico. Para más detalles sobre las capacidades OpenSees[®] ver Mazzoni et al. (2006).

5.1.1. Definición de la Geometría

El túnel BL01 se modeló usando simetría de deformaciones planas (2D) y el modelo constitutivo *PressureDependMultiYield* (Yang & Elgamal, 2003) para la arena. La malla de elementos finitos fue creada en el software AutoMesh2D (Ma et al., 2011), resultando en 1328 nodos, 1238 elementos cuadriláteros de tamaño máximo $\Delta l = 1.0$ m para modelar el suelo, y 40 elementos viga-columna para modelar la sección transversal del túnel. La malla de elementos finitos se observa en la Figura 5.1.

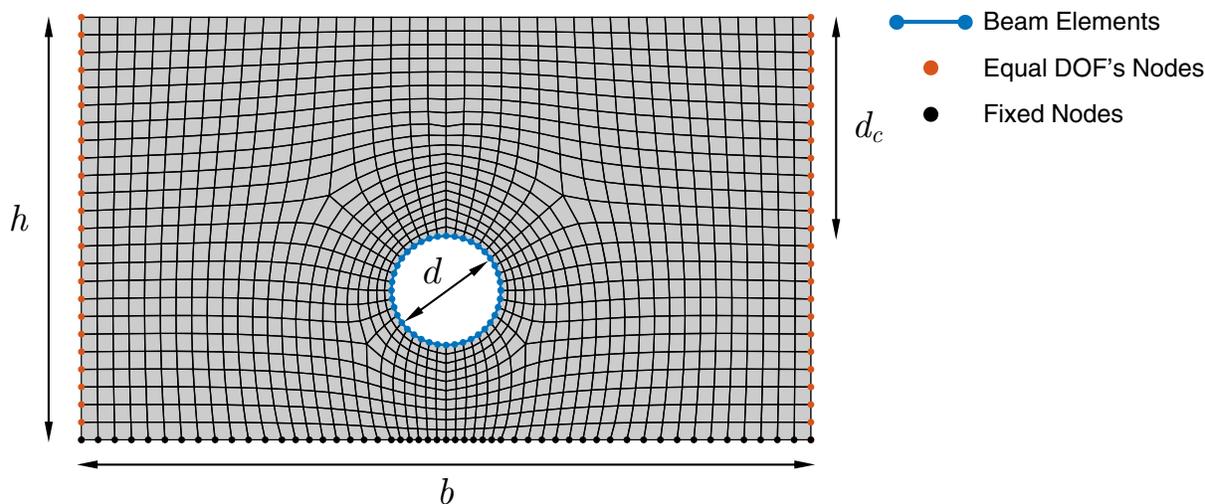


Figura 5.1. Malla de elementos finitos del modelo BL01 ($D_r = 75\%$); $h = 23.2$ m, $b = 40$ m, $d_c = 12$ m y $d = 6$ m

Kuhlemeyer & Lysmer (1973) recomiendan que el tamaño máximo de los elementos de suelo sea $\Delta l \leq \Lambda/8$, en donde $\Lambda = V_S/f_{\max}$ es la longitud de onda asociada a la frecuencia más alta del input de aceleración y V_S es la velocidad de propagación de las ondas de corte en el medio.

Para un depósito de suelo con un V_{S30} promedio de 300 m/s (e.g., Túnel BL01) el tamaño máximo de los elementos finitos es $\Delta l = 1.1$ m, lo cual permite simular la propagación de ondas de corte de hasta 35 Hz. En consecuencia, el valor de $\Delta l = 1.0$ m es adecuado para representar el contenido de frecuencias de movimientos sísmicos reales y de los movimientos de centrífuga usados en la etapa de validación. A modo de ejemplo, la Figura 5.2 muestra el contenido de frecuencia de los sismos seleccionados para la etapa de análisis dinámico (Capítulo 6) y de los movimientos centrífuga EQ1-EQ4 en escala de prototipo. Se observa que en todos los registros el contenido de frecuencias está contenido entre 0.1 y 20 Hz.

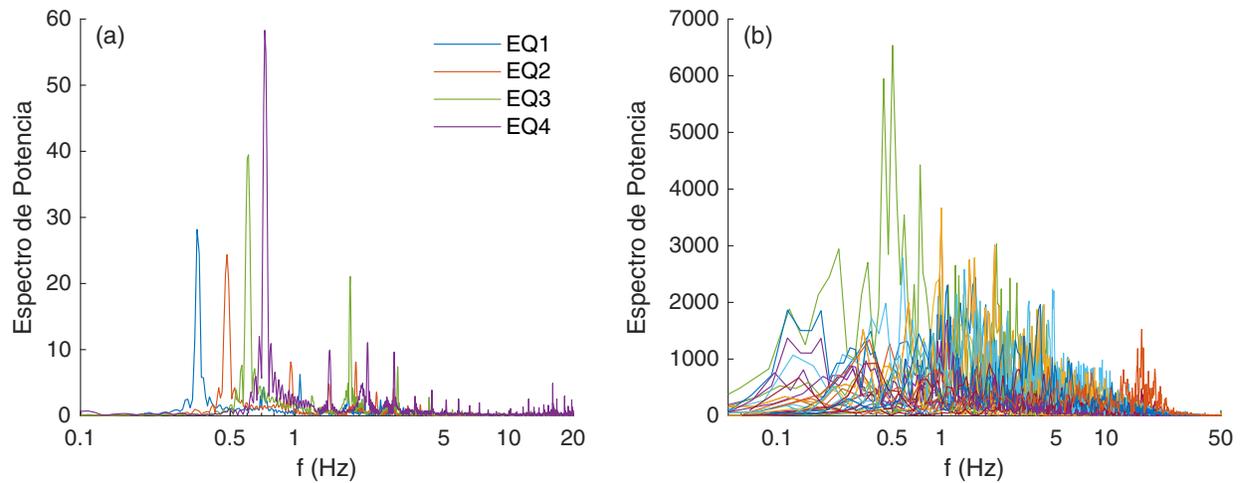


Figura 5.2. (a) Espectro de Fourier de los registros de centrífuga EQ1 a EQ4, y (b) espectro de Fourier de 30 registros sísmicos usados para el análisis dinámico

5.1.2. Modelamiento del Túnel

El túnel se modeló con 40 elementos lineales elásticos tipo *elasticBeamColumn*, el cual posee tres grados de libertad por nodo. Por simplicidad, en esta etapa se modeló la interacción suelo-túnel en su condición *no-slip* (i.e., no existe desplazamiento relativo entre el suelo y el túnel), por lo tanto, los elementos viga comparten sus nodos con los elementos de suelo que rodean al túnel. Las propiedades del elemento *elasticBeamColumn* se resumen en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1. Propiedades de los elementos tipo *elasticBeamColumn*

Parámetro	Descripción	Valor
A	Área sección transversal	0.3 m ² /m
I	Momento de inercia	0.0022 m ⁴ /m
E	Módulo de elasticidad (Thomas, 2018)	30 GPa
M	Masa por unidad de longitud	0.7 ton/m

5.1.3. Condiciones de Borde y Condiciones Iniciales

Para simular las condiciones de campo libre en los extremos del modelo (i.e., lejos del túnel), se impuso la restricción de igual desplazamiento horizontal e igual desplazamiento vertical entre los pares de nodos de borde que comparten la misma elevación (i.e., opción ‘equal-DOF’ en OpenSees[®]), mientras que en los nodos de la base se restringió el desplazamiento en ambas direcciones (i.e., opción ‘fix’).

El estado tensional inicial en los elementos de suelo y el túnel se obtuvieron de manera simplificada mediante una descarga estática y materiales en rango lineal elástico. Una vez alcanzado el equilibrio, se activó el comportamiento no-lineal de los elementos de suelo. Este procedimiento simplificado obedece a dos factores: (1) los modelos planos imponen limitaciones para incorporar la secuencia constructiva del túnel (e.g., excavación en etapas, instalación de mallas y *shotcrete*, etc.); y (2) no se considera la variación de las propiedades del hormigón en el tiempo. Si bien esta simplificación no permite reproducir correctamente las tensiones estáticas in-situ, en un posterior análisis dinámico es posible cuantificar los incrementos de tensión y deformación en los elementos del sistema.

5.1.4. Análisis Dinámico

La respuesta del depósito de suelo y el túnel debido a una aceleración en la base (opción ‘uniform excitation pattern’) se obtuvo de un análisis tiempo-historia no-lineal implementado en OpenSees[®]. La ecuación de movimiento se resolvió usando el método de Newmark con aceleración constante ($\gamma = 0.5$ y $\beta = 0.25$) y un intervalo de tiempo $\Delta t = 0.001$ s para asegurar la convergencia del modelo constitutivo usado en los elementos de suelo.

Adicionalmente a la energía disipada por los ciclos de histéresis, se consideró un amortiguamiento de Raleigh de $\xi_{\min} = 2\%$ en la frecuencia fundamental del depósito $f_{\min} = 3.2$ Hz. Este amortiguamiento proporciona estabilidad numérica, disipación de energía en el rango de pequeñas deformaciones y atenúa la respuesta en las altas frecuencias.

5.2. Selección y Validación de los Parámetros Geotécnicos del Depósito de Suelo

El comportamiento histerético del suelo se representó mediante el modelo constitutivo *PressureDependMultiYield* (PDMY), el cual simula la plasticidad del suelo usando el concepto *multi-surface*. Según este concepto, el esfuerzo de corte τ asociado a una deformación γ varía según la presión de confinamiento p' de acuerdo a la Ecuación (5.1), en donde γ_r es la deformación asociada a un 50% de reducción del módulo de corte, $G = G_r(p'/p'_r)^d$ es el módulo de corte a una presión de confinamiento p' , $p'_r = 100$ kPa es la presión de referencia y d es un coeficiente adimensional con valores típicos entre 0.4-0.6.

$$\tau = \frac{G\gamma}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r} \left(\frac{p'}{p'_r}\right)^d} \quad (5.1)$$

El modelo PDMY adopta el criterio de falla de Drucker-Prager, de tal forma que el esfuerzo de corte máximo τ_f a una presión de confinamiento p' está dado por la Ecuación (5.2). Esta relación tensión-deformación se presenta en la Figura 5.3.

$$\tau_f = \frac{2\sqrt{2} \sin \phi}{3 - \sin \phi} p' \quad (5.2)$$

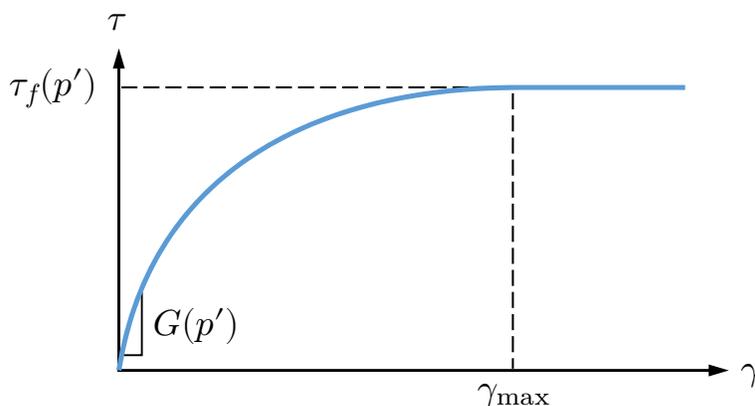


Figura 5.3. Relación tensión-deformación del modelo PDMY

El modelo constitutivo PDMY posee 12 coeficientes, los cuales definen la forma y amplitud de los ciclos de histéresis. Los parámetros de la arena LBS utilizados en las siguientes secciones se resumen en la Tabla 5.2. De estos parámetros, los valores de G_r , B_r , ρ , ϕ_c , y e_0 se obtuvieron de la caracterización geotécnica de [Visone & Santucci de Magistris \(2009\)](#). Para el resto de parámetros se adoptaron las recomendaciones de [Yang & Elgamal \(2003\)](#) para arenas densas.

Tabla 5.2. Parámetros del modelo *PressureDependMultiYield* para la LBS

Descripción	Parámetro	Unidad
Densidad	$\rho = 1.55$	ton/m ³
Módulo de corte de referencia	$G_r = 143$	MPa
Módulo de bulk de referencia	$B_r = 310$	MPa
Ángulo de fricción	$\phi_c = 32$	deg
Deformación de corte máxima	$\gamma_{max} = 0.1$	
Presión de confinamiento de referencia	$p'_r = 100$	kPa
Exponente módulo de corte	$d = 0.5$	
Ángulo de fase	$\phi_{PT} = 27$	deg
Contracción	$ct = 0.05$	
Dilatación 1	$di_1 = 0.6$	
Dilatación 2	$di_2 = 3$	
Índice de vacíos	$e_0 = 0.71$	

5.2.1. Respuesta de un Elemento a Corte Simple

Como parte de la validación de los parámetros del suelo, se evaluó la respuesta histerética del suelo sometido a ciclos de deformación variable, como se observa en la Figura 5.4. Este análisis permitió verificar que la selección de parámetros del modelo PDMY reproducen las curvas de degradación de rigidez y amortiguamiento características de arenas similares. Se observa en la Figura 5.5(a) y 5.5(b) que el módulo de corte y amortiguamiento son consistentes con los resultados obtenidos en el ensayo de columna resonante (RCTS) y con las relaciones empíricas de Seed & Idriss (1970) y Darendeli (2001) para arenas densas.

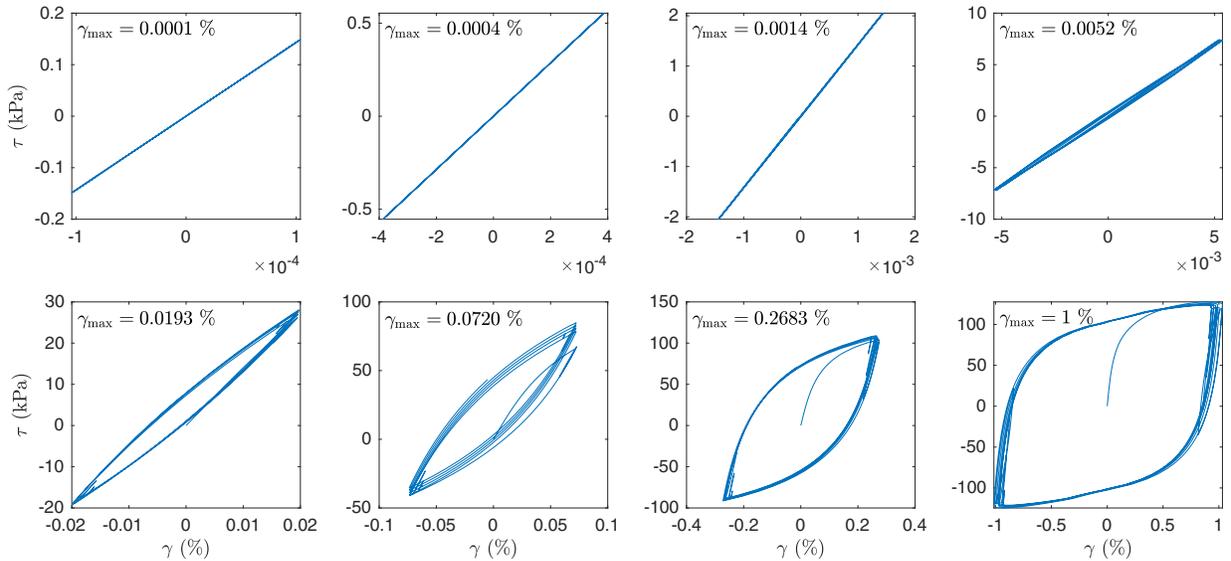


Figura 5.4. Ciclos de histéresis de un elemento de suelo sometido a corte simple para distintos valores de γ_{max}

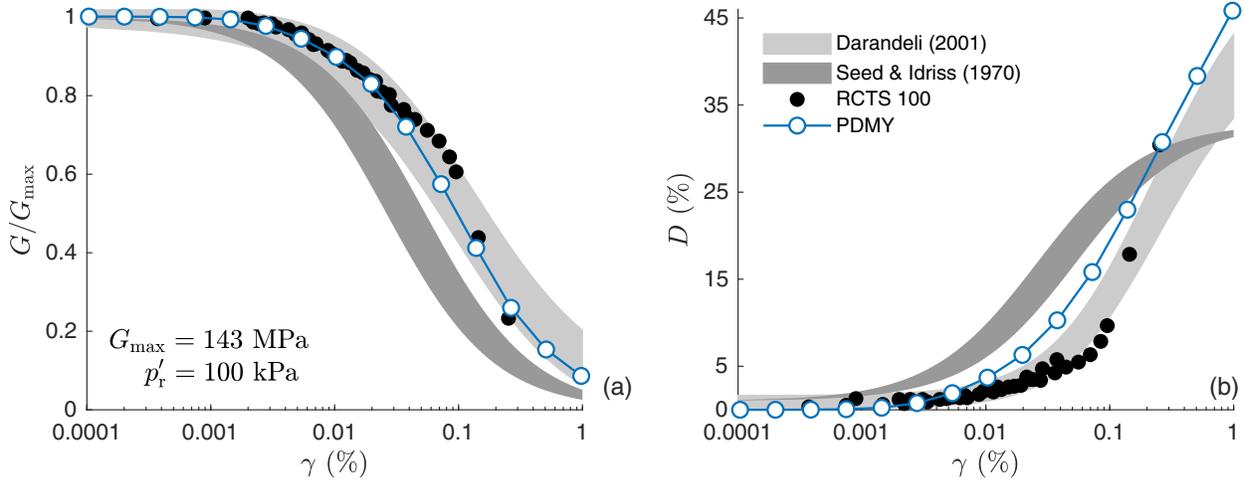


Figura 5.5. (a) Curva de degradación de rigidez vs deformación, y (b) curva de amortiguamiento vs deformación

Para generar los ciclos histeréticos y las curvas de degradación de rigidez y amortiguamiento indicados en la Figura 5.5, se impusieron ciclos de deformación a un elemento de suelo, procedimiento conocido como *Single Element Test*. Dado que OpenSees[®] sólo permite imponer historias de fuerzas o aceleraciones, fue necesario implementar un método de cargas cíclicas con control de deformaciones. Más detalles de esta metodología en el Anexo A.

5.2.2. Respuesta en Campo Libre

Para validar la capacidad del modelo numérico de reproducir correctamente el comportamiento de un depósito de suelo en campo libre, se comparó la respuesta de una columna de suelo de profundidad $h = 23.2$ m sometido al sismo de Kobe (RSN1104) escalado a $PGA_{\text{rock}} = 0.11$ g y 0.05 g con la respuesta de un modelo lineal equivalente obtenida de forma independiente con Shake 91[®] (Schnabel et al., 1992). Los parámetros usados en el modelo PDMY corresponden a los de la Tabla 5.2, mientras que para Shake 91[®], las curvas de G/G_{max} y amortiguamiento utilizadas fueron obtenidas de Darandeli (2001), y el semi espacio elástico correspondió a una roca con $V_{S30} = 762$ m/s y $\gamma = 22.306$ kN/m³ (Martin & Dobry, 1994).

Como se observa en la Figura 5.6(a), el espectro de pseudo aceleración ($\xi = 5\%$) en superficie calculado en OpenSees[®] reproduce correctamente el espectro en superficie calculado con Shake 91[®]; ambas soluciones coinciden en el PGA del suelo y en la forma espectral, y en especial, en la pseudo aceleración correspondiente al periodo fundamental del depósito de suelo, $T_0 \approx 0.3$ s ($\sim 4H/V_S$). Del mismo modo, se observa una excelente comparación de la historia de aceleraciones en superficie e intensidad de Arias (Arias, 1970). Este ejercicio de validación permitió comprobar que los parámetros de rigidez y amortiguamiento para la arena LBS han sido definidos correctamente.

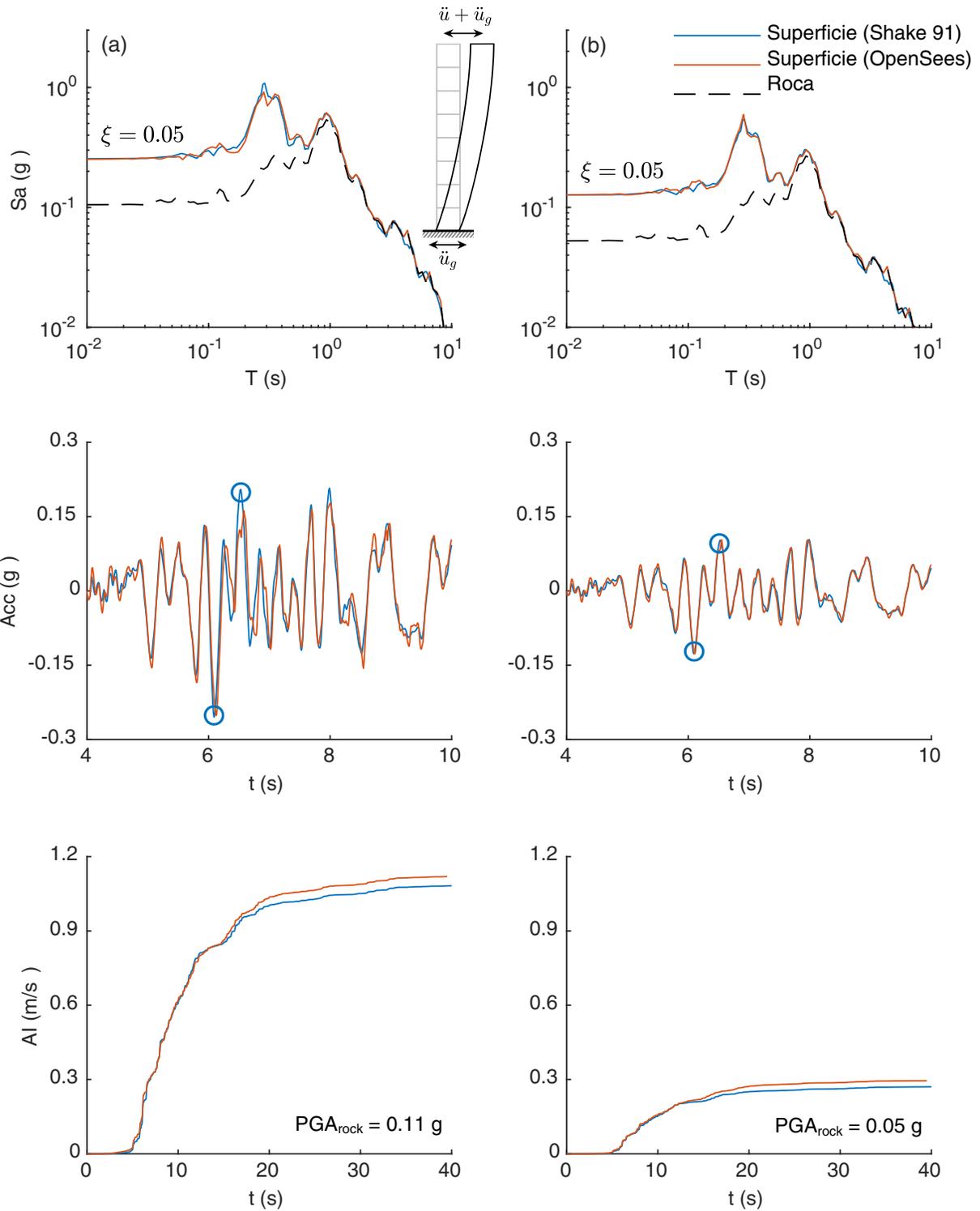


Figura 5.6. (a) Columna izquierda: Comparación del espectro de respuesta $\xi = 5\%$, historia de aceleraciones e intensidad de Arias en superficie, para el registro de Kobe (RSN1104) escalado a $PGA_{rock} = 0.11\text{ g}$; (b) Columna derecha: Comparación del espectro de respuesta $\xi = 5\%$, historia de aceleraciones e intensidad de Arias en superficie, para el registro de Kobe (RSN1104) escalado a $PGA_{rock} = 0.05\text{ g}$

Para sismos de gran intensidad, el análisis lineal equivalente tipo Shake 91[®] presenta ‘resonancias ficticias’ que sobreestiman la respuesta en superficie a ciertas frecuencias (Kramer, 2019), como se observa en el espectro de respuesta e historial de aceleraciones de la Figura 5.6(a), es por esto que adicionalmente se comparó la respuesta con un sismo de menor intensidad para disminuir el efecto de dichas resonancias. La Figura 5.6(b) muestra una mejor comparación de los espectros de respuesta e historial de aceleraciones en superficie respecto a la Figura 5.6(a), donde la intensidad del movimiento era mayor. Por otro lado, para el sismo de mayor intensidad se logró una mejor comparación de la intensidad de Arias respecto al sismo de menor intensidad.

5.3. Comparación de la Respuesta del Modelo Numérico con Ensayos Centrífuga

Para validar la capacidad del modelo de reproducir numéricamente la respuesta sísmica de un túnel en arena seca, se comparó la respuesta del modelo BL01 con los datos experimentales de la centrífuga geotécnica reportados por Lanzano et al. (2012) para el túnel T3. Todas las comparaciones entre modelo numérico y experimental están en escala de prototipo.

Como el objetivo de este ejercicio es reproducir los resultados de la centrífuga, se utilizó el módulo de corte $G(p')$ inferido por Lanzano et al. (2014) a partir del registro EQ1. El perfil de $G(p')$ resultante corresponde a la curva inferior de la Figura 5.7; estos valores son significativamente menores a los valores medidos en ensayos triaxiales y ensayos cíclicos de columna resonante (TS), indicados en la curva superior de la Figura 5.7. Asimismo, el modelo numérico en OpenSees[®] usa un arena de densidad $\gamma = 15.5 \text{ kN/m}^3$, según las mediciones de Lanzano et al. (2014) para una densidad relativa $D_r = 75\%$. El resto de parámetros indicados en la Tabla 5.2 no fueron modificados. Además, para representar correctamente el modelo de túnel utilizado en la centrífuga, se consideró un túnel en escala de prototipo de 0.06 m de espesor con un módulo de elasticidad de 20 GPa, sólo para este ejercicio. Para los Capítulos 6 y 7 se consideran las propiedades y geometría especificadas en el Capítulo 4.

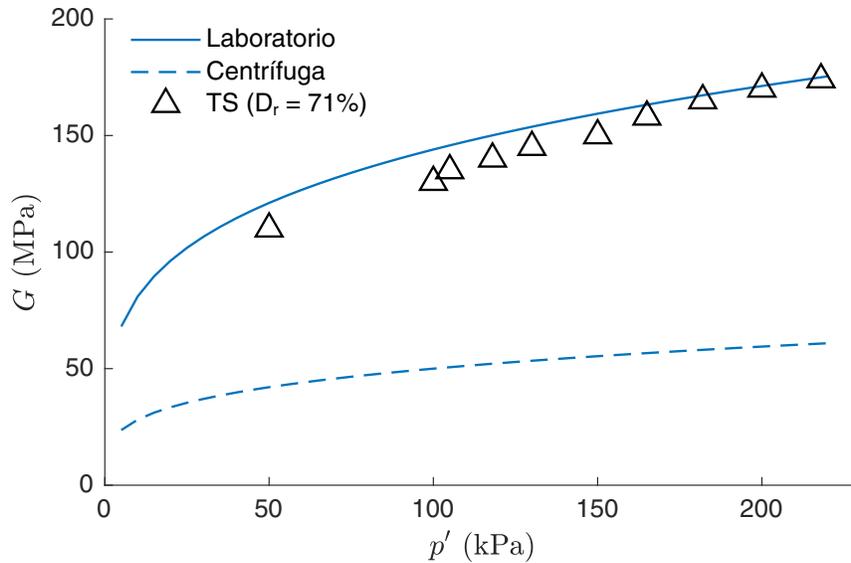


Figura 5.7. Módulo de corte $G(p')$ medido en laboratorio e inferido a partir de registro EQ1. Adaptado de Lanzano et al. (2014)

La Figura 5.8(a) muestra los sismos EQ1, EQ2, EQ3 y EQ4 medidos en la base de la centrífuga (Acelerómetro A13), los cuales fueron usados como input de aceleración en el modelo numérico. Estos sismos corresponden a señales pseudo armónicas con amplitudes entre 0.05 g y 0.15 g y frecuencias entre 0.375 Hz y 0.75 Hz en escala de prototipo. Para verificar la respuesta del modelo numérico se compararon las señales de aceleración en ocho puntos de control: cuatro acelerómetros en el eje C-C' (A1, A4, A6, y A8) y cuatro acelerómetros en el eje D-D' (A9, A14, A7, A5), como se indica en la Figura 5.8(b). Notar que la presencia del túnel tiene una marcada influencia en todo el depósito de suelo, y que este efecto disminuye con la distancia al eje central. Sin embargo, se debe tener presente que la respuesta del túnel en el eje D-D' es solo una aproximación a la respuesta en campo libre.

Los resultados muestran que el modelo numérico reproduce correctamente la respuesta del depósito para todos los sismos, tanto en el eje central C-C' como en el eje D-D'. Por ejemplo, las Figuras 5.9 y 5.10 muestran la respuesta del depósito a EQ4 en una ventana de 20 s, en donde se observa que el modelo numérico reproduce correctamente la amplitud y el contenido de frecuencias medidas en la centrífuga, tanto en superficie como a distintos niveles de profundidad.

Asimismo, los espectros de respuesta ($\xi = 5\%$) calculados se ajustan en amplitud y forma a los datos de centrífuga para el rango de periodos entre 0.01 s y 10 s, especialmente sobre la bóveda del túnel y cerca de la superficie libre, en donde el error en PGA varía entre 6% y 15%. Similares resultados se obtuvieron para los sismos de menor intensidad EQ1, EQ2, y EQ3; ver comparación de estos análisis en el [Anexo B](#). Sin embargo, bajo la contra bóveda (puntos de control A1, A4 y A5) el modelo numérico subestima las aceleraciones medidas en la centrífuga. Aparentemente, el modelo físico pareciera responder a la señal de input dada por el acelerómetro A1 y no por el acelerómetro A13, ya que las aceleraciones máximas bajo la contra bóveda subestiman las aceleraciones medidas, como se observa en la [Figura 5.11](#).

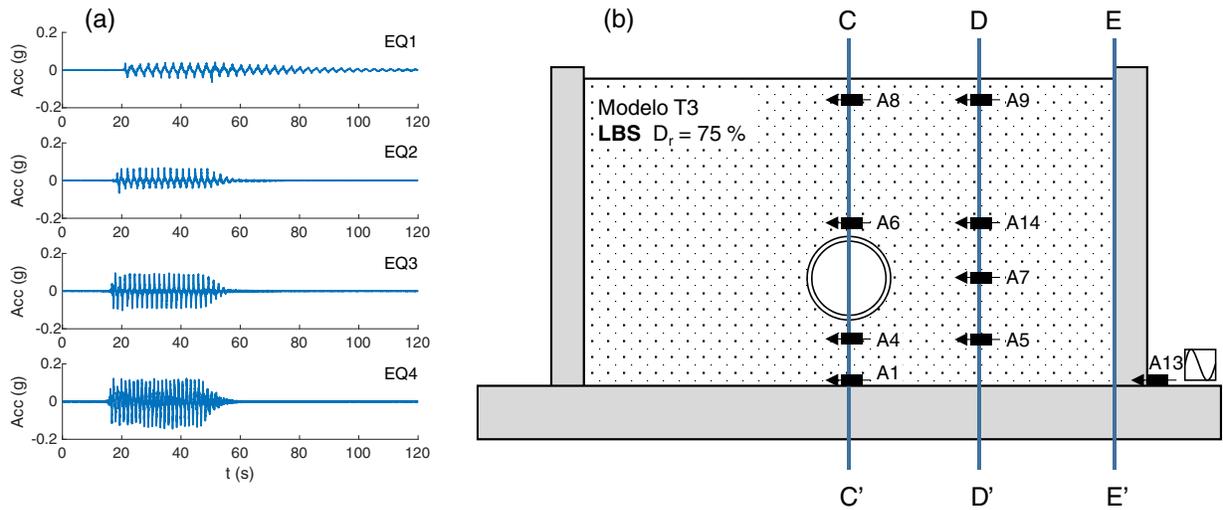


Figura 5.8. (a) Input medido en el acelerómetro A13 en escala de prototipo y (b) distribución de los puntos de control en el modelo T3. Adaptado de [Lanzano et al. \(2012\)](#)

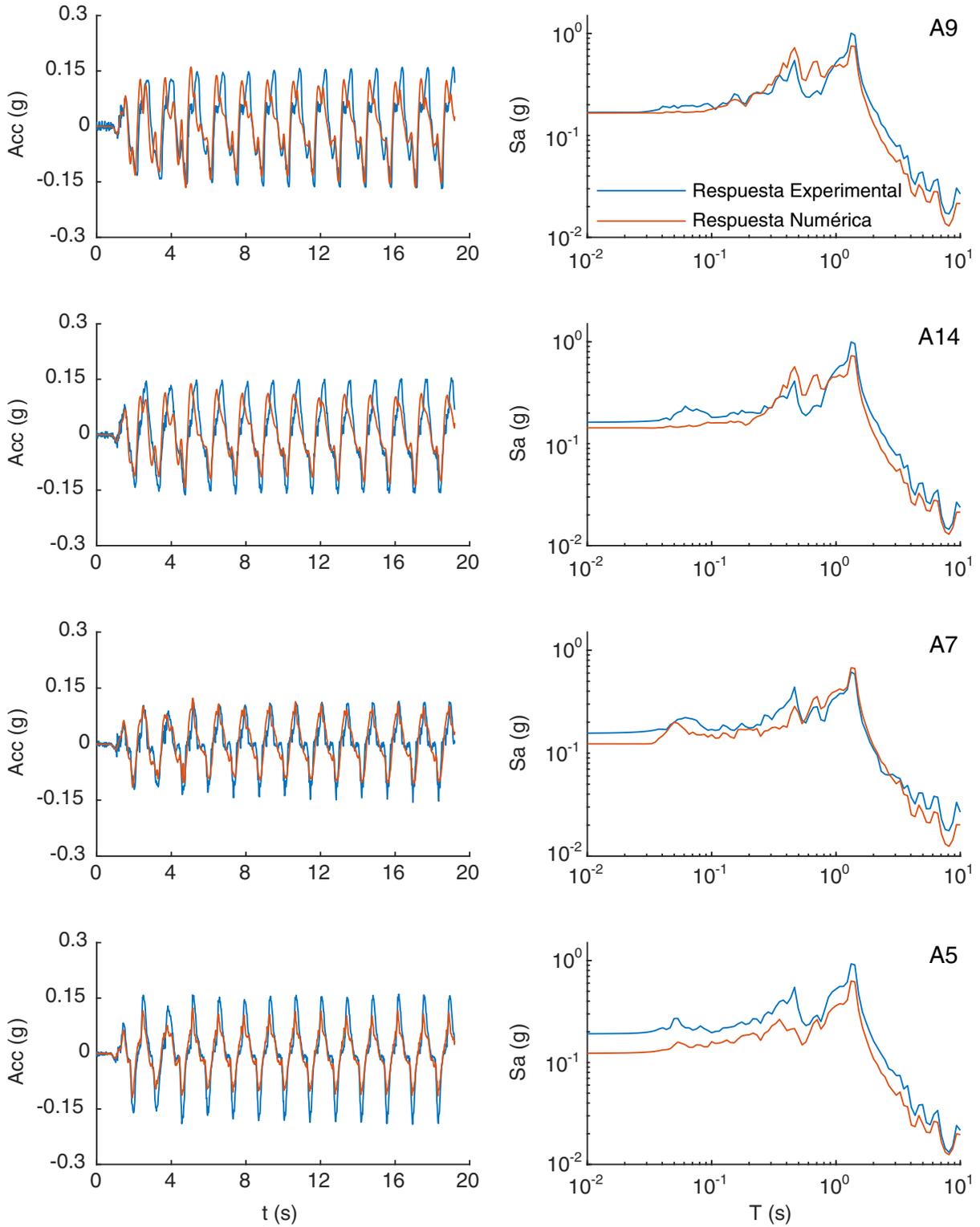


Figura 5.9. Comparación de historia de aceleraciones (columna izquierda) y espectros de respuesta $\xi = 5\%$ (columna derecha) en el eje D-D' para el registro EQ4 a distintas profundidades

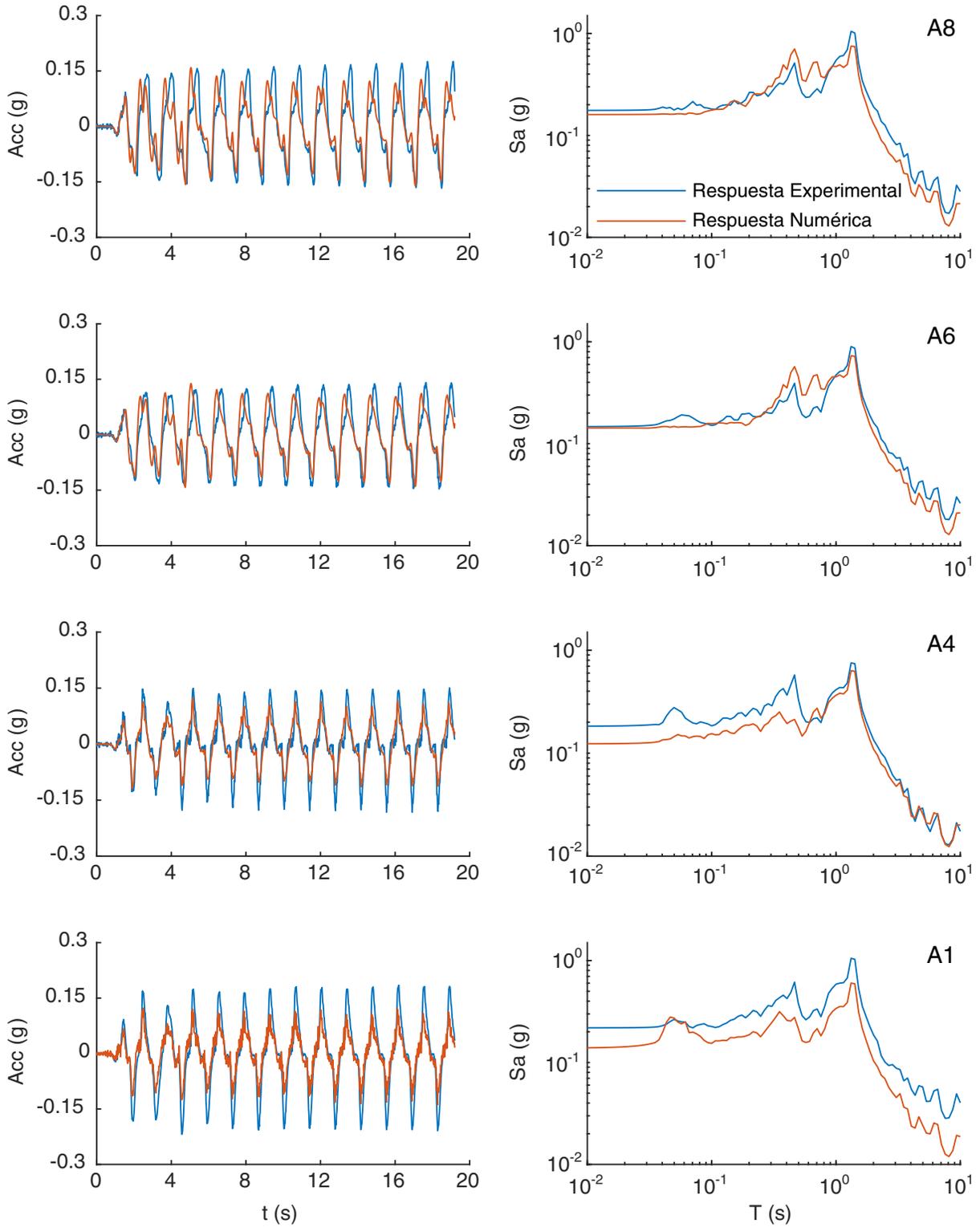


Figura 5.10. Comparación de historia de aceleraciones (columna izquierda) y espectros de respuesta $\xi = 5\%$ (columna derecha) en el eje C-C' para el registro EQ4 a distintas profundidades

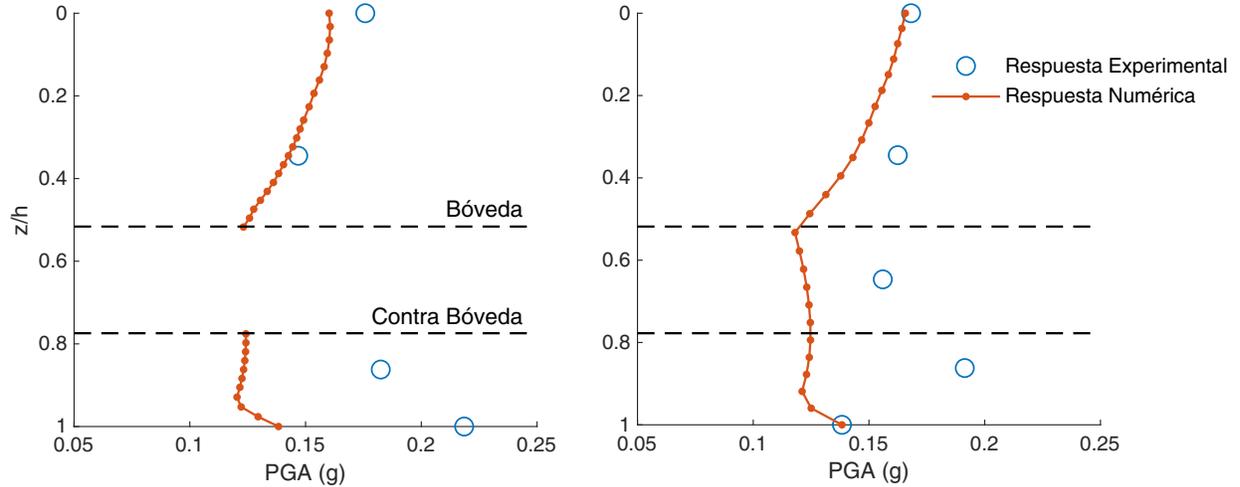


Figura 5.11. Aceleraciones máximas del depósito de suelo en los ejes (a) C-C' y (b) D-D' para el registro EQ4

Adicionalmente, se compararon las historias de momento flector y esfuerzo axial calculados el túnel con los esfuerzos internos inferidos a partir de *strain gauges*. Los resultados se presentan en las Figuras 5.12 y 5.13, respectivamente, en términos del incremento del esfuerzo interno respecto de la condición estática, tal que $\Delta M = M(t) - M(0)$ y $\Delta N = N(t) - N(0)$.

Notar que el modelo numérico no predice correctamente los esfuerzos internos medidos en el túnel, resultado similar al obtenido por los equipos que participaron en el RRTT (Billotta et al., 2014b). Estas diferencias se podrían atribuir a (i) deformaciones volumétricas del suelo que no son bien capturadas por el modelo numérico, (ii) las limitaciones propias de modelar la interacción suelo-estructura usando modelos de deformaciones planas y en condición *no-slip*, o incluso (iii) problemas en la instrumentación del modelo experimental y reducción de datos. Las verdaderas causas de estas diferencias requieren de una investigación más exhaustiva. Aun así, los resultados obtenidos son consistentes con las observaciones de Anderson (2008), quien afirma que la condición *no-slip* sobreestima los esfuerzos axiales y subestiman el momento flector en el túnel, como se observa en las Figuras 5.12 y 5.13. Similares resultados se obtuvieron para los sismos de menor intensidad EQ1, EQ2 y EQ3; ver figuras en Anexo B.

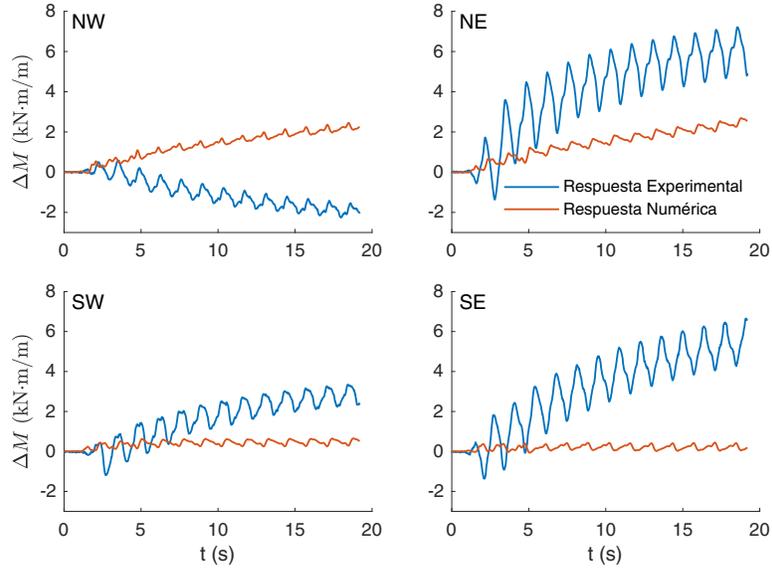
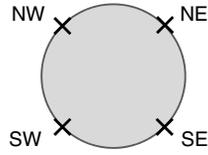


Figura 5.12. Historia de incrementos máximos de momento flector para el registro EQ4

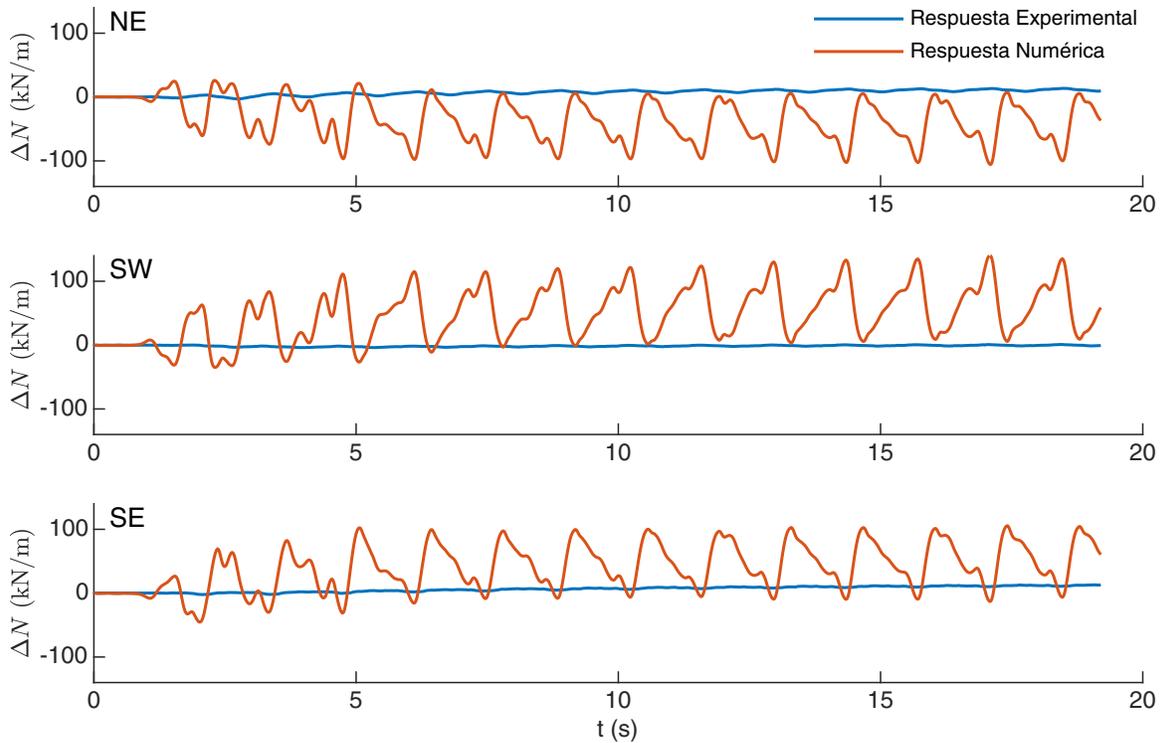


Figura 5.13. Historia de incrementos máximos de esfuerzo axial para el registro EQ4

6. RESPUESTA SÍSMICA DEL TÚNEL BL01

El modelo OpenSees[®] se usó para evaluar la respuesta del túnel BL01 dado un conjunto de registros sísmicos. En cada simulación, el análisis permite obtener la evolución temporal de parámetros de respuesta (e.g., historias de esfuerzos internos o deformaciones) y sus valores característicos o EDPs (*Engineering Demand Parameters*). En este estudio se evalúa la respuesta sísmica del túnel en términos de once parámetros de respuesta, los cuales se indican en la Tabla 6.1; estos incluyen esfuerzos internos en el túnel, el drift u ‘ovalación’, la deformación diametral, aceleraciones en el túnel y en la superficie libre, entre otros.

Debido a las limitaciones del modelo plano (*plain strain*) para simular el proceso constructivo y a la incertidumbre que persiste respecto de las tensiones iniciales en el sistema, cada EDP se definió relativo al estado final de la carga estática, es decir, se considera la variación de la respuesta respecto al estado de peso propio.

Tabla 6.1. Parámetros de respuesta (EDPs) en el túnel BL01

EDP	Unidad	Descripción
ΔN_{\max}	kN/m	Incremento de esfuerzo axial máximo en el túnel
ΔV_{\max}	kN/m	Incremento de esfuerzo de corte máximo en el túnel
$\Delta \phi_{\max}$	1/m	Incremento de curvatura máxima en el túnel
$(\Delta/d)_{\max}$	%	Drift horizontal máximo en el túnel
γ_{\max}	%	Deformación máxima de corte promedio del suelo al nivel del túnel en el eje E-E'
$\varepsilon_{d_{\max}}$	%	Deformación diametral máxima del túnel
A_1	g	PGA en la superficie del eje C-C'
A_2	g	PGA en la superficie del eje E-E'
A_3	g	Aceleración máxima horizontal en la bóveda del túnel
A_4	g	Aceleración máxima horizontal en la contra bóveda del túnel
δ_z	m	Deformación residual de la superficie en el eje C-C'

Para caracterizar la incertidumbre en la respuesta del túnel, el análisis consideró un total de 285 registros sísmicos, escalados a valores entre 0.32 y 85.2. El análisis fue realizado en un servidor facilitado por el proyecto FONDECYT 1170836 SIBER-RISK (Ubuntu Server 16.04.4, 128 GB RAM, 2 procesadores Intel Xeon E5-2660 v4 2.0GHz); el tiempo total de análisis fue de 14 días utilizando 10 subprocesos.

6.1. Amenaza y Registros Sísmicos

El análisis dinámico utilizó 285 registros de aceleración de sismos corticales obtenidos de la base de datos PEER NGA-West2. Estos registros fueron seleccionados y escalados usando la selección en base a escenarios o CSS (Arteta & Abrahamson, 2019). De este modo, la curva de amenaza para la medida de intensidad IM (e.g., PGA_{rock} , $Sa(T_0)$, PGV_{rock} , etc.) se puede reconstruida a partir de la Ecuación (6.1), en donde $rate_i$ es la tasa de ocurrencia del sismo i -ésimo, y N_e es el número de sismos. Una de las ventajas de este método por sobre el IDA es que las tasas de ocurrencia de un IM y de un EDP obtenido a partir del CSS son prácticamente idénticas (ver Ecuación 2.10).

$$\lambda_{IM}(im) = \sum_{i=1}^{N_e} rate_i \cdot H(IM - im) \quad (6.1)$$

En esta etapa del estudio se asumió que el túnel BL01 está ubicado en Oakland, CA, y que el depósito de suelo está apoyado en roca firme ($V_{S30} = 762$ m/s). Los espectros de respuesta ($\xi = 5\%$) de los 285 registros utilizados se muestran en la Figura 6.1(a), los cuales cubren un rango de PGA_{rock} entre 0.08 g y 4.92 g. Asimismo, la Figura 6.1(b) muestra las curvas de amenaza para PGA_{rock} , $Sa(T = 0.3$ s) y $Sa(T = 2$ s) reconstruidas usando la Ecuación (6.1), y las curvas de amenaza reportadas por el USGS-NSHM2014 (Petersen et al., 2015) para Oakland, CA. Notar que la metodología CSS reproduce adecuadamente las tres curvas de amenaza para periodos de retorno $T_r > 100$ años ($\lambda_{IM} < 10^{-2}$).

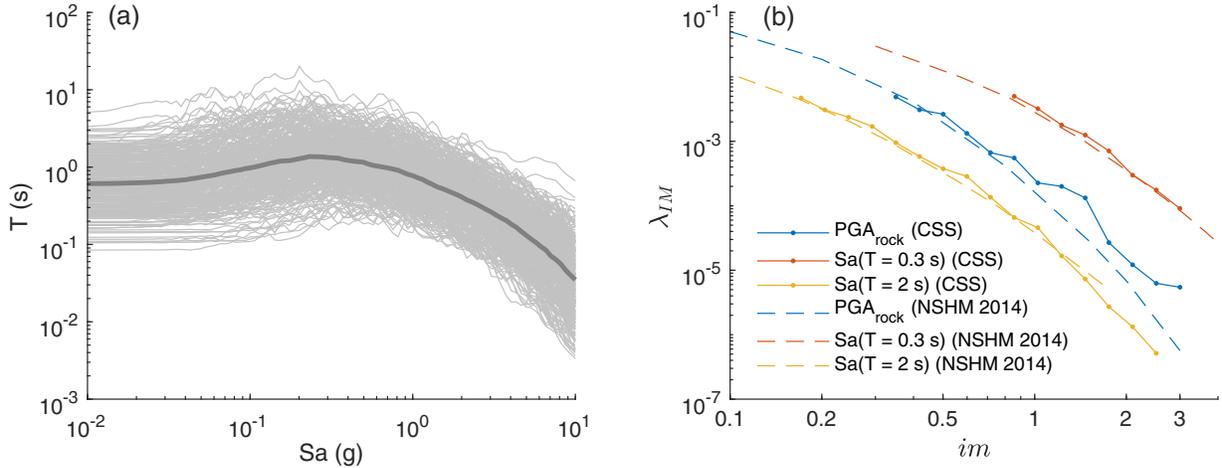


Figura 6.1. (a) Espectros de respuesta $\xi = 5\%$ de registros seleccionados; (b) Curvas de amenaza sísmica para Oakland, CA

6.2. Esfuerzos Interno en el Túnel

Los esfuerzos internos de flexión, esfuerzo de corte y esfuerzo axial calculados en el túnel se presentan en las Figuras 6.2, 6.3 y 6.4 en función de tres medidas de intensidad alternativas: PGA_{rock} , PGV_{rock} , y $Sa(T_0)$ (pseudo aceleración en el periodo fundamental del depósito de suelo). De estas figuras se concluye que los esfuerzos internos varían linealmente con las medidas de intensidad según la regresión de la Ecuación (6.2), donde im es el valor que adopta un IM, y a , b son los parámetros de la regresión.

Si bien no existe acuerdo respecto a la medida de intensidad más apropiada para caracterizar la respuesta de un túnel poco profundo (e.g., Hashash et al., 2001), estos resultados muestran que de las tres IM consideradas, el PGA_{rock} entrega los mayores valores de R^2 (coeficiente de determinación) en la regresión de los esfuerzos medios, como se observa en la Tabla 6.2.

$$\ln \overline{EDP} = a \ln im + b \quad (6.2)$$

Se calcularon los residuos normalizados para cada EDP según la Ecuación (6.3), en donde $\ln EDP$ y $\ln \overline{EDP}$ son la observación y valor medio de la regresión dado una medida de intensidad de valor im , respectivamente, y $\sigma_{\ln EDP}$ es la desviación estándar de los residuos (i.e., $\ln EDP - \ln \overline{EDP}$). Se aplicó la prueba de normalidad Kolmogorov-Smirnov (Fenton & Griffiths, 2008) con un nivel de significancia del 1% ($\alpha = 0.01$) a los residuos para evaluar la eficiencia de los distintos IMs. Esta prueba consiste en verificar la hipótesis nula (i.e., los datos provienen de una distribución normal estándar), de tal modo que un valor p mayor a α indica que los residuos tienen una distribución normal.

$$\varepsilon = \frac{\ln EDP - \ln \overline{EDP}}{\sigma_{\ln EDP}} \quad (6.3)$$

Como se observa en las Figuras 6.2, 6.3 y 6.4, la prueba de normalidad indica que PGA_{rock} genera residuos de distribución lognormal para los tres esfuerzos internos analizados. Aún cuando los valores p calculados no son siempre los mayores, se puede concluir que PGA_{rock} es un parámetro eficiente para evaluar la respuesta del túnel. De acuerdo con este análisis, en los siguientes subcapítulos se usará PGA_{rock} como parámetro para evaluar la respuesta del túnel y la posterior evaluación de riesgo en el Capítulo 7. Una búsqueda exhaustiva de las medidas de intensidad más adecuadas para túneles superficiales será tema de una investigación futura.

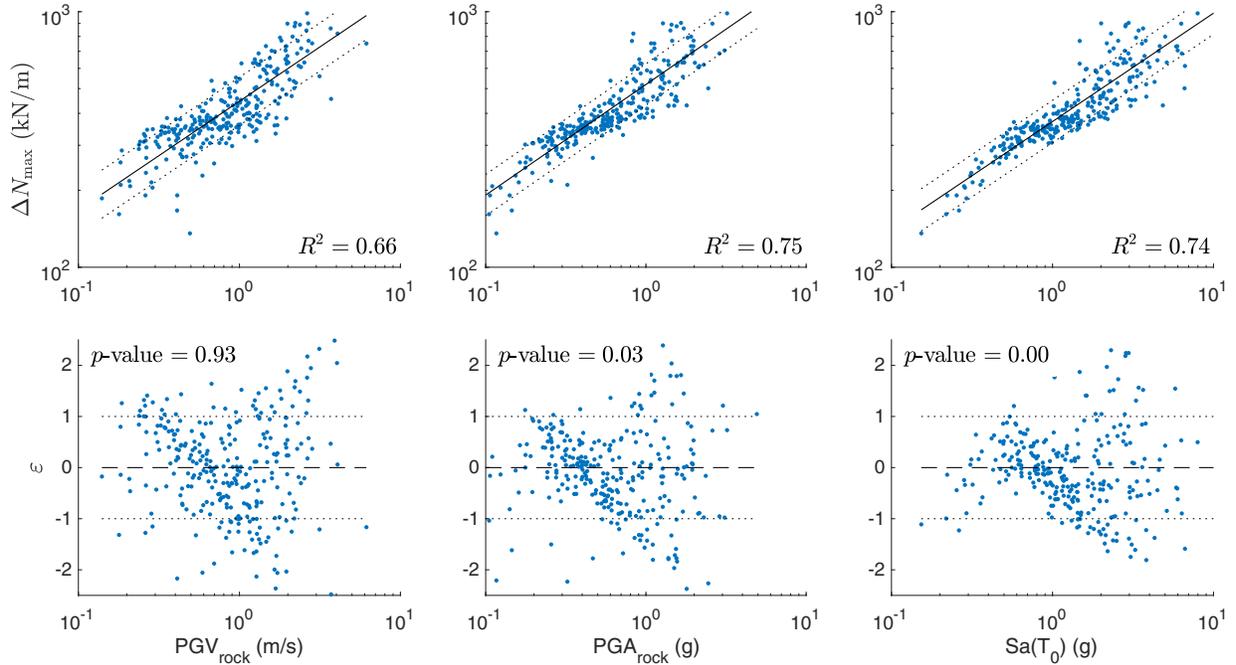


Figura 6.2. Incremento máximo del esfuerzo axial respecto a PGV_{rock} , PGA_{rock} y $Sa(T_0)$ y residuales de cada relación

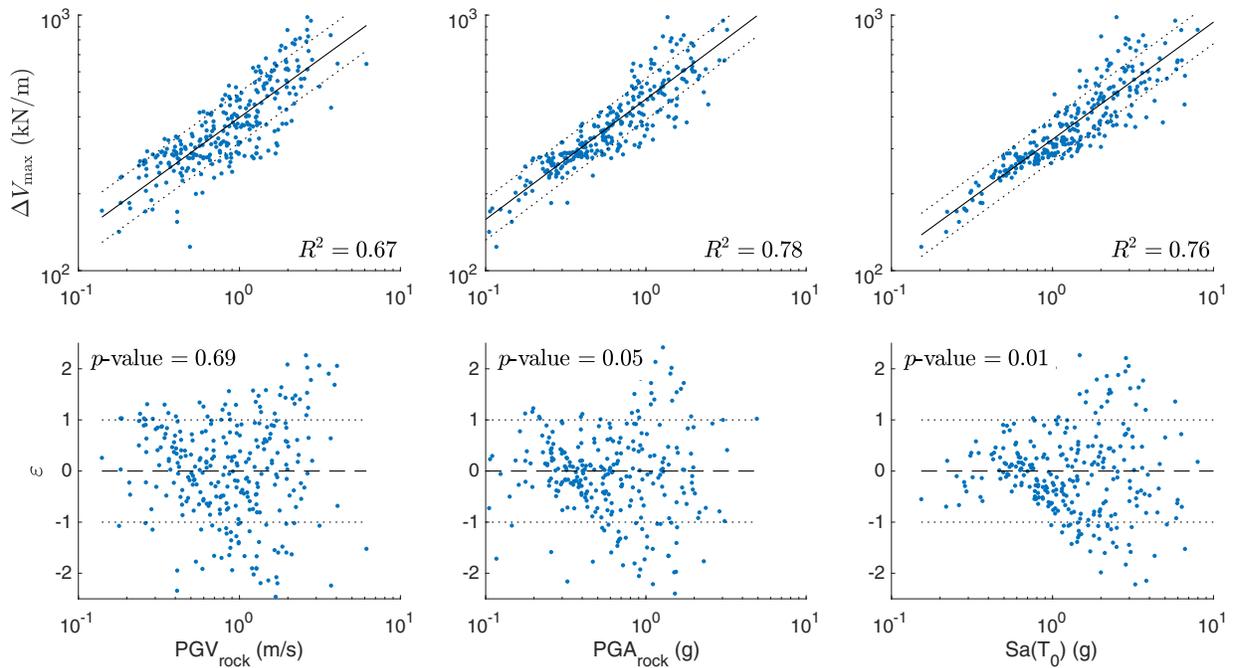


Figura 6.3. Incremento máximo del esfuerzo de corte respecto a PGV_{rock} , PGA_{rock} y $Sa(T_0)$ y residuales de cada relación

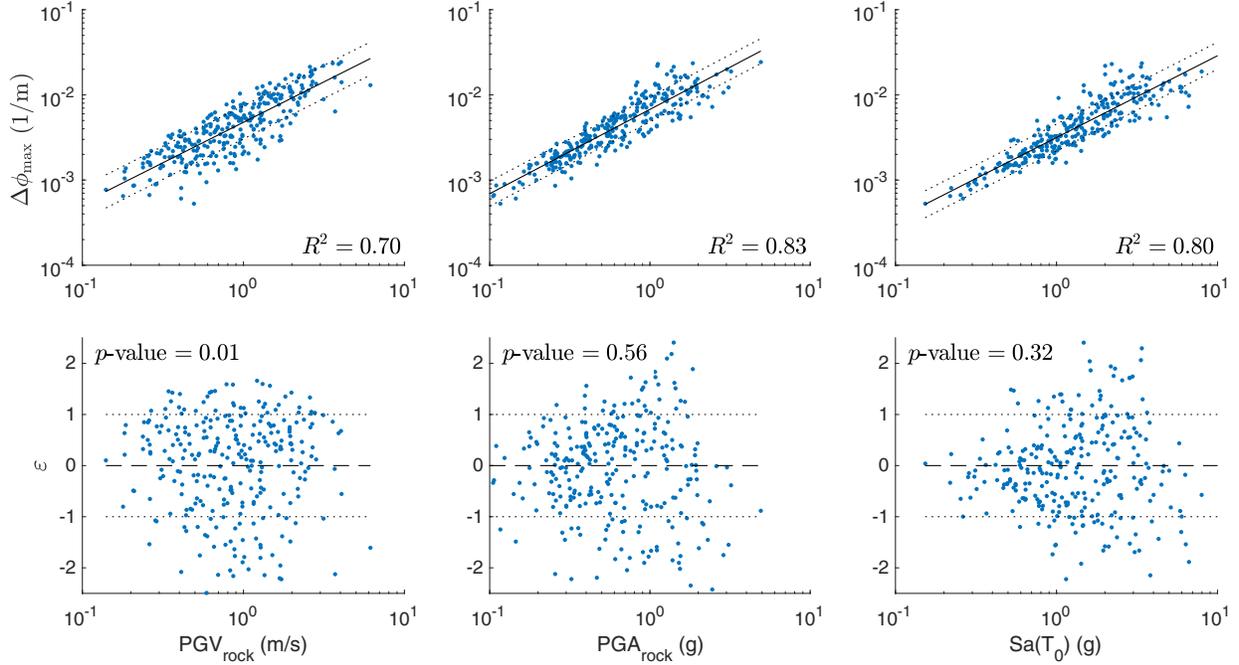


Figura 6.4. Incremento máximo de curvatura respecto a PGV_{rock} , PGA_{rock} y $Sa(T_0)$ y residuales de cada relación

Los esfuerzos axial y de flexión en el túnel calculados mediante elementos finitos se compararon a las soluciones analíticas de Wang (1993) y Penzien (2000) para un depósito de suelo lineal elástico en condición *no-slip* y dos sismos escalados a tres niveles de intensidad: Kobe (RSN1113, escalado a $PGA_{\text{rock}} = 0.12, 0.42, \text{ y } 0.57 \text{ g}$) y Loma Prieta (RSN0802, escalado a $PGA_{\text{rock}} = 0.26, 0.61, \text{ y } 1.96 \text{ g}$).

Tabla 6.2. Coeficiente de determinación R^2 del modelo de regresión entre los esfuerzos internos en el túnel y tres medidas de intensidad

Esfuerzo	Medida de Intensidad		
	PGV_{rock}	PGA_{rock}	$Sa(T_0)$
Axial	0.66	0.75	0.74
Corte	0.67	0.78	0.76
Curvatura	0.70	0.83	0.80

Los resultados de las Figuras 6.5 y 6.6 muestran que la distribución y amplitud del momento flector calculado en el túnel es consistente con la solución de Penzien (2000) para distintos niveles de intensidad. Por otro lado, el esfuerzo axial máximo calculado es similar al valor propuesto por Wang (1993) para intensidades bajas, y su distribución se aproxima a la solución de Penzien (2000) para intensidades altas. Resultados similares se presentan en el Anexo C para otros sismos.

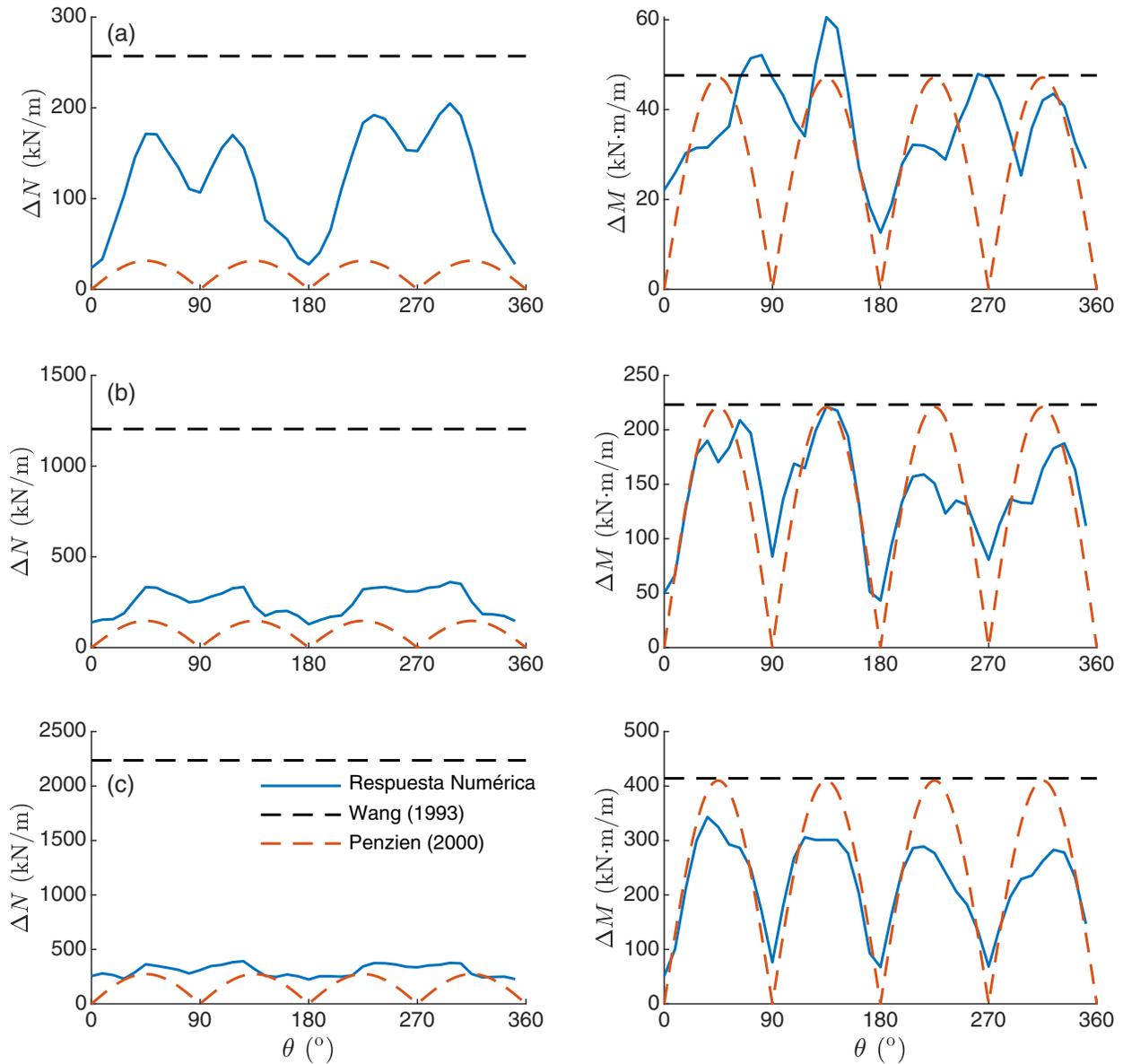


Figura 6.5. Comparación de la respuesta numérica del incremento de esfuerzo axial (izquierda) y momento flector (derecha) con las soluciones analíticas *no-slip* de Wang y Penzien para el registro sísmico de Kobe (RSN1113) escalado a (a) $PGA_{rock} = 0.12$ g, (b) $PGA_{rock} = 0.42$ g y (c) $PGA_{rock} = 0.57$ g

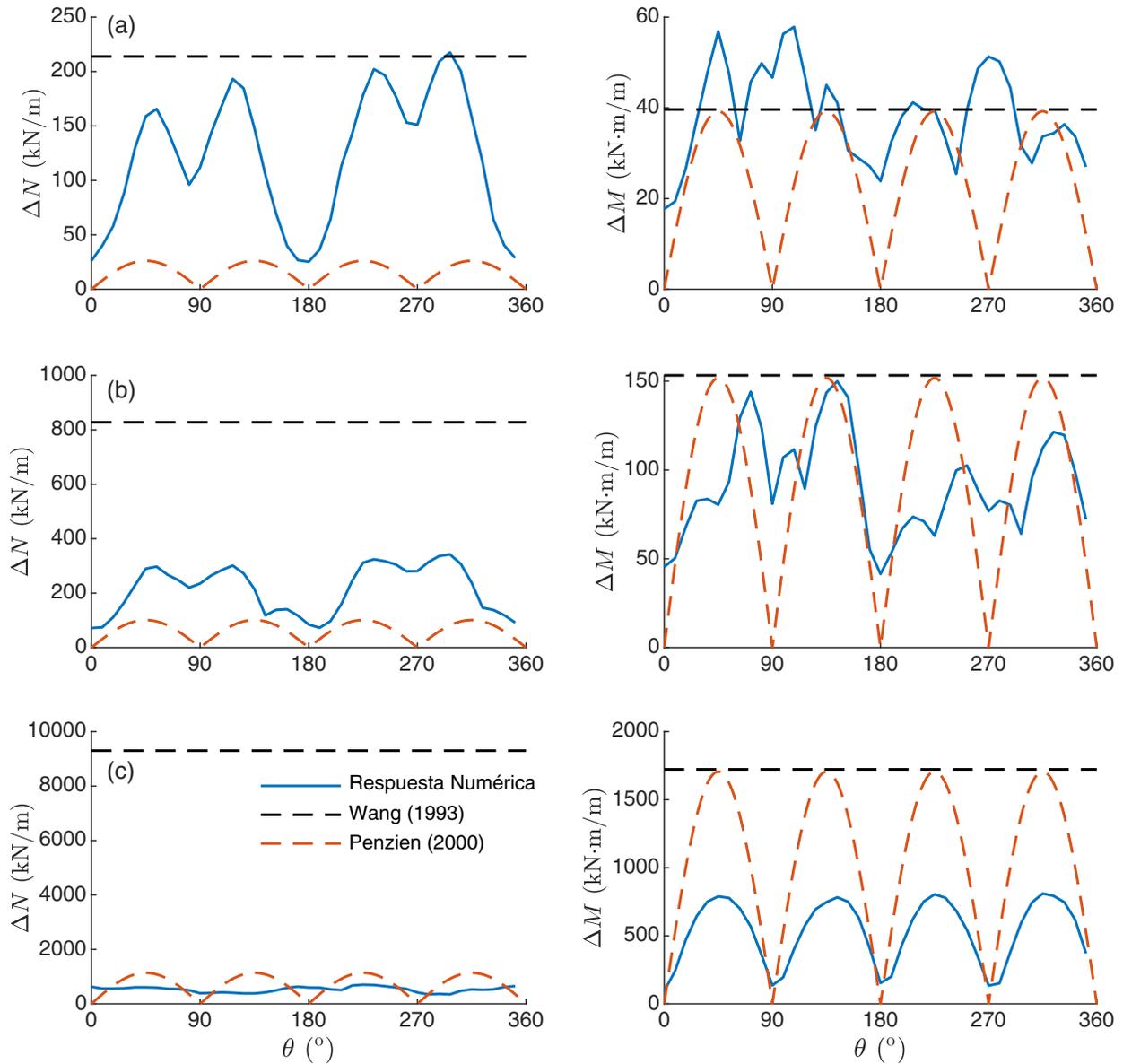


Figura 6.6. Comparación de la respuesta numérica del incremento de esfuerzo axial (izquierda) y momento flector (derecha) con las soluciones analíticas *no-slip* de Wang y Penzien para el registro sísmico de Loma Prieta (RSN0802) escalado a (a) $PGA_{rock} = 0.26$ g, (b) $PGA_{rock} = 0.61$ g y (c) $PGA_{rock} = 1.96$ g

6.3. Respuesta del Depósito de Suelo

Se analizó la respuesta del depósito de suelo mediante cuatro parámetros de respuesta: la deformación de corte promedio máxima γ_{\max} en el eje E-E' a una profundidad de 15 m, la deformación residual en superficie en el eje C-C', y las aceleraciones máximas en superficie A_1 y A_2 . En la Figura 6.7(a) se observa que la deformación máxima de corte varía linealmente con PGA_{rock} ($R^2 = 0.82$) según la Ecuación (6.2) y que la dispersión de γ_{\max} en torno a la media es $\sigma = 0.46$. Del mismo modo, los residuos de γ_{\max} (Figura 6.7b) siguen una distribución normal, con un valor p de 0.55 según la prueba de normalidad de Kolmogorov-Smirnov con un nivel de significancia $\alpha = 0.01$.

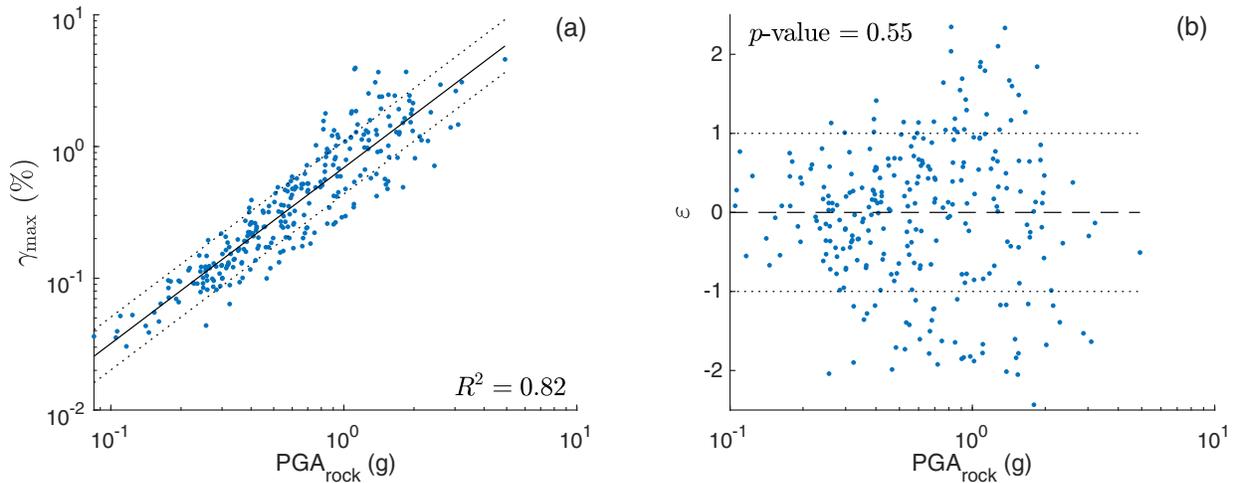


Figura 6.7. (a) Deformación máxima de corte γ_{\max} vs PGA_{rock} en el eje E-E' al nivel del túnel y (b) residuos de la regresión

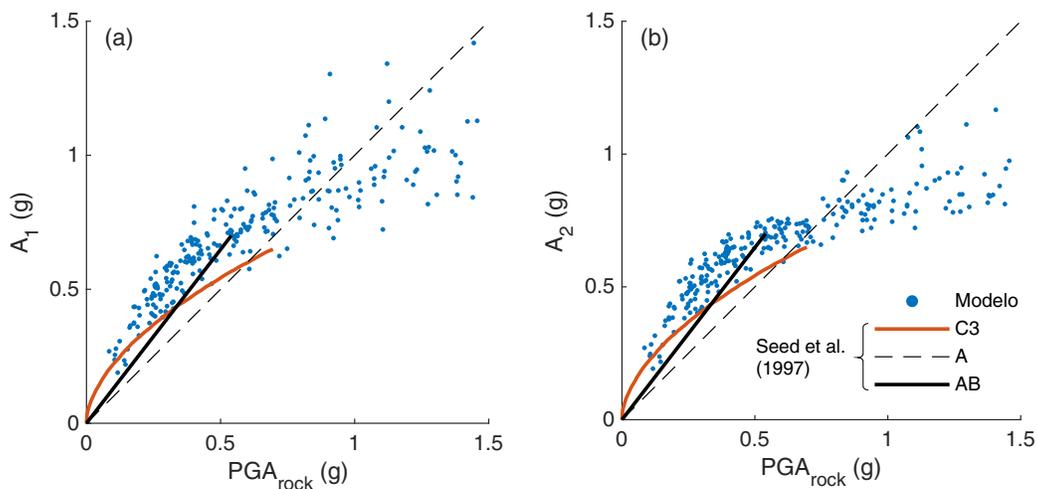


Figura 6.8. Relación entre PGA en superficie vs PGA_{rock} para los ejes (a) C-C' y (b) E-E'

La Figura 6.8 muestra la relación entre PGA_{rock} y PGA en la superficie de los ejes C-C' y E-E'. Se observa que el depósito de suelo amplifica las aceleraciones del input hasta $PGA_{\text{rock}} \approx 0.7$ g, y que atenúa el movimiento para valores mayores de PGA_{rock} . El comportamiento de este depósito en el rango $0 < PGA_{\text{rock}} < 0.7$ g es similar al de suelos tipo AB y C3 según la clasificación de sitios recomendada por Seed et al. (1997).

La deformación residual en la superficie del eje C-C' se presenta en la Figura 6.9. En la mayoría de los casos se observa que la superficie libre desciende (δ_z negativo), lo cual es el resultado de deformaciones volumétricas inducidas por corte. Sin embargo, la deformación residual en superficie es positiva (dilatación) para algunos sismos con $PGA_{\text{rock}} > 1$ g. Si bien es un fenómeno posible, no contamos con suficientes datos experimentales para validar este resultado. La respuesta volumétrica del suelo a grandes deformaciones de corte y las limitaciones del modelo PDMY serán motivo de una investigación futura.

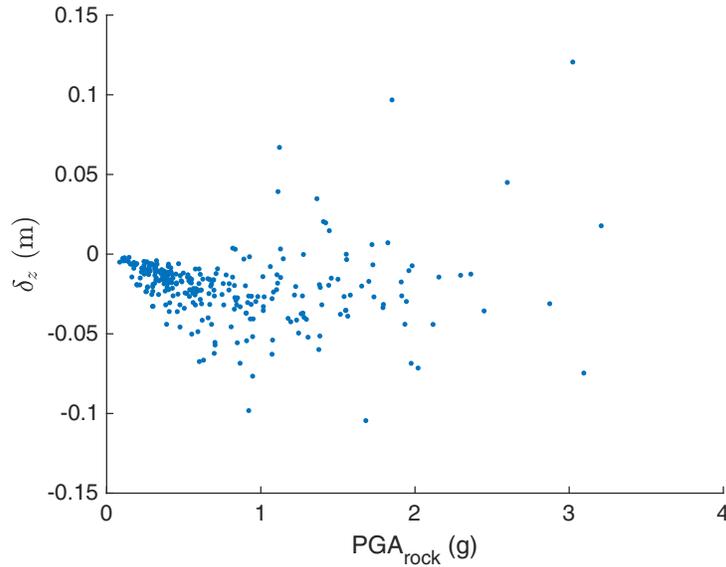


Figura 6.9. Deformación residual en la superficie del depósito de suelo en el eje C-C' vs PGA_{rock}

6.4. Respuesta del Túnel

La deformación diametral máxima se calculó como $\varepsilon_d = \max_{\theta} \left\{ \frac{d(\theta) - d}{d} \right\}$, en donde $d(\theta)$ es la separación instantánea calculada entre dos puntos diametralmente opuestos, e.g., r_1 y r_2 , orientados en un ángulo $\theta \in [0^\circ \ 180^\circ)$ respecto a la horizontal. Para calcular $d(\theta)$ se utilizó la Ecuación (6.4), en donde $dr_1(\theta)$ y $dr_2(\theta)$ son los incrementos de deformación en los puntos r_1 y r_2 , respectivamente.

$$d(\theta) = [(r_1 + dr_1(\theta)) - (r_2 + dr_2(\theta))] \cdot \frac{r_1 - r_2}{\|r_1 - r_2\|} \quad (6.4)$$

Los resultados de la Figura 6.10(a) muestran que el diámetro del túnel disminuye a medida que aumenta PGA_{rock} . Sin embargo, algunos movimientos sísmicos con $PGA_{\text{rock}} > 1$ g generan deformaciones diametrales positivas (i.e., extensión); algunos de estos casos corresponden a los mismos eventos que generan ascenso en la superficie y su validez es cuestionable. Por otro lado, en la Figura 6.10(b) se observa que la deformación diametral máxima se concentra en diámetros orientados a $\pm 45^\circ$ de la horizontal, resultado consistente con Penzien (2000) y Anderson (2008).

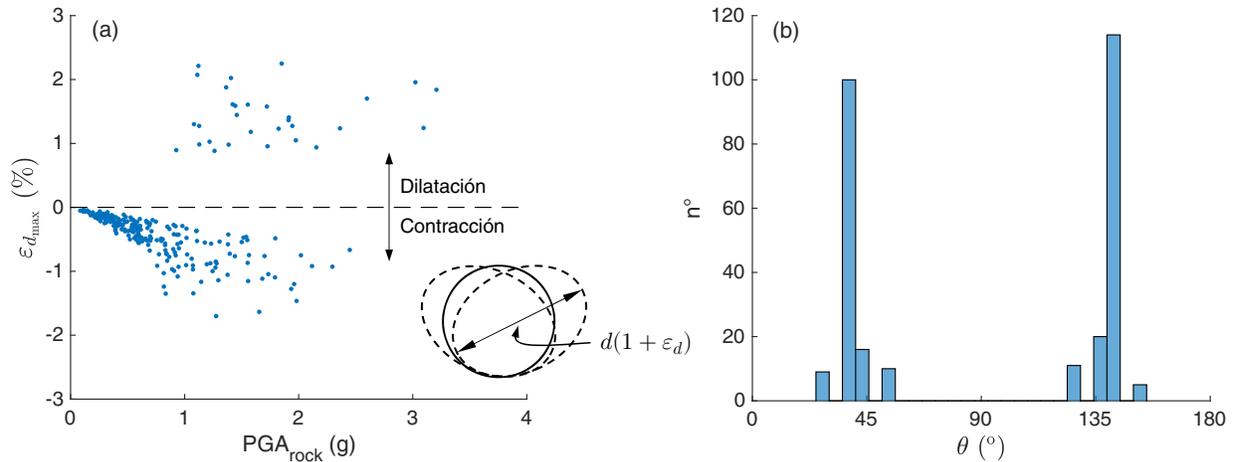


Figura 6.10. (a) Deformación diametral máxima en el túnel vs PGA_{rock} , y (b) histograma de la posición del túnel en donde ocurre la deformación diametral máxima

El drift horizontal en el túnel Δ/d , calculado como la deformación horizontal relativa entre la bóveda y contra bóveda dividido entre el diámetro d del túnel, se presenta en la Figura 6.11 en función de PGA_{rock} . Se observa que la respuesta del túnel sigue la misma tendencia que la deformación de corte del suelo calculada lejos de túnel (ver Figura 6.7), lo que implica que en túneles más flexibles que el suelo circundante (e.g., coeficiente de flexibilidad $F = 18.3$ en este ejemplo), el método de deformación en campo libre para estimar la deformación del túnel Wang (1993) es una aproximación razonable.

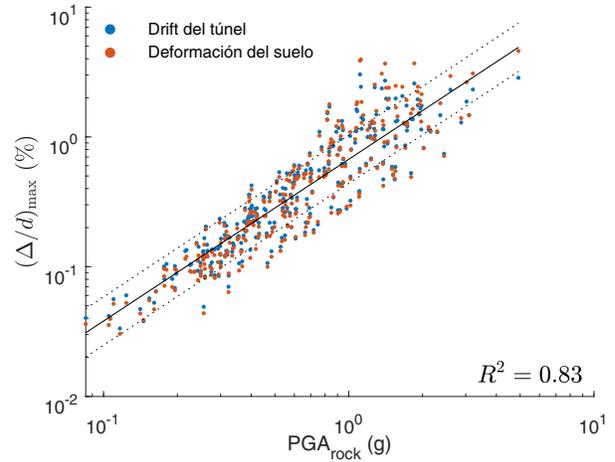
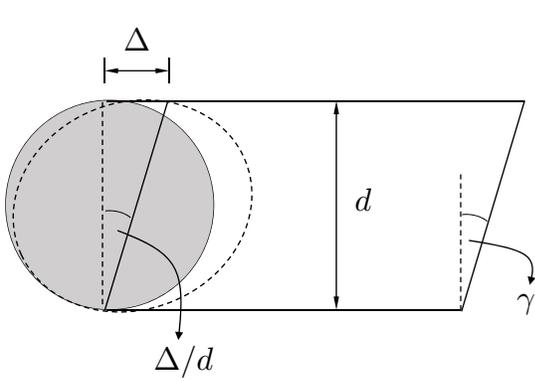


Figura 6.11. Drift horizontal máximo en el túnel $(\Delta/d)_{\max}$ vs PGA_{rock} . Deformación del suelo γ_{\max} se incluye como referencia comparativa

Se observa en la Figura 6.12 que las aceleraciones máximas horizontales (MHA) en la bóveda y contra bóveda del túnel aumentan monótonamente con PGA_{rock} y poseen una baja dispersión para valores menores a 1 g, en especial las aceleraciones de la contra bóveda (Figura 6.12b). Para mayores valores de PGA_{rock} , las aceleraciones A_3 y A_4 tienen un comportamiento errático que podría explicarse por las deformaciones volumétricas del suelo. En la Tabla 6.3 se indican la desviación estándar y parámetros de la regresión lineal definida por la Ecuación (6.2) para PGA_{rock} .

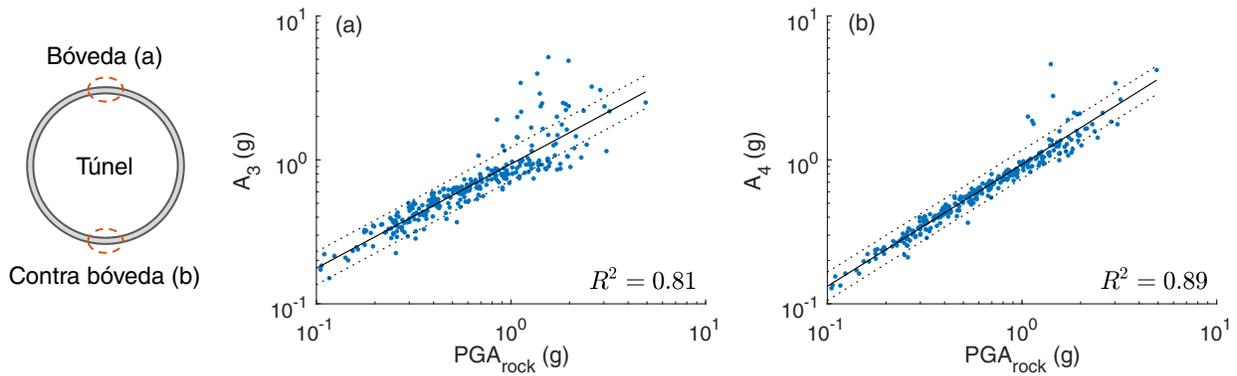


Figura 6.12. Relación entre PGA_{rock} y la máxima aceleración horizontal del túnel en (a) la bóveda del túnel y (b) la contra bóveda

Tabla 6.3. Desviación estándar y parámetros de la regresión lineal para PGA_{rock}

EDP	Desviación		Parámetros	
	Estandar	$\sigma_{\ln EDP}$	a	b
ΔN_{\max}	0.1863		0.4328	6.252
ΔV_{\max}	0.1862		0.4706	6.151
$\Delta \phi_{\max}$	0.3376		0.9898	-4.998
$(\Delta/d)_{\max}$	0.4292		1.246	-0.3971
γ_{\max}	0.4619		1.335	-0.3687
A_1	0.1505		0.4749	-0.09257
A_2	0.1182		0.4056	-0.1904
A_3	0.5285		0.7245	-0.06495
A_4	0.4307		0.8466	-0.07295

7. EVALUACIÓN DE RIESGO SÍSMICO

Para evaluar riesgo se consideraron inicialmente dos métodos alternativos; por simplicidad estos serán denominados “riesgo por convolución” y “riesgo en base a escenarios”. El primero está basado en la convolución de las curvas de amenaza y vulnerabilidad según la Ecuación (2.9), y el segundo basado en la suma de las tasas de ocurrencia según la Ecuación (2.10). La Figura 7.1 muestra la tasa anual de excedencia para la curvatura, el esfuerzo de corte y el esfuerzo axial en el túnel. Se puede observar que el riesgo en base a escenarios logra reproducir adecuadamente las curvas de riesgo por convolución para tasas de excedencia menores a 0.01 eventos/año ($T_r > 100$ años). Si bien la convolución produce curvas de riesgo continuas y aparentemente captura las tasas de excedencia para periodos de retorno menores a 100 años, las funciones de vulnerabilidad no son conocidas a-priori (estas fueron inferidas a partir de la selección de 285 registros sísmicos). Por lo tanto, en el resto del capítulo se reportan sólo las curvas de riesgo en base a escenarios. Las curvas de riesgo presentadas en este capítulo están evaluadas en función de PGA_{rock} .

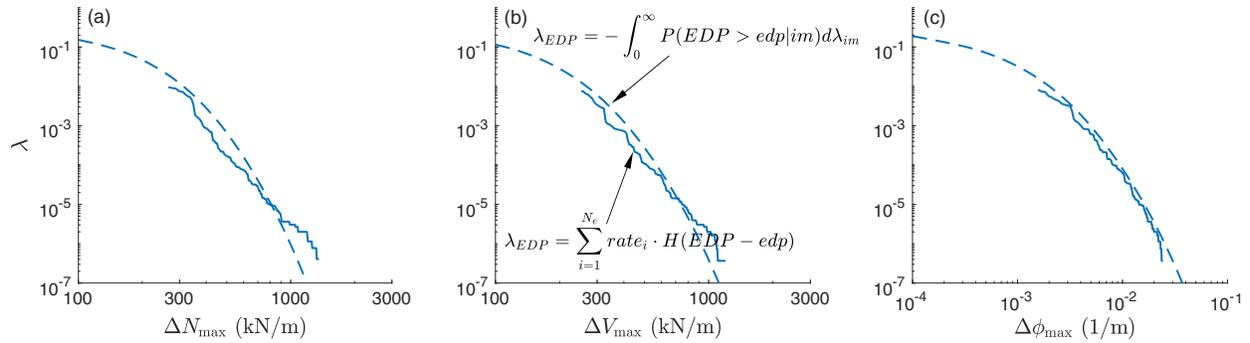


Figura 7.1. Curvas de riesgo para el incremento máximo de (a) esfuerzo axial, (b) esfuerzo de corte y (c) curvatura en el túnel

La Figura 7.2(a) muestra la curva de riesgo para el drift máximo del túnel y la deformación máxima de corte en el suelo. Se observa que la respuesta del túnel y el suelo son comparables para periodos de retorno menores a los 3300 años ($\lambda_{EDP} \approx 3 \times 10^{-5}$). Por otro lado, en la Figura 7.2(b) se observa que las tasas de excedencia de la aceleración en superficie en los ejes C-C' (A_1) y E-E' (A_2) son similares para periodos de retorno $T_r < 500$ años; para un periodo de retorno de 2475 años, las aceleraciones A_1 y A_2 son 0.8 y 0.9 g, respectivamente. Además, se observa que para $T_r < 2745$ años, el depósito de suelo amplifica la señal del input, y para $T_r > 2745$ años la señal se deamplifica. Se observa en la Figura 7.2(c) que la aceleración en la bóveda y contra bóveda no presentan diferencias significativas.

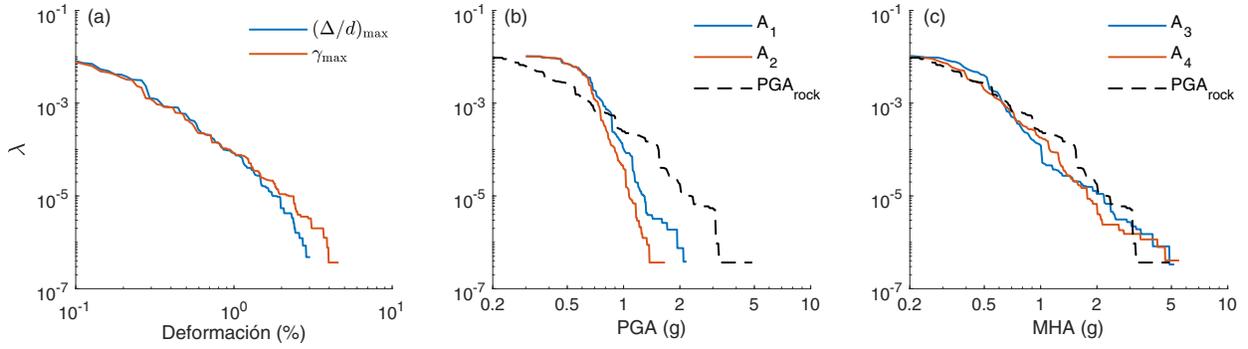


Figura 7.2. Curvas de riesgo para (a) el drift máximo del túnel $(\Delta/d)_{\max}$ y deformación máxima de corte γ_{\max} , (b) PGA en superficie para los ejes C-C' y E-E', y (c) MHA en la bóveda y contra bóveda del túnel

La Figura 7.3 muestra las curvas de riesgo para la deformación diametral del túnel y la deformación residual del suelo en la superficie del eje C-C'. Se observa en la Figura 7.3(a) que la deformación diametral asociada a $T_r = 2475$ años es 0.5%. Para el mismo periodo de retorno se estimó un asentamiento inducido por sismo de 0.04 m. Curvas de riesgo adicionales mediante riesgo por convolución explicado en la Ecuación (2.9) se presentan en el Anexo D. A modo de resumen, la Tabla 7.1 presenta los valores que adoptan los EDPs a distintos periodos de retorno.

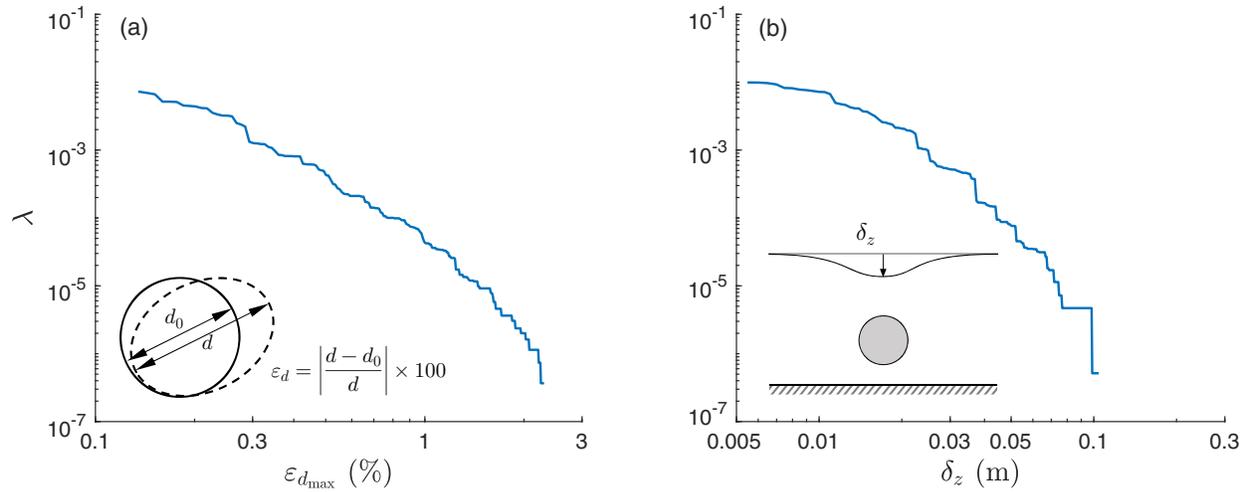


Figura 7.3. Curvas de riesgo para (a) la deformación diametral máxima absoluta en el túnel y (b) la deformación residual negativa en la superficie del depósito de suelo en el eje C-C'

Tabla 7.1. Resumen de curvas de Riesgo para EDPs seleccionados

EDP	Unidad	Periodo de Retorno T_r (años)					
		500	1000	2000	5000	10000	100000
ΔN_{\max}	kN/m	353.9	386.2	428.6	481.7	549.1	792.4
ΔV_{\max}	kN/m	325.7	347.7	415.4	464.7	509.5	750.7
$\Delta \phi_{\max}$	1/m	0.0034	0.0040	0.0054	0.0066	0.0083	0.0144
$(\Delta/d)_{\max}$	%	0.2824	0.3452	0.5120	0.6999	0.8594	1.7602
γ_{\max}	%	0.2634	0.3209	0.4866	0.6973	0.9295	2.2023
$\varepsilon_{d_{\max}}$	%	0.2869	0.3486	0.4874	0.6457	0.7827	1.4463
A_1	g	0.6856	0.7756	0.8639	0.9173	1.0037	1.2792
A_2	g	0.6739	0.7295	0.7559	0.8264	0.8985	1.0704
A_3	g	0.5376	0.6251	0.7085	0.8687	1.0086	2.1781
A_4	g	0.4982	0.6287	0.7261	0.9662	1.1173	1.7525
δ_z	m	0.0207	0.0247	0.0317	0.0373	0.0442	0.0727

8. RESUMEN Y CONCLUSIONES

Los túneles perforados y con recubrimiento de hormigón armado son sistemas estructurales altamente redundantes. Exceptuando los casos de falla en el suelo (licuación, ruptura superficial de fuentes sísmicas, deslizamientos de talud, etc.), los túneles en suelos competentes han tenido un excelente comportamiento en sismos recientes y, en general, estos sufren menores niveles de daño que las estructuras superficiales. Por otro lado, los últimos estudios experimentales y simulaciones numéricas muestran que este tipo de túneles puede sufrir daños significativos. El origen de esta discrepancia aún se desconoce. En este sentido, esta investigación busca aportar conocimiento sobre la respuesta sísmica de túneles superficiales mediante la estimación del riesgo sísmico que sea de utilidad para el diseño resiliente de estos sistemas.

Para evaluar el riesgo sísmico, esta investigación utiliza la metodología de diseño basada en desempeño y propone curvas de fragilidad para un conjunto de medidas de respuesta relevantes para el diseño. Los resultados de esta investigación se obtienen de un modelo de elementos finitos empleando el software OpenSees[®] para un túnel circular en un depósito de suelo firme, el cual fue validado con resultados de ensayos centrífuga.

La unidad de estudio es un túnel de hormigón proyectado, de dos vías, fundado en arena seca con $D_r = 75\%$. Las dimensiones del túnel y los parámetros del suelo se obtuvieron a partir de ensayos de laboratorio y mediciones realizadas en la centrífuga. Para modelar la interacción suelo-estructura se consideró la condición *no-slip* (i.e., el desplazamiento relativo entre suelo y estructura no está permitido), y la respuesta histerética del suelo se modeló con el modelo constitutivo *PressureDependMultiYield* (PDMY) disponible en OpenSees[®].

8.1. Calibración y Validación del Modelo Numérico

Los parámetros del modelo constitutivo PDMY seleccionados a partir de ensayos de laboratorio permitieron reproducir correctamente las curvas de degradación de rigidez y amortiguamiento características de materiales granulares de alta compacidad. Asimismo, estos parámetros se validaron con resultados de la centrífuga geotécnica y con un análisis lineal equivalente para una columna de suelo en campo libre. El modelo de elementos finitos reproduce correctamente la propagación de ondas en el depósito; asimismo, el modelo PDMY modela correctamente la rigidez del suelo y la disipación de energía. A modo de ejemplo, la Figura 8.1 muestra que los espectros de respuesta calculados en OpenSees[®] coinciden con las simulaciones realizadas en Shake 91[®] (análisis lineal equivalente 1D) y con las mediciones en el ensayo centrífuga.

Además, se compararon las respuestas a distintas profundidades del depósito de suelo, incluyendo puntos cercanos y alejados del túnel. Se concluye que la presencia del túnel tiene una marcada influencia en el depósito de suelo, incluso en zonas alejadas del túnel. Este efecto fue observado tanto en la respuesta experimental como numérica.

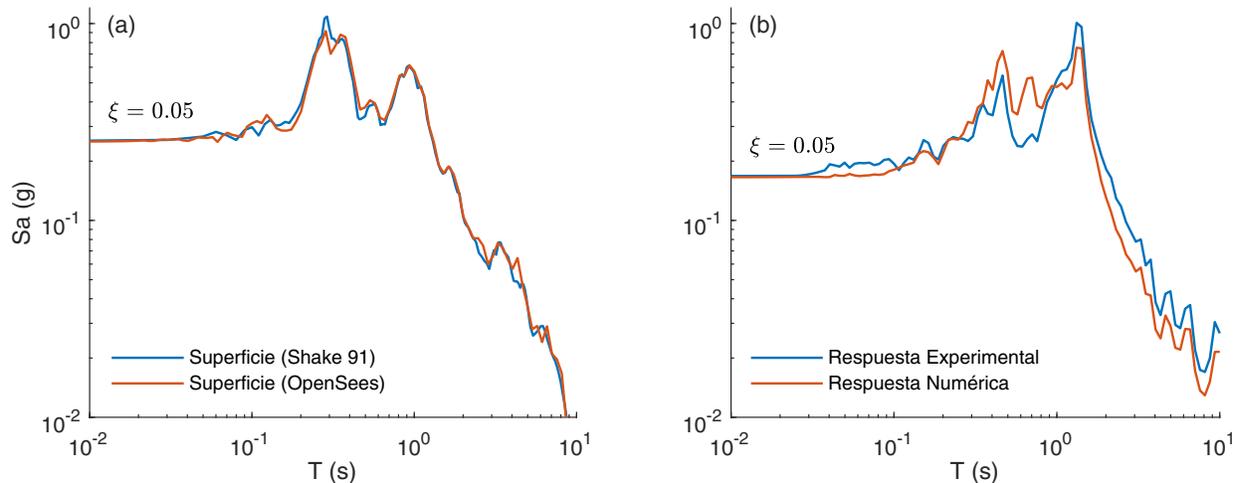


Figura 8.1. Comparación de espectros de respuesta $\xi = 5\%$ en superficie entre la solución numérica y (a) la respuesta de una columna en campo libre sometida al registro de Kobe (RSN1104) escalado a $PGA_{\text{rock}} = 0.11$ g y (b) la respuesta experimental del acelerómetro A9 para el registro EQ4

Por otro lado, los esfuerzos internos calculados en el túnel no tienen una buena comparación con las mediciones del ensayo. El modelo numérico subestima el momento flector y sobrestima el esfuerzo axial; resultados similares fueron obtenidos por el grupo de investigadores que participaron en el RRTT (Bilotta et al., 2014b). Estas diferencias se pueden atribuir a las deformaciones volumétricas del suelo que no son bien capturadas por el modelo numérico, limitaciones propias de modelar la interacción suelo-estructura en condición *no-slip*, como también a posibles problemas en la instrumentación del modelo experimental.

8.2. Respuesta Sísmica

Se calculó la respuesta sísmica del túnel y depósito de suelo para un conjunto de 285 sismos corticales escalados a valores de PGA_{rock} entre 0.08 g y 4.92 g. Para relacionar los esfuerzos internos en el túnel (axial, corte, curvatura) con la intensidad del movimiento, se estudiaron tres medidas de intensidad (IM): PGA_{rock} , PGA_{rock} y $S_a(T_0)$. Del análisis se concluye que de estos tres IMs, el PGA_{rock} es el parámetro más eficiente para estimar la respuesta sísmica del túnel. Asimismo, se aplicó una prueba de normalidad Kolmogorov-Smirnov (Fenton & Griffiths, 2008) a los residuos y se observa que el PGA_{rock} es el único IM que produce residuos lognormales para los tres esfuerzos internos.

La máxima deformación de corte en el suelo a la profundidad del túnel, el drift máximo del túnel, y las aceleraciones horizontales máximas en la bóveda y contra bóveda del túnel, varían linealmente con PGA_{rock} según la Ecuación (8.1), teniendo una baja dispersión respecto a la media para valores menores a 1 g. Para aceleraciones más altas se comienza a observar una mayor dispersión, como se observa en la Figura 8.2.

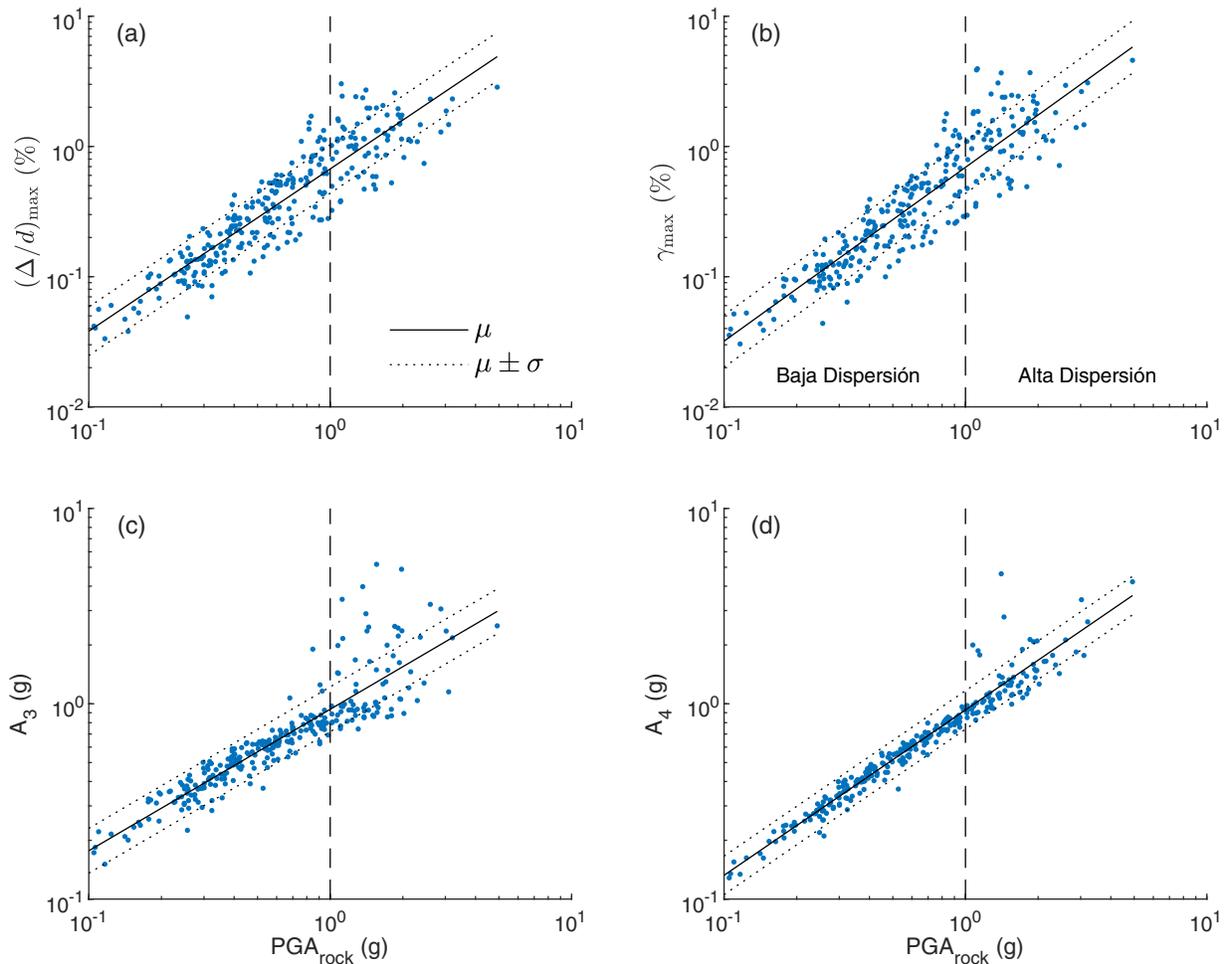


Figura 8.2. (a) Drift horizontal máximo en el túnel, (b) deformación máxima de corte, (c) MHA en la bóveda del túnel, y (d) MHA en la contra bóveda del túnel vs PGA_{rock}

Por otro lado, los resultados arrojaron que la deformación diametral máxima en el túnel se concentra en diámetros orientados a $\pm 45^\circ$ respecto a la horizontal, resultado consistente con Penzien (2000). Otro resultado a destacar es que el PGA en la superficie de los ejes C-C' (eje central) y E-E' (borde del modelo) versus el PGA_{rock} sigue una distribución similar a los suelos tipo AB y C3 descritos por Seed et al. (1997), en especial el PGA en el borde del modelo.

$$\ln \overline{EDP} = a \ln im + b \quad (8.1)$$

Adicionalmente, se comparó el esfuerzo axial y de flexión calculados con elementos finitos con las soluciones pseudo estáticas en condición *no-slip* de Wang (1993) y Penzien (2000), donde se observó que la distribución del momento flector se aproxima a la solución de Penzien para un rango de PGA_{rock} entre 0.1 y 2.0 g. Por otro lado, el esfuerzo axial máximo es similar al valor calculado mediante Wang para valores bajos de PGA_{rock} y se aproxima a Penzien para aceleraciones más altas. Esto quiere decir que para valores bajos de PGA_{rock} , Penzien (2000) subestima el esfuerzo axial, mientras que para valores de PGA_{rock} más altos es Wang (1993) quien sobreestima el esfuerzo axial.

8.3. Riesgo Sísmico

Se calculó la frecuencia e intensidad de un conjunto de parámetros de respuesta del túnel relevantes para el diseño. Los resultados muestran que la evaluación de riesgo en base a escenarios coincide con la curva de riesgo calculada en base a la convolución de la amenaza y las curvas de vulnerabilidad para periodos de retorno mayores a 100 años. La principal ventaja de esta metodología es que requiere un número relativamente bajo de registros sísmicos (en comparación al IDA) para considerar la incertidumbre de los movimientos sísmicos.

Este estudio propone valores de referencia para los esfuerzos internos del túnel, deformaciones (drift) máximas en el túnel y en el depósito de suelo, asociados a distintos periodos de retorno. Estos resultados son la base para la evaluación de pérdidas económicas, tiempos de reparación y otras métricas de riesgo en sistemas de túneles más complejos, como por ejemplo las redes de túneles del transporte urbano.

A modo de ejemplo, se compara la deformación diametral $\varepsilon_{d_{\text{max}}}$ calculada numéricamente y la deformación calculada usando el procedimiento simplificado del manual AASHTO-2010 (AASHTO, 2010); ver ecuaciones 13-5, 13-6, 13-7 y 13-9 del manual. Para el sitio en cuestión (Oakland, CA, suelo tipo D) el PGA asociado a probabilidades de excedencia de 7% en 75 años ($T_r = 1000$ años) y de 2% en 50 años ($T_r = 2475$ años) es de 0.8 g y 0.9 g, respectivamente, según los mapas de amenaza sísmica del USGS-NSHM2014 (Petersen et al., 2015). En túneles poco profundos, el manual propone la Ecuación (8.2) para el cálculo de la deformación máxima de corte en campo libre, donde τ_{max} es el esfuerzo de corte máximo inducido por el terremoto y G_m es el módulo de corte secante compatible con la deformación de corte, obtenido de a partir de las curvas de degradación de rigidez.

$$\gamma_{\text{max}} = \frac{\tau_{\text{max}}}{G_m} \quad (8.2)$$

Dado que el túnel BL01 es más flexible que el medio circundante ($F = 18.3 \gg 1$), la deformación diametral se puede aproximar mediante Ecuación (8.3), donde $\nu_m = 0.3$ es

el módulo de Poisson del suelo. En la Tabla 8.1 se resumen los resultados empleando el procedimiento AASHTO-2010 (AASHTO, 2010). En el Anexo E se detalla el procedimiento simplificado del manual para el cálculo de τ_{\max} .

$$\varepsilon_{d_{\max}} = 2\gamma_{\max}(1 - \nu_m) \quad (8.3)$$

Tabla 8.1. Resultados del procedimiento descrito en el manual AASHTO-2010 (AASHTO, 2010)

Parámetros	Periodo de Retorno T_r (años)	
	1000	2475
τ_{\max}	140 kPa	157 kPa
G_m	61 MPa	52 MPa
γ_{\max}	0.23 %	0.30 %
$\varepsilon_{d_{\max}}$	0.32 %	0.42 %

La Figura 8.3 muestra la curva de riesgo para la deformación diametral máxima. Se observa que para periodos de retorno de 1000 y 2475 años, se obtiene una deformación $\varepsilon_{d_{\max}}$ de aproximadamente 0.35 % y 0.51 %, respectivamente. Estos resultados son levemente mayores a los calculados mediante el procedimiento simplificado del manual AASHTO-2010 (AASHTO, 2010). De este análisis se concluye que el riesgo en base a escenarios entrega resultados consistentes con la amenaza sísmica y con los procedimientos de diseño utilizados en US para túneles superficiales. Asimismo, la metodología empleada en esta investigación permite extender el análisis de riesgo en túneles a otras regiones sísmicas (e.g., Sudamérica, Centroamérica, Europa) en donde el acceso a modelos de amenaza sísmica es limitado.

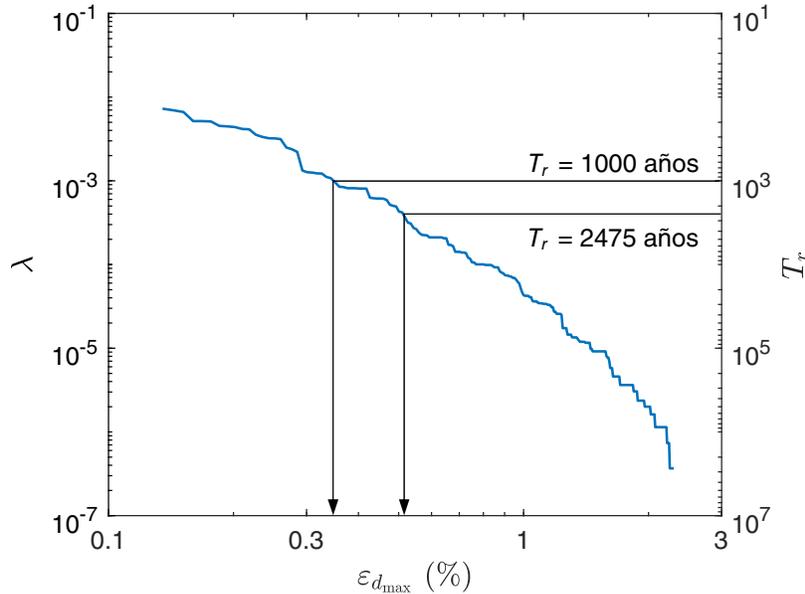


Figura 8.3. Curva de riesgo en base a escenarios para la deformación diametral máxima $\varepsilon_{d_{\max}}$

8.4. Desarrollos Futuros

El presente estudio utiliza un modelo simplificado de un túnel superficial fundado en un suelo de compacidad media-densa para estimar medidas de riesgo. Para generalizar los resultados de este estudio a otras condiciones (e.g., zonas sísmicas, tipos de suelo, tipología de túnel, etc.), el plan de desarrollos futuros en esta línea de investigación considera:

- Modelación de la respuesta no-lineal del túnel y estimación de la demanda de ductilidad mediante el uso de elementos fibra tipo *plain strain*.
- Explorar la influencia de variables geométricas tales como profundidad de la bóveda del túnel, diámetro y rigidez del túnel, y rigidez del suelo.
- Estudiar el efecto de las deformaciones volumétricas del suelo debido a movimientos sísmicos de alta intensidad y las limitaciones del modelo PDMY.
- Realizar una búsqueda exhaustiva de las medidas de intensidad más eficientes para estimar los parámetros de respuesta en el túnel, y desarrollo de ecuaciones predictivas para ser usadas en el contexto de diseño basado en desempeño.
- Cuantificar la incertidumbre científica (epistémica) respecto al uso de modelos constitutivos distintos al PDMY, (e.g., modelo PM4SAND) y plataformas de cálculo alternativas (e.g., FLAC^{2D}®, PLAXIS®).
- Estudio de la literatura y desarrollo de modelos predictivos de pérdidas económicas o impacto social del daño sísmico en túneles superficiales.
- Probar la hipótesis de investigación formulada en el proyecto FONDECYT 11180937: **“Túneles diseñados adecuadamente para resistir fuerzas estáticas pueden resistir sismos de gran intensidad sin sufrir daños significativos”**. Este punto requiere evaluar la respuesta sísmica de diseños alternativos del túnel y un análisis detallado de la secuencia constructiva para estimar los esfuerzos internos estáticos en el revestimiento.

REFERENCIAS

- AASHTO (2010). *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels - Civil Elements*. Number 6. American Society of Civil Engineers. (Citado en páginas x, 58 y 59.)
- Abrahamson, N., Gregor, N., & Addo, K. (2016). BC Hydro ground motion prediction equations for subduction earthquakes. *Earthquake Spectra*, 32(1), 23–44. (Citado en página 7.)
- Amberg, W. & Russo, M. (2001). Seismic design of underground structures - The Bolu tunnel. In *A.I.T.E.S.-ITA 2001 World Tunnel Congress PROGRESS IN TUNNELLING AFTER 2000 Milano, Italy, 10-13 June* (pp. 137–147). (Citado en página 6.)
- Amorosi, A. & Boldini, D. (2009). Numerical modelling of the transverse dynamic behaviour of circular tunnels in clayey soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(6), 1059–1072. (Citado en página 16.)
- Amorosi, A., Boldini, D., & Falcone, G. (2014). Numerical prediction of tunnel performance during centrifuge dynamic tests. *Acta Geotechnica*, 9(4), 581–596. <https://doi.org/10.1007/s11440-013-0295-7>. (Citado en página 18.)
- Anastasopoulos, I., Garini, E., & Gazetas, G. (2011). Simplified Constitutive Model for Simulation of Cyclic Response of Shallow Foundations: Validation against Laboratory Tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(12), 1154–1168. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000534](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000534). (Citado en página 18.)
- Anderson, D. G. (2008). *Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes, and Embankments*. Transportation Research Board. <https://10.17226/14189>. (Citado en páginas 8, 16, 38 y 49.)
- Andreotti, G. & Lai, C. G. (2015). Methodology to Derive Damage State-Dependent Fragility Curves of Underground Tunnels. In *6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (6ICEGE) in Christchurch, New Zealand, 2-4 November*. (Citado en página 20.)
- Andrianopoulos, K. I., Papadimitriou, A. G., & Bouckovalas, G. D. (2010). Bounding surface plasticity model for the seismic liquefaction analysis of geostructures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(10), 895–911. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.04.001>. (Citado en página 17.)

- Argyroudis, S. A. & Pitilakis, K. D. (2012). Seismic fragility curves of shallow tunnels in alluvial deposits. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 35, 1–12. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.11.004>. (Citado en página 20.)
- Arias, A. (1970). A measure of earthquake intensity: seismic design for nuclear power plants. *Massachusetts Institute of Technology*, (pp. 438–469). (Citado en página 31.)
- Arteta, C. A. & Abrahamson, N. A. (2019). Conditional Scenario Spectra (CSS) for Hazard-Consistent Analysis of Engineering Systems. *Earthquake Spectra*, 35(2), 737–757. <https://doi.org/10.1193/102116EQS176M>. (Citado en páginas 21, 22 y 41.)
- Atkinson, G. M. & Boore, D. M. (2003). Empirical ground-motion relations for subduction-zone earthquakes and their application to Cascadia and other regions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 93(4), 1703–1729. <https://doi.org/10.1785/0120020156>. (Citado en página 7.)
- Atkinson, J. H. & Potts, D. M. (1977). Centrifugal model tests on shallow tunnels in sand. *Tunnels and tunnelling*, 9(1), 59–64. (Citado en página 14.)
- Aubry, D., Hujeux J-C Lassoudire, F., & Meimon, Y. (1982). A double memory model with multiple mechanisms for cyclic soil behaviour. In *International symposium on numerical models in geomechanics in Zurich, Switzerland, 13-17 September* (pp. 3–13). (Citado en página 17.)
- Aubry, D. & Modaressi, A. (1996). GEFDYNâmanuel scientifique. (Citado en página 17.)
- Aydan, O., Sezaki, M., Kawata, T., Swoboda, G., & Moussa, A. (1992). Numerical modelling for the representation of shotcrete hardening and face advance of tunnels excavated by bench excavation method. *Numerical models in geomechanics*, (pp. 707–716). (Citado en página 25.)
- Bickel, J. O. & Tanner, D. N. (1982). *Sunken tube tunnels*. Tunnel engineering handbook. (Citado en página 6.)
- Bilotta, E., Lanzano, G., Madabhushi, G. S., & Silvestri, F. (2014a). A numerical Round Robin on tunnels under seismic actions. *Acta Geotechnica*, 9(4), 563–579. <https://doi.org/10.1007/s11440-014-0330-3>. (Citado en páginas 3 y 19.)
- Bilotta, E., Madabhushi, G. S., & Silvestri, F. (2014b). Editorial: Round Robin Tunnel Test (RRTT). *Acta Geotechnica*, 9(4), 561–562. <https://doi.org/10.1007/s11440-014-0335-y>. (Citado en páginas 17, 38 y 56.)

- Candia, G., Macedo, J., Jaimes, M. A., & Magna-Verdugo, C. (2019). A New State-of-the-Art Platform for Probabilistic and Deterministic Seismic Hazard Assessment. *Seismological Research Letters*. <https://doi.org/10.1785/0220190025>. (Citado en página 22.)
- Cilingir, U. & Madabhushi, G. S. (2010). Effect of depth on seismic response of circular tunnels. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(1), 117–127. (Citado en página 14.)
- Cilingir, U. & Madabhushi, G. S. (2011). A model study on the effects of input motion on the seismic behaviour of tunnels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(3), 452–462. (Citado en página 16.)
- Conti, R., Viggiani, G. M., & Perugini, F. (2014). Numerical modelling of centrifuge dynamic tests of circular tunnels in dry sand. *Acta Geotechnica*, 9(4), 597–612. <https://doi.org/10.1007/s11440-013-0286-8>. (Citado en página 17.)
- Cornell, C. A. (1968). Engineering Seismic Risk Analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 58(5), 1583–1606. (Citado en página 7.)
- Darendeli, M. B. (2001). *Development of a new family of normalized moduli reduction and material damping curves*. PhD thesis. (Citado en páginas 30 y 31.)
- Dowding, C. H. & Rozan, A. (1978). Damage to rock tunnels from earthquake shaking. *ASCE J Geotech Eng Div*, 104(2), 175–191. (Citado en página 3.)
- Duke, C. M. & Leeds, D. J. (1959). Effects of earthquakes on tunnels. *Journal of the structural division*. (Citado en página 3.)
- Fenton, G. A. & Griffiths, D. V. (2008). *Risk Assessment in Geotechnical Engineering*. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc. (Citado en páginas 42 y 56.)
- Gomes, R. C. (2013). Effect of stress disturbance induced by construction on the seismic response of shallow bored tunnels. *Computers and Geotechnics*, 49, 338–351. (Citado en página 16.)
- Gomes, R. C. (2014). Numerical simulation of the seismic response of tunnels in sand with an elastoplastic model. *Acta Geotechnica*, 9(4), 613–629. <https://doi.org/10.1007/s11440-013-0287-7>. (Citado en página 17.)
- Hardin, B. O. & Richart Jr, F. E. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 89. (Citado en página 24.)
- Hashash, Y. M., Hook, J. J., Schmidt, B., & I-Chiang Yao, J. (2001). Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*,

- 16(4), 247–293. [https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(01\)00051-7](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(01)00051-7). (Citado en páginas VII, VII, VII, VII, 7, 8, 9, 10, 13 y 42.)
- Hashash, Y. M. A., Park, D., & Yao, J. I. C. (2005). Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 20(5), 435–441. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2005.02.004>. (Citado en página 14.)
- Hatzigeorgiou, G. D. & Beskos, D. E. (2010). Soil-structure interaction effects on seismic inelastic analysis of 3-D tunnels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(9), 851–861. (Citado en página 16.)
- Hibbitt, H., Karlsson, B., & Sorensen, P. (2011). Abaqus analysis user’s manual version 6.10. (Citado en páginas 14 y 18.)
- Hleibieh, J., Wegener, D., & Herle, I. (2014). Numerical simulation of a tunnel surrounded by sand under earthquake using a hypoplastic model. *Acta Geotechnica*, 9(4), 631–640. <https://doi.org/10.1007/s11440-013-0294-8>. (Citado en página 18.)
- Hoeg, K. A. A. R. E. (1968). Stresses against underground structural cylinders. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.* (Citado en página 12.)
- Idini, B., Rojas, F., Ruiz, S., & Pastén, C. (2017). Ground motion prediction equations for the Chilean subduction zone. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(5), 1853–1880. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-0050-1>. (Citado en página 7.)
- Itasca (2005). FLAC Fast Lagrangian Analysis of Continua v. 5.0. User’s Manual. (Citado en páginas 16 y 17.)
- Kircher, C. A., Robert, V. W., & William, T. H. (2006). HAZUS earthquake loss estimation methods. *Natural Hazards Review*, (2), 45–59. (Citado en página 20.)
- Kramer, S. (2019). Curso Intensivo Ingeniería Geotécnica Sísmica [Material de clases]. Santiago, Chile, 25-27 Julio. (Citado en página 33.)
- Kuesel, T. R. (1969). Earthquake Design Criteria for Subways. *Journal of the structural division.* (Citado en página 7.)
- Kuhlemeyer, R. L. & Lysmer, J. (1973). *Finite element method accuracy for wave propagation problems*. Technical report. (Citado en página 27.)
- Kutter, B. L. (1995). Recent Advances in Centrifuge Modeling of Seismic Shaking. *Proceedings of the Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St.Louis, Missouri*, 2, 927–941. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000845](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000845). (Citado en página 14.)

- Lanzano, G., Bilotta, E., & Russo, G. (2008). Tunnels under seismic loading: a review of damage case histories and protection methods. *Strategies for reduction of the seismic risk*, Publisher *StreGa*, (pp. 65–75). (Citado en página 3.)
- Lanzano, G., Bilotta, E., Russo, G., Silvestri, F., & Madabhushi, G. S. (2012). Centrifuge modeling of seismic loading on tunnels in sand. *Geotechnical Testing Journal*, 35(6), 854–869. <https://doi.org/10.1520/GTJ104348>. (Citado en páginas VII, VIII, X, X, 14, 15, 17, 24, 33 y 35.)
- Lanzano, G., Santucci de Magistris, F., & Bilotta, E. (2014). Calibration of the mechanical parameters for the numerical simulations of dynamic centrifuge experiments. (pp. 169–174). (Citado en páginas VIII, 33 y 34.)
- Leyton, F., Ruiz, S., & Sepúlveda, S. A. (2010). Reevaluación Del Peligro Sismico Probabilistico. *Andean geology*, 37(2), 455–472. (Citado en página 7.)
- Ma, X. W., Zhao, G. Q., & Sun, L. (2011). AUTOMESH-2D/3D: robust automatic mesh generator for metal forming simulation. *Materials Research Innovations*, 15(1), 482–486. <https://doi.org/10.1179/143307511X12858957676038>. (Citado en página 26.)
- Macedo, J., Lacour, M., & Abrahamson, N. (2019). Epistemic Uncertainty Treatment in Seismically induced Slope Displacements Using Polynomial Chaos. *Submitted for publication to Soil. Dynam. Earthquake Eng.* (Citado en página 8.)
- Martin, G. & Dobry, R. (1994). Earthquake site response and seismic code provisions. *NCEER Bulletin*, 8(4), 1–6. (Citado en página 31.)
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSEES) User Command-Language Manual. Pacific Earthquake Engineering Research Center. (Citado en página 26.)
- McGuire, R. K. (1978). *FRISK: Computer program for seismic risk analysis using faults as earthquake sources*. Technical report. <https://doi.org/10.3133/ofr781007>. (Citado en página 22.)
- McKenna, F. (2011). OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation. *Computing in Science & Engineering*, 13(4), 58–66. (Citado en página 26.)
- Montalva, G. A., Bastías, N., & Rodriguez-Marek, A. (2017). Ground-motion prediction equation for the Chilean subduction zone. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 107(2), 901–911. <https://doi.org/10.1785/0120160221>. (Citado en página 7.)

- Mulargia, F., Stark, P. B., & Geller, R. J. (2017). Why is Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA) still used? *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, 264, 63–75. <https://doi.org/10.1016/j.pepi.2016.12.002>. (Citado en página 8.)
- Ordaz, M., Martinelli, F., Aguilar, A., Arboleda, J., Meletti, C., & D'Amico, V. (2015). CRI-SIS2015. Program for Computing Seismic Hazard. *Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México, Mexico City, Mexico*. (Citado en página 22.)
- Owen, G. N. & Scholl, R. E. (1981). Earthquake engineering of large underground structures. *NASA STI/Recon Technical Report N*, 82. (Citado en página 3.)
- Pagani, M., Monelli, D., Weatherill, G., Danciu, L., Crowley, H., Silva, V., Henshaw, P., Butler, L., Nastasi, M., Panzeri, L., Simionato, M., & Vigano, D. (2014). Openquake engine: An open hazard (and risk) software for the global earthquake model. *Seismological Research Letters*, 85(3), 692–702. <https://doi.org/10.1785/0220130087>. (Citado en página 22.)
- Penzien, J. (2000). Seismically induced racking of tunnel linings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29(5), 683–691. (Citado en páginas VII, X, 12, 13, 14, 44, 49, 57 y 58.)
- Penzien, J. & Wu, C. L. (1998). Stresses in linings of bored tunnels. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27(3), 283–300. (Citado en página 12.)
- Petersen, M. D., Moschetti, M. P., Powers, P., Mueller, C. S., Haller, K. M., Frankel, A. D., Zeng, Y., Rezaeian, S., Harmsen, S. C., Boyd, O. S., Field, N., Chen, R., Rukstales, K. S., Luco, N., Wheeler, R. L., Williams, R. A., & Olsen, A. H. (2015). The 2014 United States national seismic hazard model. *Earthquake Spectra*, 31(1), 1–30. (Citado en páginas 41 y 58.)
- Pitilakis, K. & Tsinidis, G. (2014). Performance and Seismic Design of Underground Structures. *Earthquake geotechnical engineering design*, (pp. 279–340). <https://doi.org/10.1007/978-3-319-03182-8>. (Citado en página 14.)
- Plaxis (2009). Reference manual. Version 9.0. (Citado en página 18.)
- Porter, K. A. (2003). An Overview of PEER's Performance-Based Earthquake Engineering Methodology. In *Proceedings ICASP9 - the 9th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, San Francisco, California, USA, July 6-9, 2003* (pp. 973–980). (Citado en página 20.)
- Power, M. S., Rosidi, D., & Kaneshiro, J. Y. (1998). Seismic vulnerability of tunnels and underground structures revisited. *Proceedings of the North American Tunneling*, 98, 243–250. (Citado en página 3.)

- Roddeman, D. (2013). TOCHNOG PROFESSIONAL user's manual version 14. (Citado en página 18.)
- Rossetto, T., Ioannou, I., Grant, D., & Maqsood, T. (2014). Guidelines for Empirical Vulnerability Assessment, GEM Technical Report. *GEM Foundation*, (pp. 108). <https://doi.org/10.13117/GEM.VULN-MOD.TR2014.11>. (Citado en página 20.)
- Schnabel, P. B., Lysmer, J., & Seed, H. B. (1992). SHAKE-91: equivalent linear seismic response analysis of horizontally layered soil deposits, the earthquake engineering online archive NISEE e-library. (Citado en página 31.)
- Schwartz, C. W. & Einstein, H. H. (1980). *Improved Design of Tunnel Supports: Volume 1: Simplified Analysis for Ground-Structure Interaction in Tunneling*. Technical report. (Citado en página 12.)
- Sedarat, H., Kozak, A., Hashash, Y. M., Shamsabadi, A., & Krimotat, A. (2009). Contact interface in seismic analysis of circular tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24(4), 482–490. (Citado en página 16.)
- Seed, H. B. & Idriss, I. M. (1970). *Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses*. Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley. (Citado en página 30.)
- Seed, R., Bray, J., Chang, S., & Dickenson, S. (1997). Site-dependent seismic response including recent strong motion data. In *14th International Conference on Soil and Foundation Engineering in Sitzungsberichte, Hamburg, Germany, 6 - 12 September* (pp. 125–134). (Citado en páginas 48 y 57.)
- Sharma, S. & Judd, W. R. (1991). Underground opening damage from earthquakes. *Engineering Geology*, 30(3-4), 263–276. (Citado en página 3.)
- Thomas, A. (2018). *Sprayed Concrete Lined Tunnels*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781482265682>. (Citado en páginas x, 25 y 28.)
- Tsinidis, G., Heron, C., Pitilakis, K., & Madabhushi, G. S. (2015). Centrifuge modelling of the dynamic behavior of square tunnels in sand. *Experimental Research in Earthquake Engineering*, 35(4), 509–523. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-10136-1>. (Citado en página 14.)
- Tsinidis, G., Pitilakis, K., & Trikalioti, A. D. (2014). Numerical simulation of round robin numerical test on tunnels using a simplified kinematic hardening model. *Acta Geotechnica*, 9(4), 641–659. <https://doi.org/10.1007/s11440-013-0293-9>. (Citado en páginas 16 y 18.)

- Visone, C. & Santucci de Magistris, F. (2009). Mechanical behaviour of the Leighton Buzzard Sand 100/170 under monotonic, cyclic and dynamic loading conditions. In *ANIDIS 2009 - XIII Convegno ANIDIS "L'ingegneria Sismica in Italia" in Bologna, Italy, 28 June - 2 July*. (Citado en páginas 15, 24 y 29.)
- von Wolffersdorff, P. (1996). A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, 1(3), 251–271. (Citado en página 18.)
- Wang, J. (1993). Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach. (Citado en páginas vii, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 16, 17, 44, 49 y 58.)
- Whitman, R. V., Anagnos, T., Kircher, C. A., Lagorio, H. J., Lawson, R. S., & Schneider, P. (1997). Development of a national earthquake loss estimation methodology. *Earthquake Spectra*, 13(4), 643–661. <https://doi.org/10.1193/1.1585973>. (Citado en página 20.)
- Yamada, T., Nagatani, H., Igarashi, H., & Takahashi, A. (2002). Centrifuge model tests on circular and rectangular tunnels subjected to large earthquake-induced deformation. In *Proceedings of the 3rd symposium on geotechnical aspects of underground construction in soft ground in Toulouse, France, 22-25 October*. (Citado en página 14.)
- Yang, D., Naesgaard, E., Byrne, P. M., Adalier, K., & Abdoun, T. (2004). Numerical model verification and calibration of George Massey Tunnel using centrifuge models. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(5), 921–942. <https://doi.org/10.1139/t04-039>. (Citado en página 14.)
- Yang, Z. & Elgamal, A. (2003). Command Manual and User Reference for OpenSees Soil Models and Fully Coupled Element Developed at University of California at San Diego. (Citado en páginas 26 y 29.)
- Yashinsky, M. (1998). *The Loma Prieta, California, Earthquake of October 17, 1989 - Highway Systems*. US Government Printing Office. (Citado en página 6.)
- Yashiro, K., Kojima, Y., & Shimizu, M. (2007). Historical Earthquake Damage to Tunnels in Japan and Case Studies of Railway Tunnels in the 2004 Niigataken-Chuetsu Earthquake. *Quarterly Report of RTRI*, 48(3), 136–141. <https://doi.org/10.2219/rtriqr.48.136>. (Citado en páginas vii, vii, x, 4 y 5.)
- Yoshida, N. (2009). Damage to subway station during the 1995 Hyogoken-Nambu (Kobe) earthquake. *Earthquake Geotechnical Case Histories for Performance-Based Design*, (pp. 373–389). (Citado en páginas vii y 6.)

- Yu, H., Yuan, Y., Qiao, Z., Gu, Y., Yang, Z., & Li, X. (2013). Seismic analysis of a long tunnel based on multi-scale method. *Engineering Structures*, 49(4), 572–587. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.12.021>. (Citado en página 16.)
- Zhao, J. X., Zhou, S., Zhou, J., Zhao, C., Zhang, H., Zhang, Y., Gao, P., Lan, X., Rhoades, D., Fukushima, Y., Somerville, P. G., & Irikura, K. (2016). Ground-motion prediction equations for shallow crustal and upper-mantle earthquakes in Japan using site class and simple geometric attenuation functions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 106(4), 1552–1569. <https://doi.org/10.1785/0120150063>. (Citado en página 7.)

ANEXOS

Figura A.1.	Esquema de un elemento cuadrilátero unitario sometido a corte simple en OpenSees®	72
Figura A.2.	Comparación entre la solución analítica y numérica de la respuesta $\gamma(t)$ con $\xi_{\min} = 1\%$, $\omega_n = 2\pi$, $\omega = \omega_n/5$ y $M = 10^7$ kg	73
Figura B.1.	Comparación de historia de aceleraciones (columna izquierda) y espectros de respuesta $\xi = 0.05$ (columna derecha) en el eje D-D' para el registro EQ1 a distintas profundidades	74
Figura B.2.	Comparación de historia de aceleraciones (columna izquierda) y espectros de respuesta $\xi = 0.05$ (columna derecha) en el eje C-C' para el registro EQ1 a distintas profundidades	75
Figura B.3.	Comparación de historia de aceleraciones (columna izquierda) y espectros de respuesta $\xi = 0.05$ (columna derecha) en el eje D-D' para el registro EQ2 a distintas profundidades	76
Figura B.4.	Comparación de historia de aceleraciones (columna izquierda) y espectros de respuesta $\xi = 0.05$ (columna derecha) en el eje C-C' para el registro EQ2 a distintas profundidades	77
Figura B.5.	Comparación de historia de aceleraciones (columna izquierda) y espectros de respuesta $\xi = 0.05$ (columna derecha) en el eje D-D' para el registro EQ3 a distintas profundidades	78
Figura B.6.	Comparación de historia de aceleraciones (columna izquierda) y espectros de respuesta $\xi = 0.05$ (columna derecha) en el eje C-C' para el registro EQ3 a distintas profundidades	79
Figura B.7.	Historia de incrementos máximos del momento flector en el túnel para el registro EQ1	80
Figura B.8.	Historia de incrementos máximos del esfuerzo axial en el túnel para el registro EQ1	80
Figura B.9.	Historia de incrementos máximos del momento flector en el túnel para el registro EQ2	81
Figura B.10.	Historia de incrementos máximos del esfuerzo axial en el túnel para el registro EQ2	81
Figura B.11.	Historia de incrementos máximos del momento flector en el túnel para el registro EQ3	82
Figura B.12.	Historia de incrementos máximos del esfuerzo axial en el túnel para el registro EQ3	82

Figura C.1.	Comparación de la respuesta numérica del incremento de esfuerzo axial (izquierda) y momento flector (derecha) con las soluciones analíticas <i>no-slip</i> de Wang y Penzien para el registro sísmico de Northridge (RSN1045) escalado a (a) $PGA_{rock} = 0.15$ g, (b) $PGA_{rock} = 0.82$ g y (c) $PGA_{rock} = 1.11$ g	83
Figura C.2.	Comparación de la respuesta numérica del incremento de esfuerzo axial (izquierda) y momento flector (derecha) con las soluciones analíticas <i>no-slip</i> de Wang y Penzien para el registro sísmico de Chi Chi (RSN2629) escalado a (a) $PGA_{rock} = 0.42$ g, (b) $PGA_{rock} = 0.69$ g y (c) $PGA_{rock} = 1.54$ g	84
Figura C.3.	Comparación de la respuesta numérica del incremento de esfuerzo axial (izquierda) y momento flector (derecha) con las soluciones analíticas <i>no-slip</i> de Wang y Penzien para el registro sísmico de Loma Prieta (RSN0768) escalado a (a) $PGA_{rock} = 0.38$ g, (b) $PGA_{rock} = 0.62$ g y (c) $PGA_{rock} = 0.90$ g	85
Figura D.1.	Curvas de riesgo para el incremento máximo de (a) esfuerzo axial, (b) esfuerzo de corte y (c) curvatura en el túnel; calculadas en base a la convolución de la curva de amenaza y fragilidad para PGA_{rock} y $Sa(T_0)$	86
Figura D.2.	Curvas de riesgo para (a) el drift máximo del túnel y (b) la deformación máxima de corte; calculadas en base a la convolución de la curva de amenaza y fragilidad para PGA_{rock} y $Sa(T_0)$	86
Figura D.3.	Curvas de riesgo para (a) la deformación diametral máxima absoluta en el túnel y (b) la deformación residual negativa en la superficie del depósito de suelo en el eje C-C'; calculadas en base a la convolución de la curva de amenaza y fragilidad para PGA_{rock} y $Sa(T_0)$	87
Figura D.4.	Curvas de riesgo para (a) PGA en la superficie del eje C-C', (b) PGA en la superficie del eje E-E', (c) MHA en la bóveda del túnel y (d) MHA en la contra bóveda del túnel; calculadas en base a la convolución de la curva de amenaza y fragilidad para PGA_{rock} y $Sa(T_0)$	87

Anexo A: Metodología para el cálculo de curvas de amortiguamiento y degradación del módulo de corte mediante ciclos de deformaciones impuestas en OpenSees[®].

Dado que OpenSees no permite imponer desplazamientos en un análisis transiente, se implementó un método que permite controlar las deformaciones impuestas dada una historia de fuerzas aplicadas a un elemento cuadrilátero. En la Figura A.1 se presenta el modelo físico para simular un elemento sometido a corte simple con control de desplazamientos.

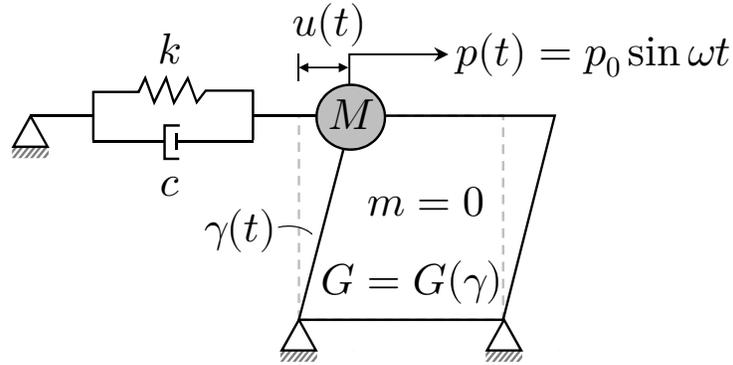


Figura A.1. Esquema de un elemento cuadrilátero unitario sometido a corte simple en OpenSees[®]

En este modelo se aplicó una historia de fuerzas $p_0 \sin \omega t$ en uno de los nodos superiores de un cuadrado de tamaño 1×1 y sin masa ($\rho = 0$). En el borde superior del elemento se agrega una masa concentrada M conectada a un elemento Kelvin (resorte más amortiguador) cuya rigidez k es varios ordenes de magnitud mayor que la rigidez lateral que proporciona el elemento de suelo, es decir $k \gg G(\gamma)$. Además del elemento Kelvin, se consideró amortiguamiento de Rayleigh con $\xi_{\min} = 1\%$.

Para obtener las curvas de amortiguamiento y degradación de rigidez es necesario calcular los ciclos tensión-deformación para distintos valores de γ_{\max} . Por lo tanto, la amplitud de la excitación armónica p_0 debe calcularse de tal modo que la deformación máxima u_{\max} corresponda al valor objetivo de γ_{\max} .

Para este sistema de un grado de libertad sabemos que

$$M\ddot{u} + c\dot{u} + ku + G(\gamma)u = p_0 \sin \omega t \quad (\text{A.1})$$

Como $k \gg G(\gamma)$, la respuesta del sistema se puede aproximar mediante la ecuación diferencial

$$M\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_0 \sin \omega t \quad (\text{A.2})$$

Para este input de aceleración, el factor de amplificación dinámica de la respuesta es

$$R_d = \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \quad (\text{A.3})$$

en donde $\beta = \omega/\omega_n$, $\omega_n = \sqrt{k/M}$ y $\xi = c/2M\omega_n$.

La amplitud de la respuesta estacionaria es $u_{\max} = u_{\text{st}}R_d$, con $u_{\text{st}} = p_0/k$. Por lo tanto, para controlar la magnitud del desplazamiento máximo, es necesario que la amplitud de la excitación armónica se calcule en base al desplazamiento objetivo. Por lo tanto, la amplitud p_0 se debe calcular como

$$p_0 = u_{\max}k/R_d \quad (\text{A.4})$$

Como el elemento es de dimensión unitaria, el desplazamiento máximo horizontal equivale a la deformación de corte máxima, por lo tanto $u_{\max} = \gamma_{\max}$ y $p_0 = \gamma_{\max}k/R_d$. En la Figura A.2 se muestra la comparación entre la solución analítica y numérica de la respuesta $\gamma(t)$ para la deformación de corte objetivo $\gamma_{\max} = 0.01$. Como se puede observar, la solución de la Ecuación (A.2) reproduce en forma ‘exacta’ la solución de la Ecuación (A.1)

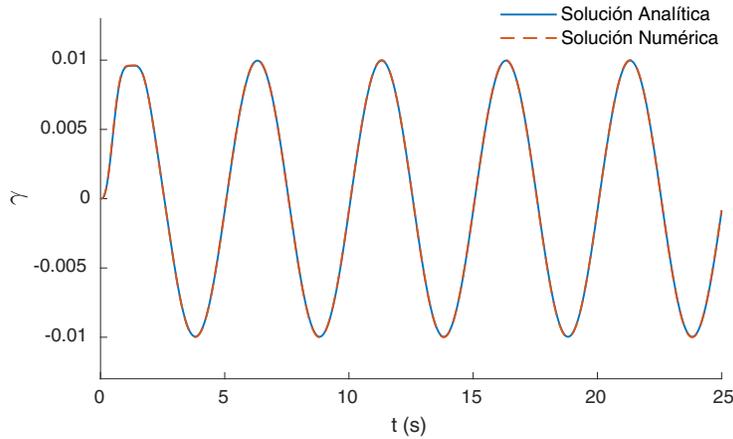


Figura A.2. Comparación entre la solución analítica y numérica de la respuesta $\gamma(t)$ con $\xi_{\min} = 1\%$, $\omega_n = 2\pi$, $\omega = \omega_n/5$ y $M = 10^7$ kg

En la Figura 4.4(a) (Capítulo 4) se observan los ciclos tensión-deformación obtenidos mediante este método para distintos valores de γ_{\max} .

Anexo B: Comparación de la respuesta numérica y experimental para los registros de centrífuga EQ1, EQ2 y EQ3.

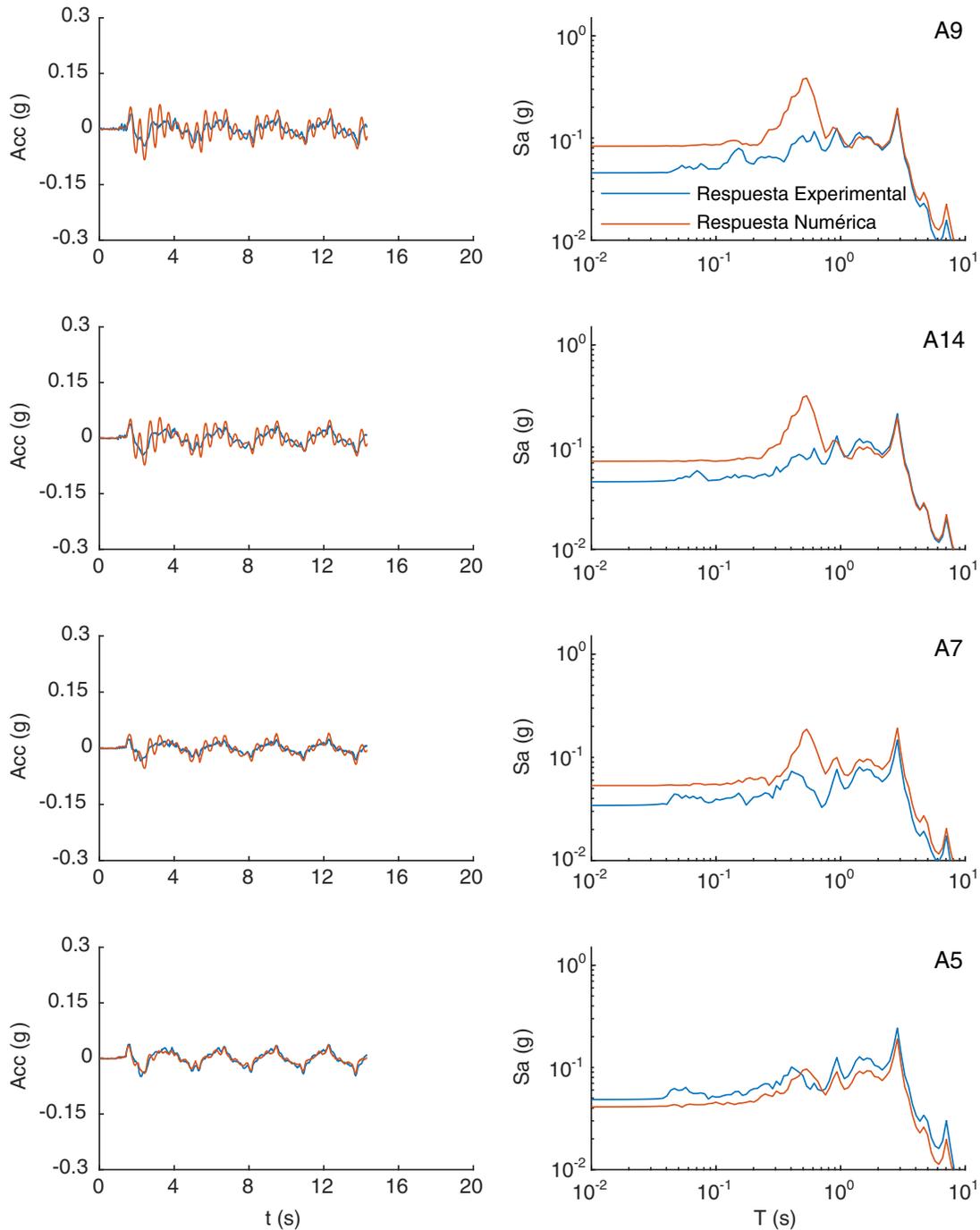


Figura B.1. Comparación de historia de aceleraciones (columna izquierda) y espectros de respuesta $\xi = 0.05$ (columna derecha) en el eje D-D' para el registro EQ1 a distintas profundidades

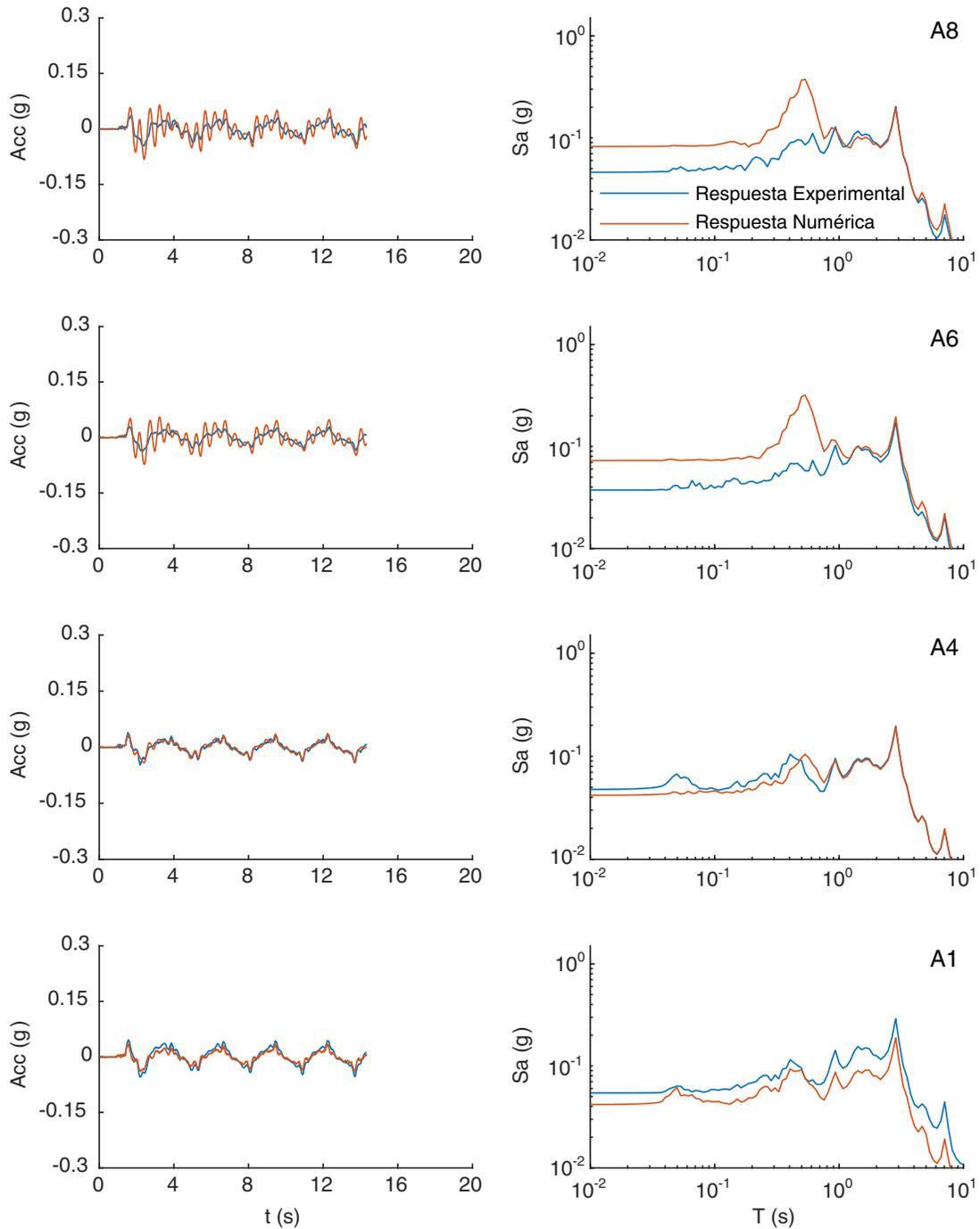


Figura B.2. Comparación de historia de aceleraciones (columna izquierda) y espectros de respuesta $\xi = 0.05$ (columna derecha) en el eje C-C' para el registro EQ1 a distintas profundidades

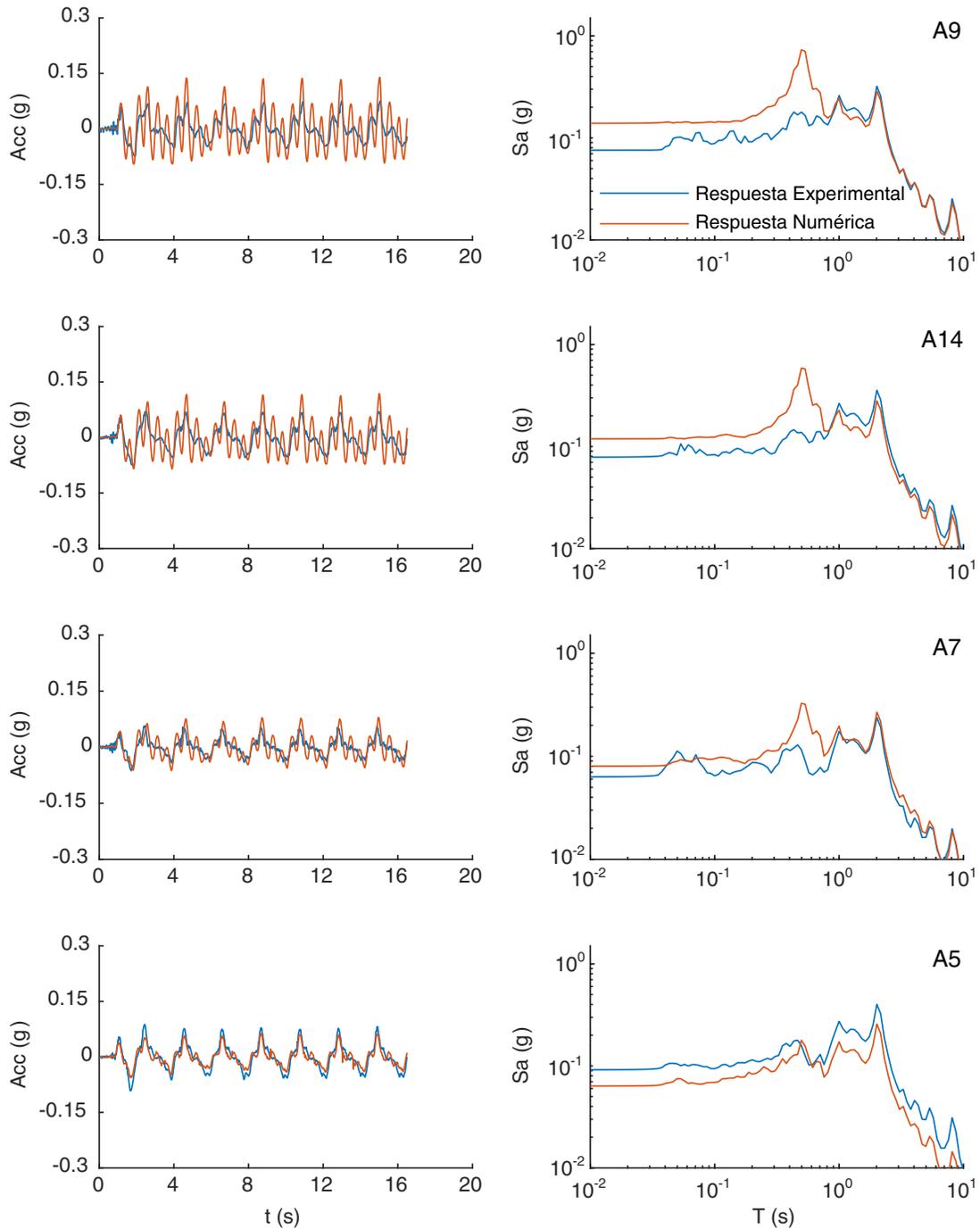


Figura B.3. Comparación de historia de aceleraciones (columna izquierda) y espectros de respuesta $\xi = 0.05$ (columna derecha) en el eje D-D' para el registro EQ2 a distintas profundidades

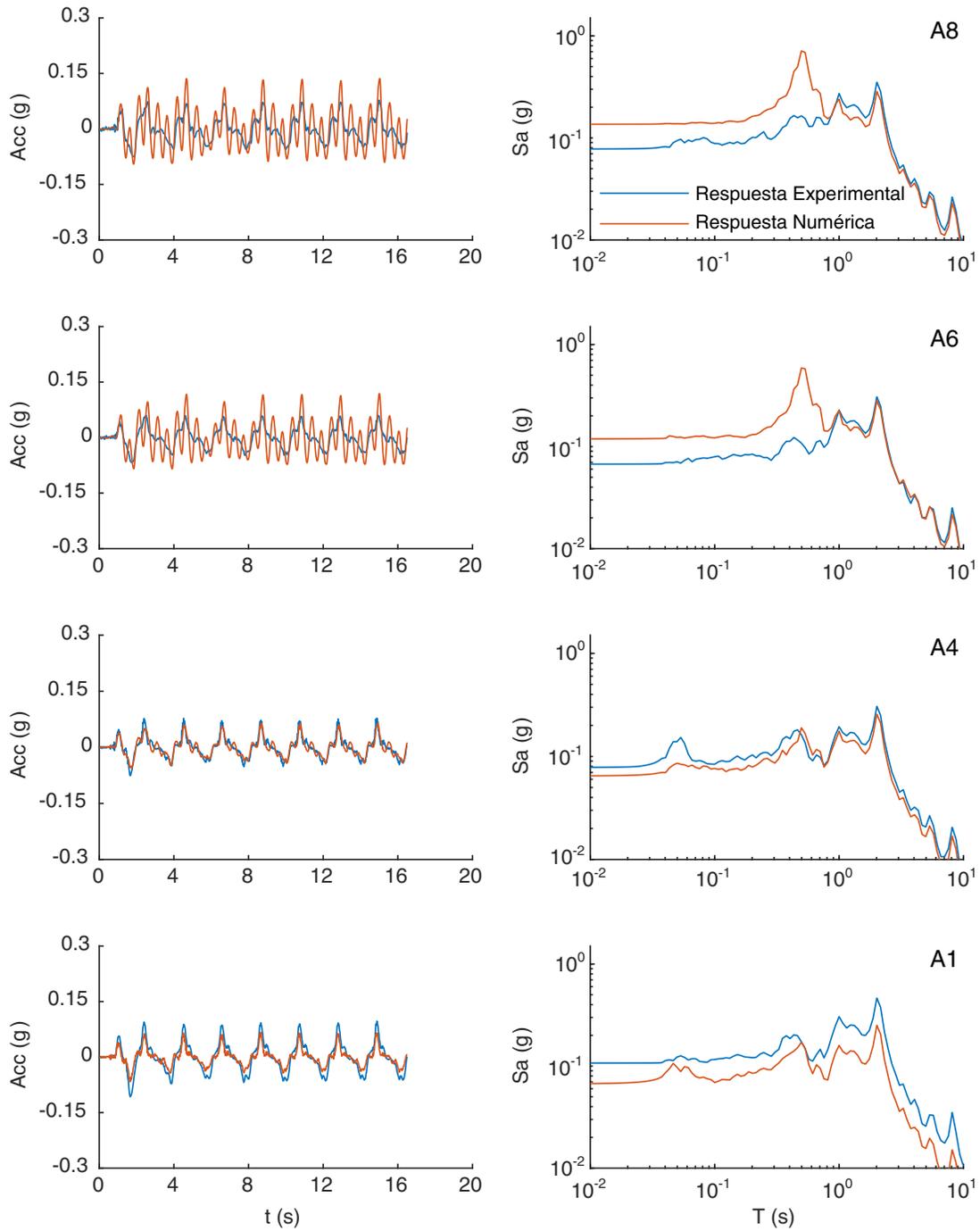


Figura B.4. Comparación de historia de aceleraciones (columna izquierda) y espectros de respuesta $\xi = 0.05$ (columna derecha) en el eje C-C' para el registro EQ2 a distintas profundidades

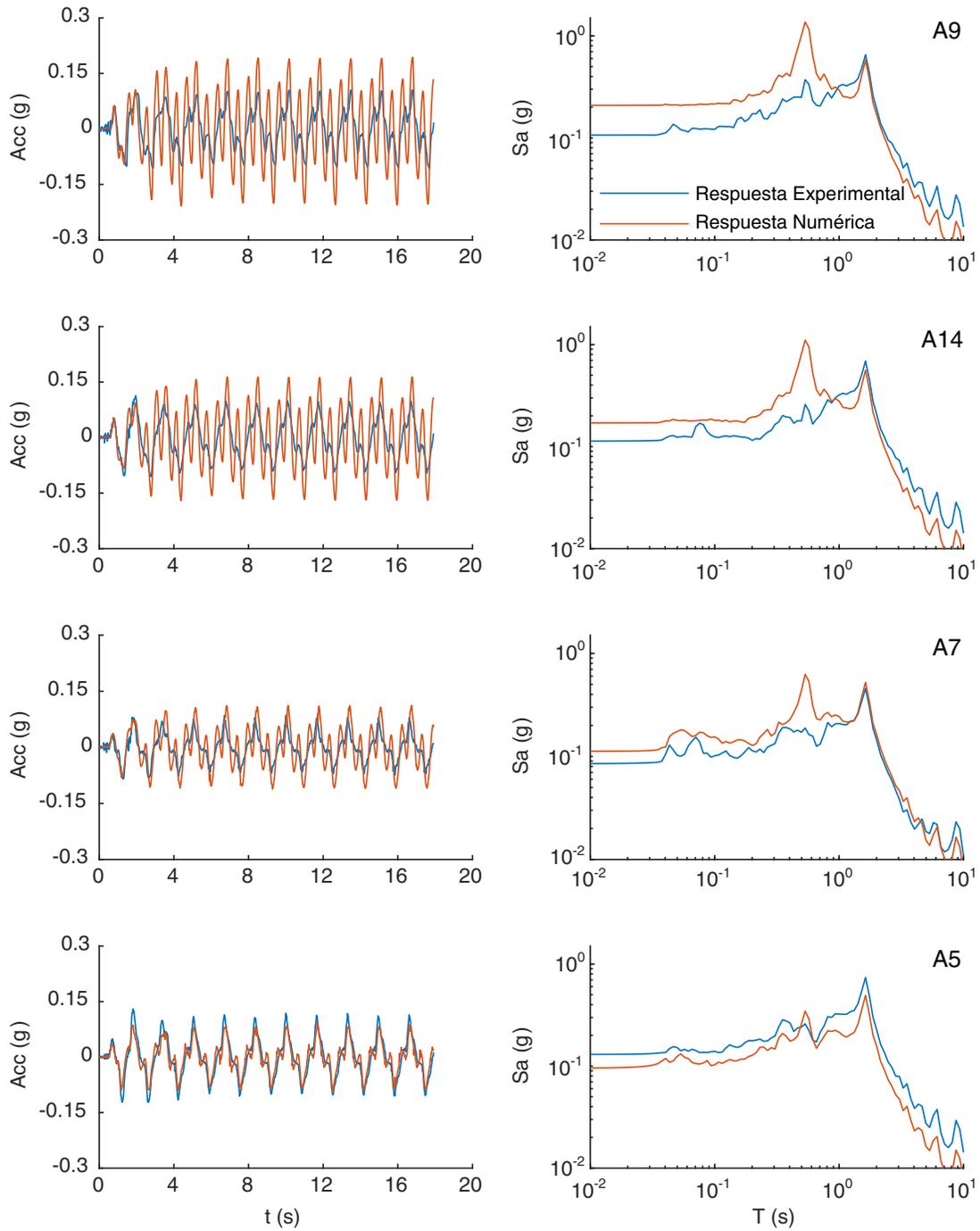


Figura B.5. Comparación de historia de aceleraciones (columna izquierda) y espectros de respuesta $\xi = 0.05$ (columna derecha) en el eje D-D' para el registro EQ3 a distintas profundidades

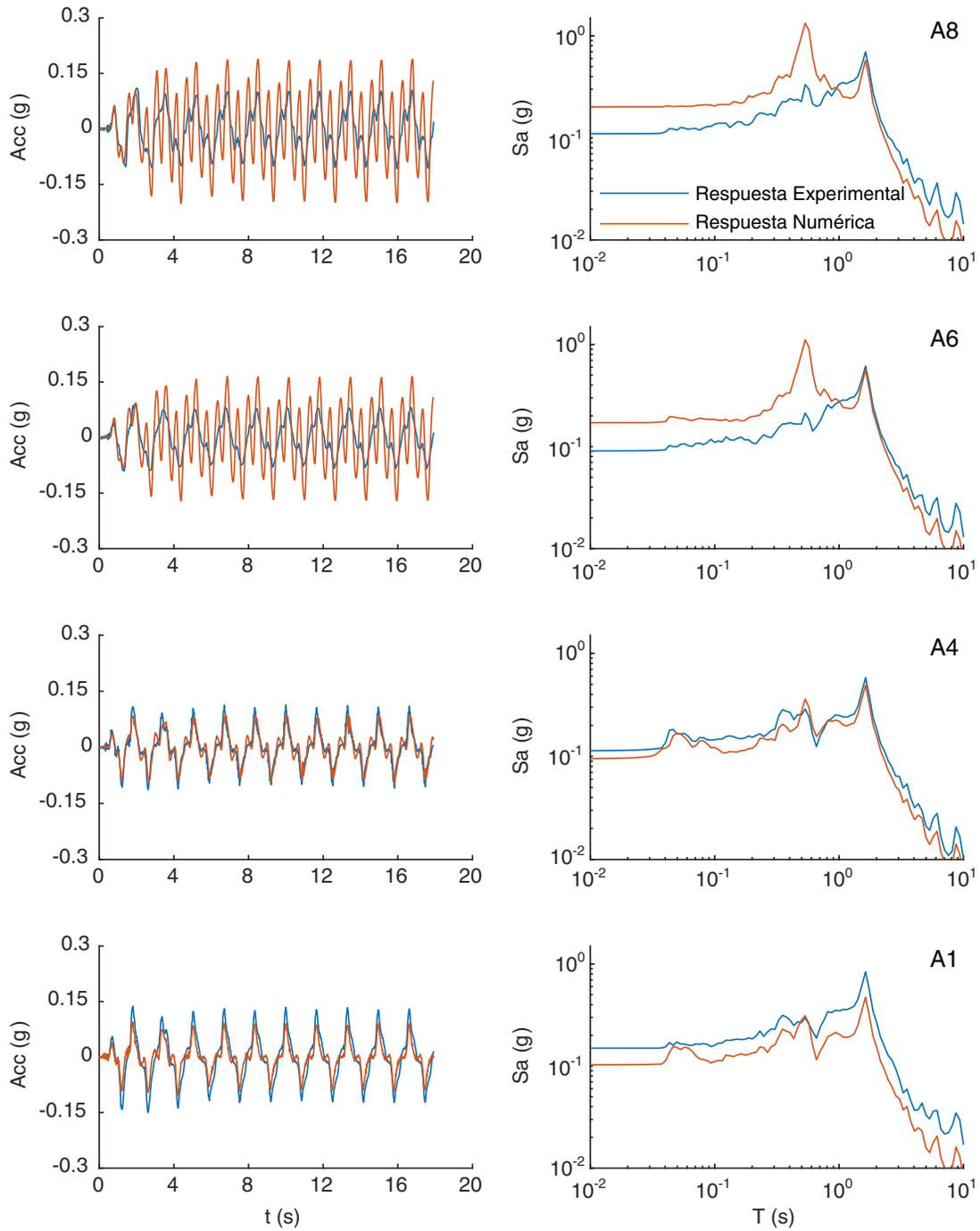


Figura B.6. Comparación de historia de aceleraciones (columna izquierda) y espectros de respuesta $\xi = 0.05$ (columna derecha) en el eje C-C' para el registro EQ3 a distintas profundidades

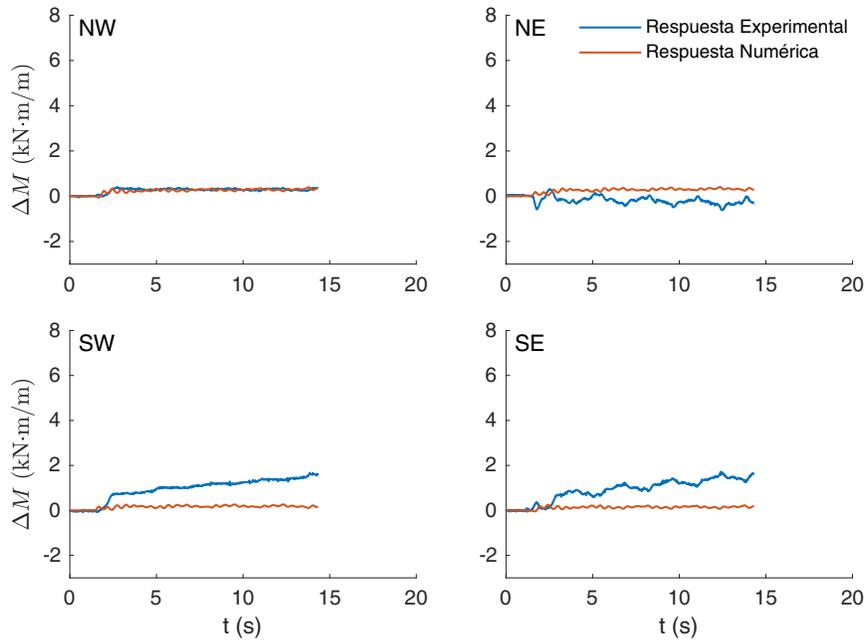


Figura B.7. Historia de incrementos máximos del momento flector en el túnel para el registro EQ1

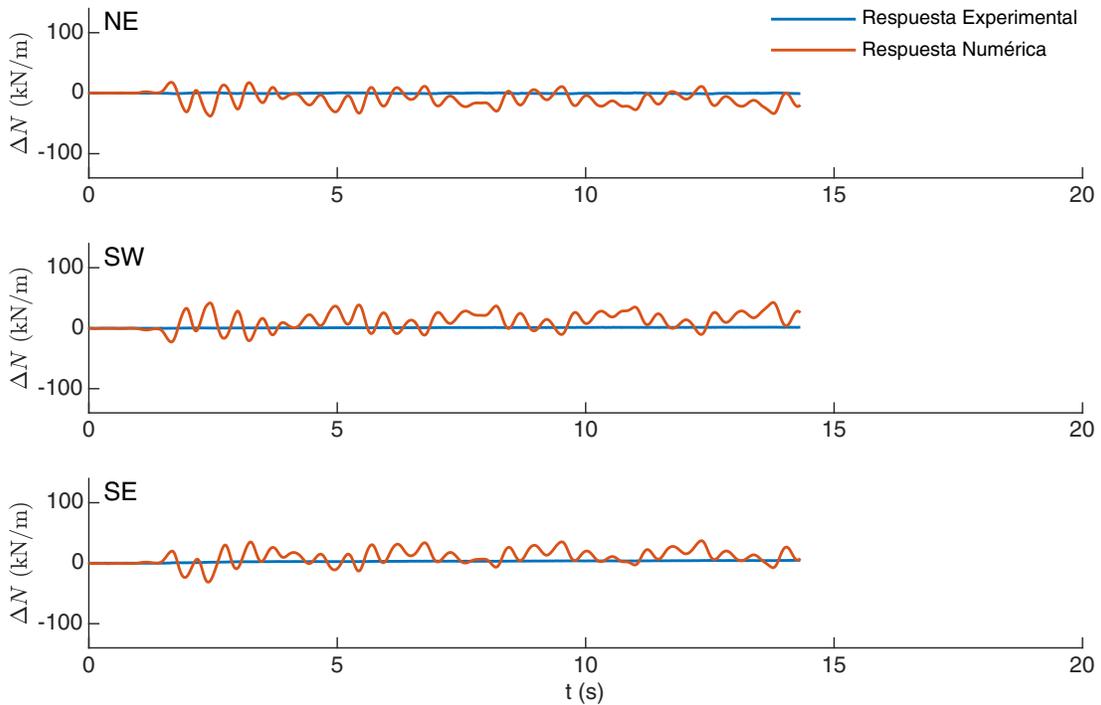


Figura B.8. Historia de incrementos máximos del esfuerzo axial en el túnel para el registro EQ1

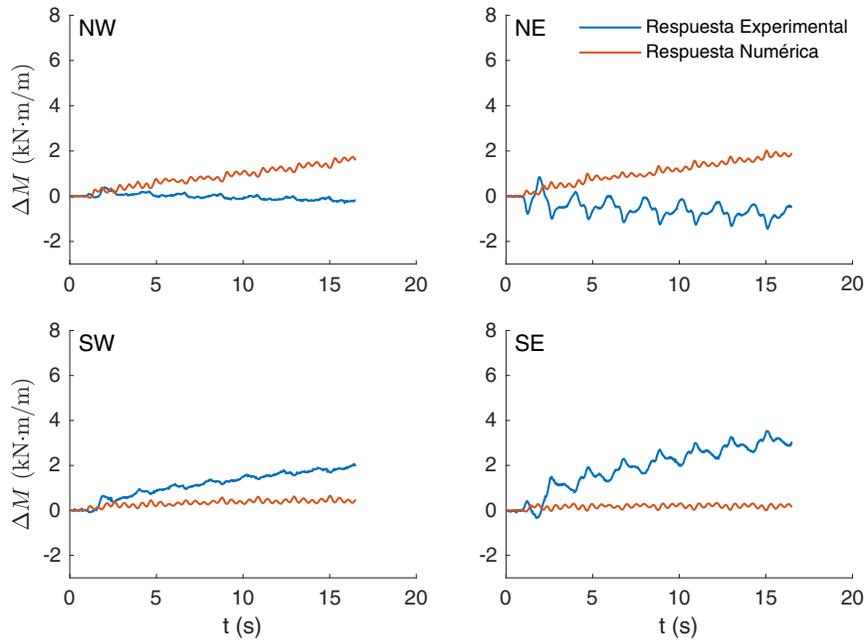


Figura B.9. Historia de incrementos máximos del momento flector en el túnel para el registro EQ2

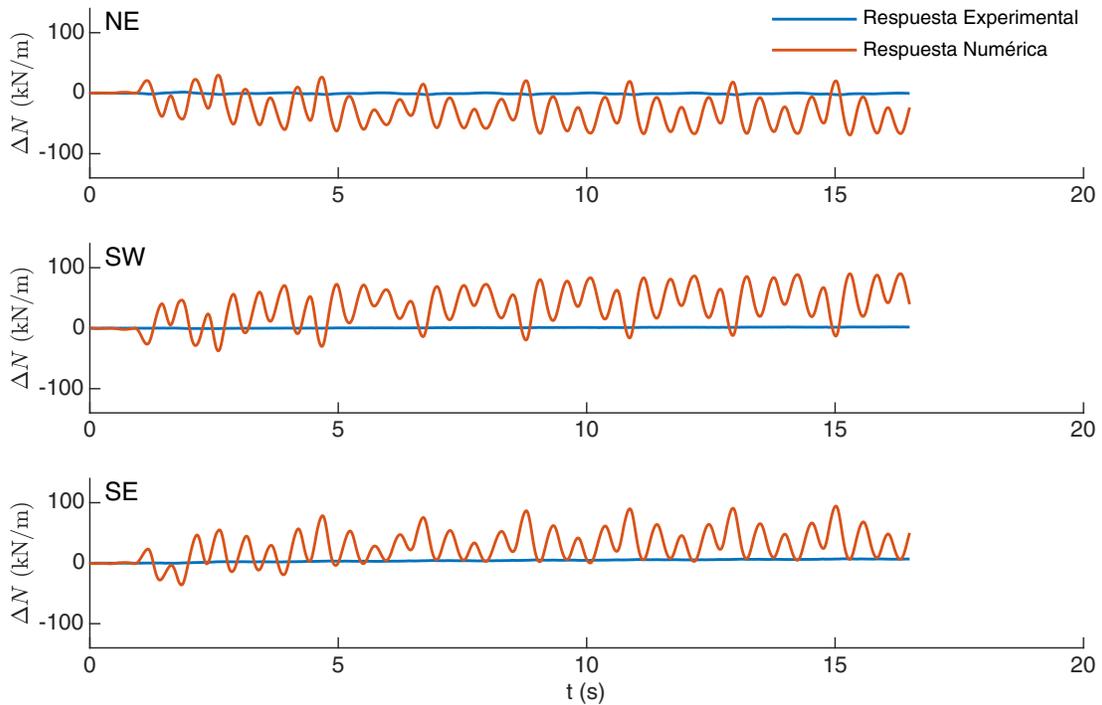


Figura B.10. Historia de incrementos máximos del esfuerzo axial en el túnel para el registro EQ2

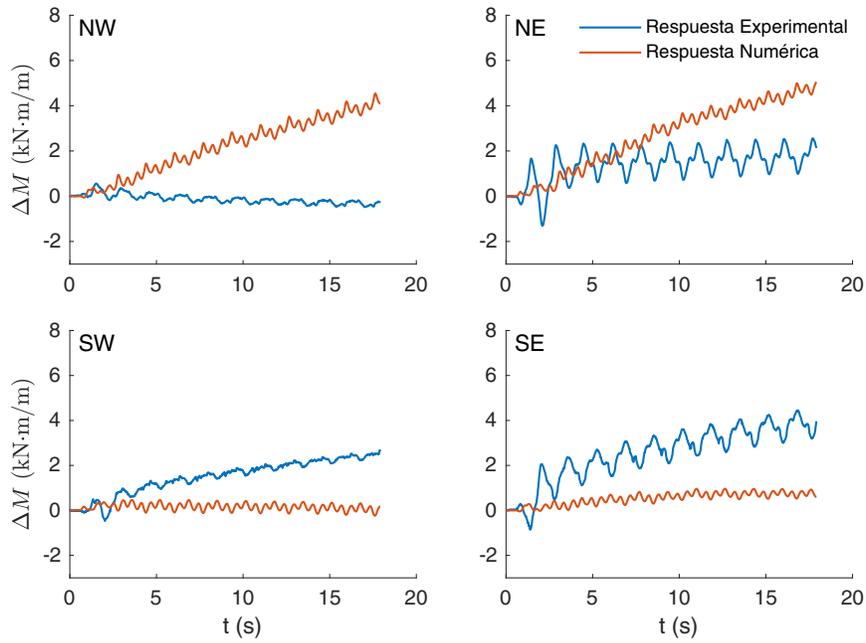


Figura B.11. Historia de incrementos máximos del momento flector en el túnel para el registro EQ3

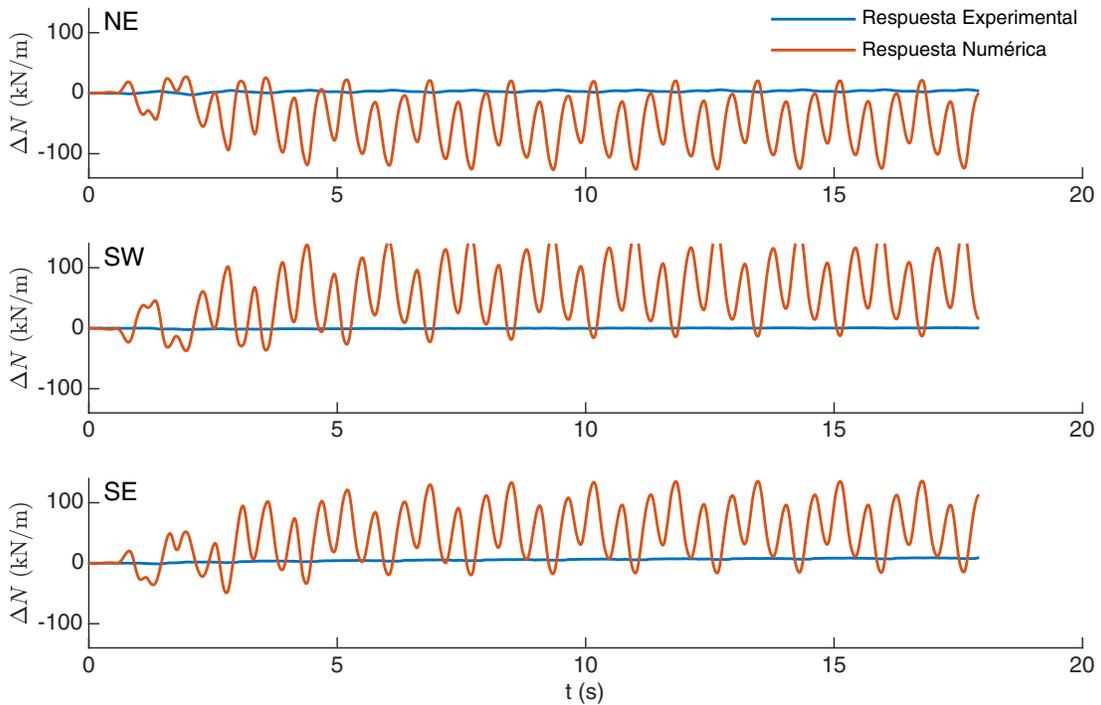


Figura B.12. Historia de incrementos máximos del esfuerzo axial en el túnel para el registro EQ3

Anexo C: Comparaciones adicionales de las soluciones analíticas de Wang (1993) y Penzien (2000) con la respuesta numérica obtenida mediante OpenSees[®] para distintos movimientos sísmicos.

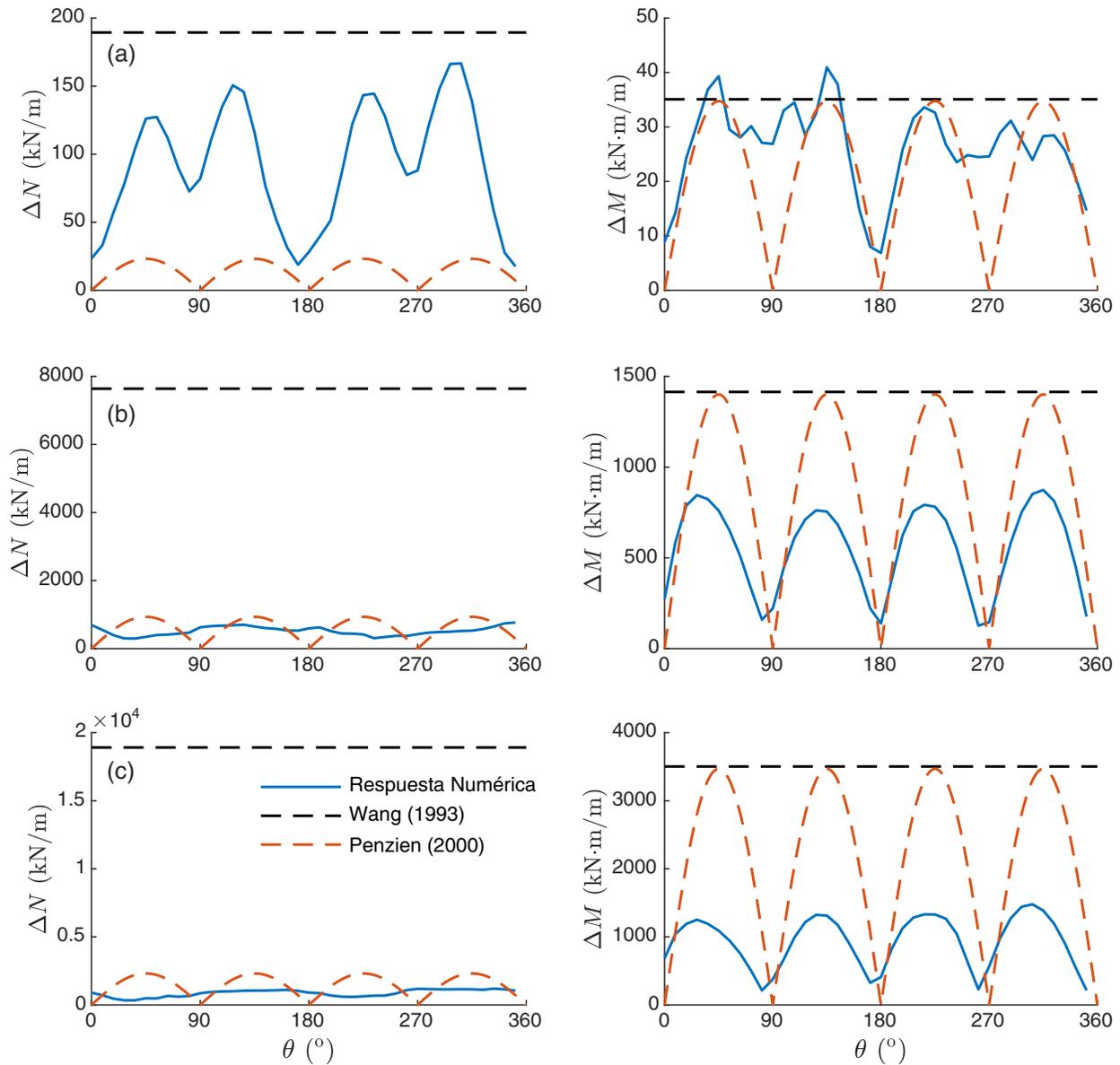


Figura C.1. Comparación de la respuesta numérica del incremento de esfuerzo axial (izquierda) y momento flector (derecha) con las soluciones analíticas *no-slip* de Wang y Penzien para el registro sísmico de Northridge (RSN1045) escalado a (a) $PGA_{rock} = 0.15$ g, (b) $PGA_{rock} = 0.82$ g y (c) $PGA_{rock} = 1.11$ g

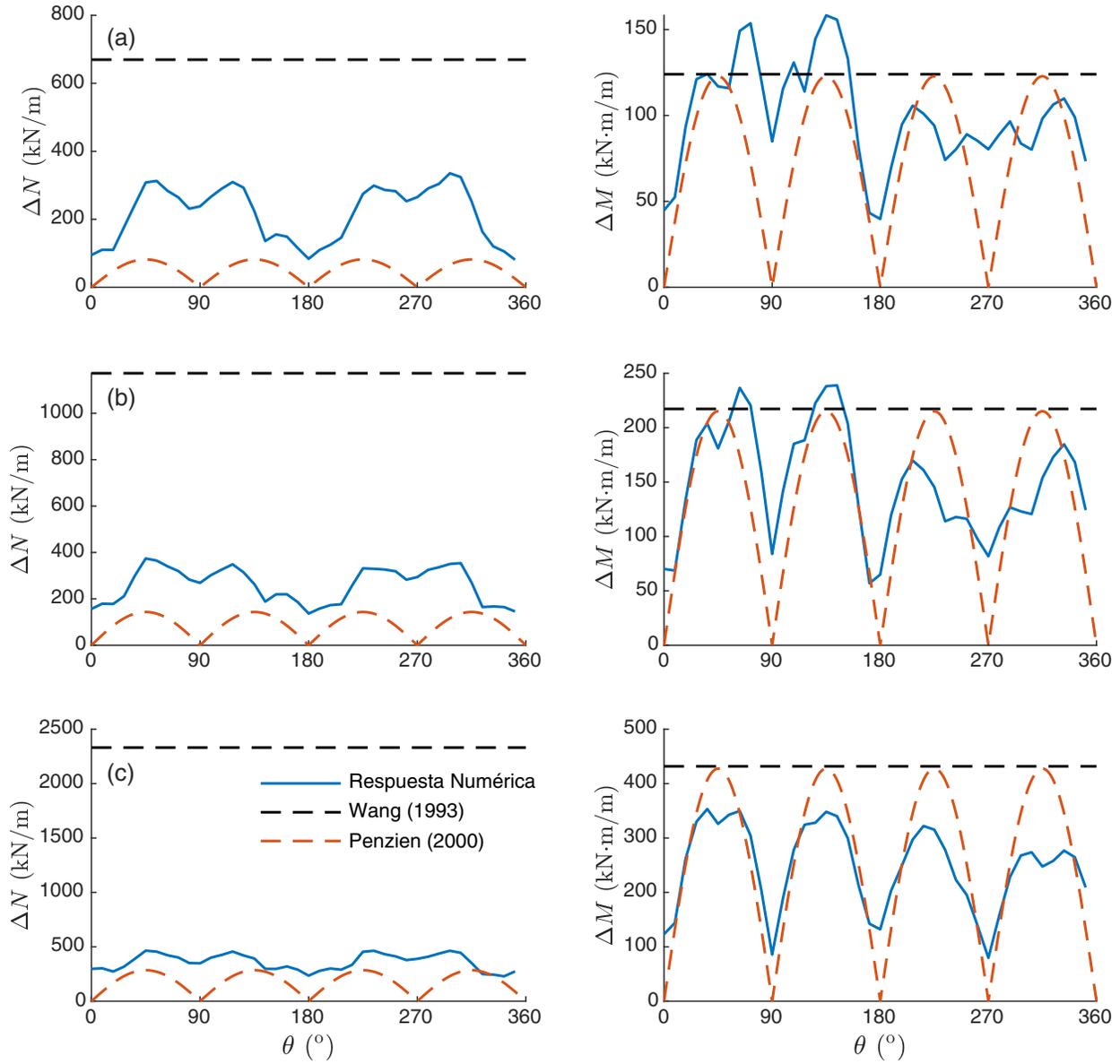


Figura C.2. Comparación de la respuesta numérica del incremento de esfuerzo axial (izquierda) y momento flector (derecha) con las soluciones analíticas *no-slip* de Wang y Penzien para el registro sísmico de Chi Chi (RSN2629) escalado a (a) $PGA_{rock} = 0.42$ g, (b) $PGA_{rock} = 0.69$ g y (c) $PGA_{rock} = 1.54$ g

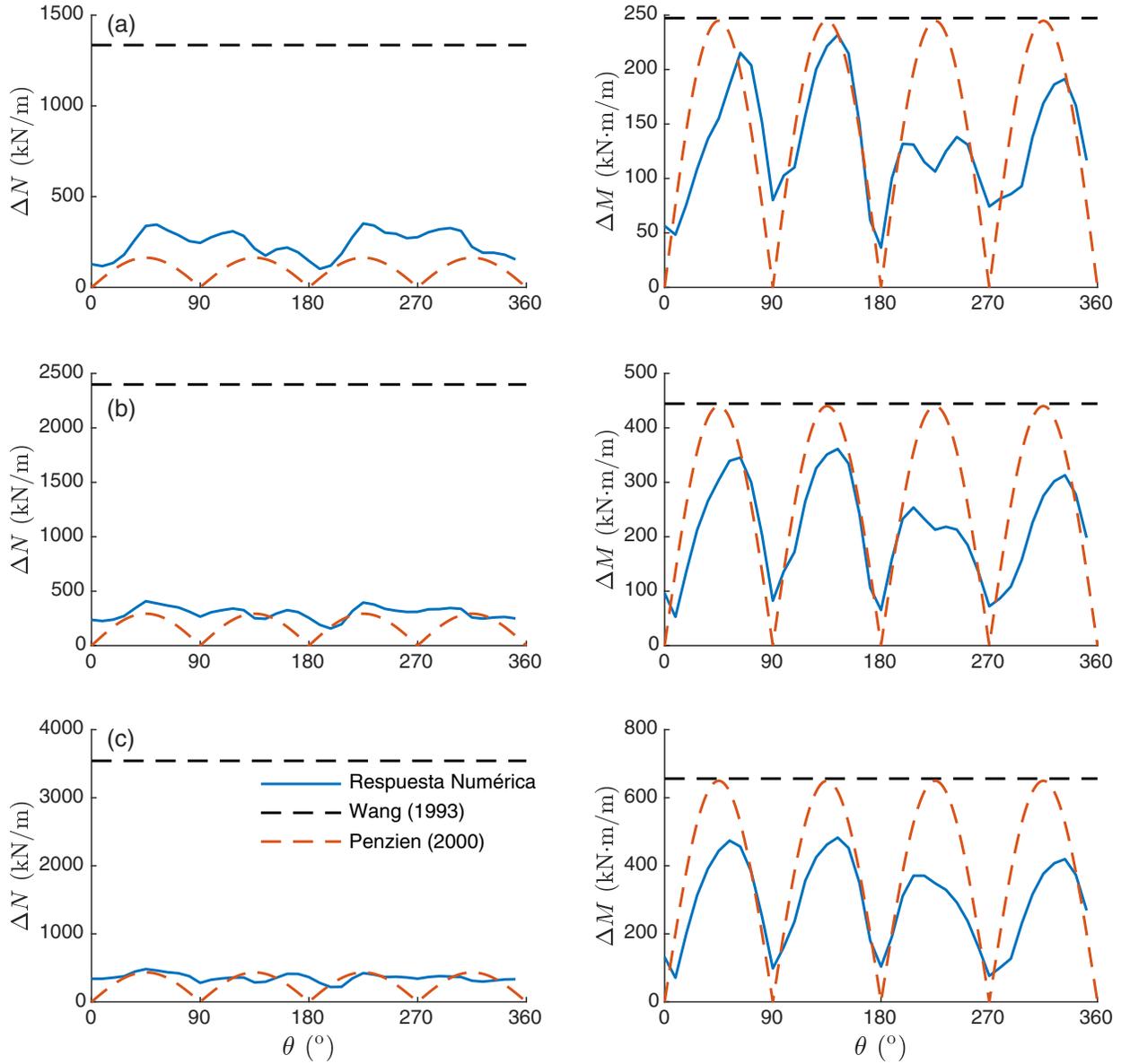


Figura C.3. Comparación de la respuesta numérica del incremento de esfuerzo axial (izquierda) y momento flector (derecha) con las soluciones analíticas *no-slip* de Wang y Penzien para el registro sísmico de Loma Prieta (RSN0768) escalado a (a) $PGA_{rock} = 0.38$ g, (b) $PGA_{rock} = 0.62$ g y (c) $PGA_{rock} = 0.90$ g

Anexo D: Curvas de riesgo adicionales para los EDPs mediante el método de la convolución con PGA_{rock} y $Sa(T_0)$ como IMs de análisis.

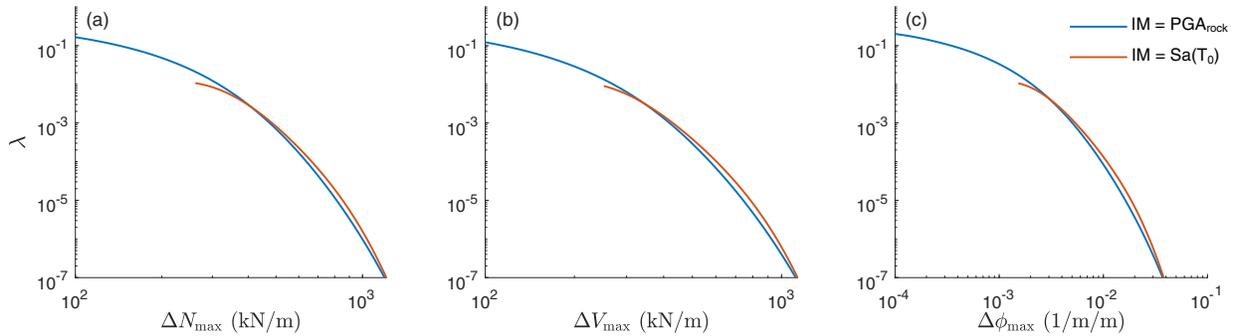


Figura D.1. Curvas de riesgo para el incremento máximo de (a) esfuerzo axial, (b) esfuerzo de corte y (c) curvatura en el túnel; calculadas en base a la convolución de la curva de amenaza y fragilidad para PGA_{rock} y $Sa(T_0)$

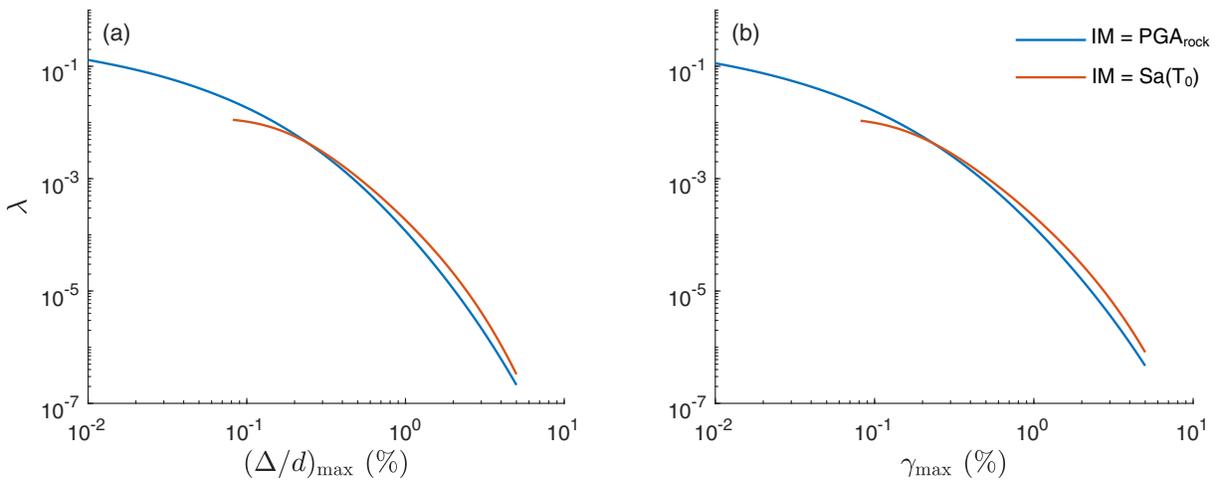


Figura D.2. Curvas de riesgo para (a) el drift máximo del túnel y (b) la deformación máxima de corte; calculadas en base a la convolución de la curva de amenaza y fragilidad para PGA_{rock} y $Sa(T_0)$

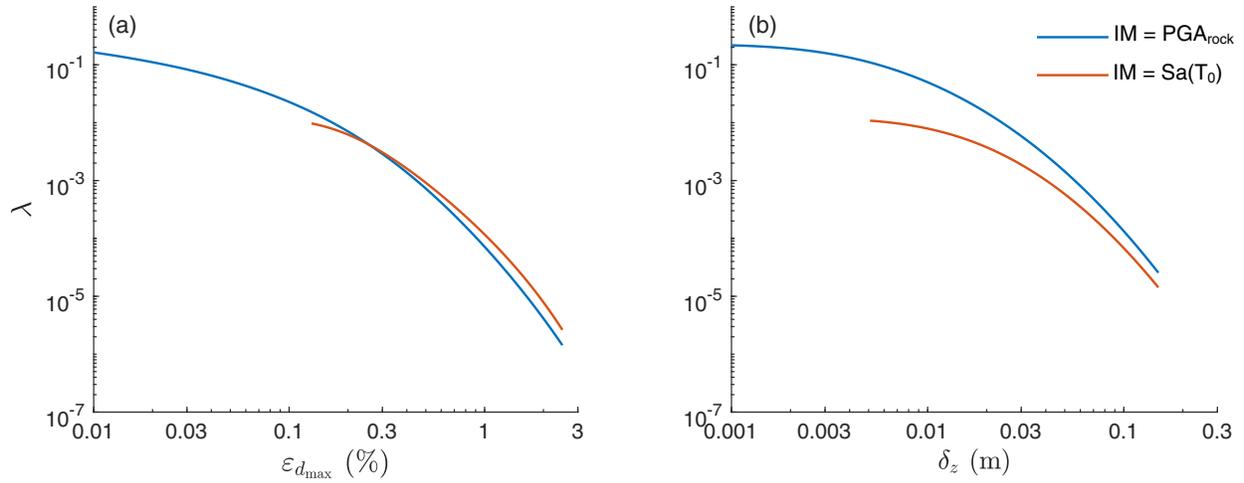


Figura D.3. Curvas de riesgo para (a) la deformación diametral máxima absoluta en el túnel y (b) la deformación residual negativa en la superficie del depósito de suelo en el eje C-C'; calculadas en base a la convolución de la curva de amenaza y fragilidad para PGA_{rock} y $Sa(T_0)$

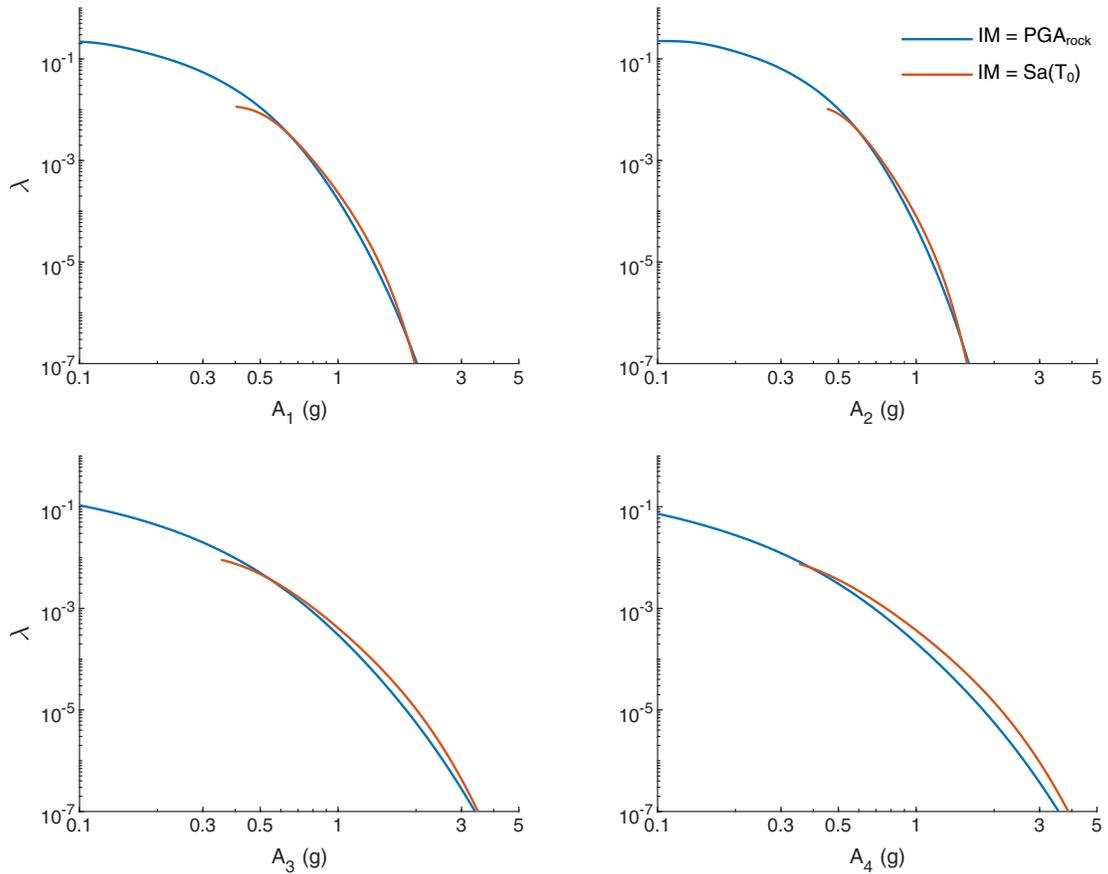


Figura D.4. Curvas de riesgo para (a) PGA en la superficie del eje C-C', (b) PGA en la superficie del eje E-E', (c) MHA en la bóveda del túnel y (d) MHA en la contra bóveda del túnel; calculadas en base a la convolución de la curva de amenaza y fragilidad para PGA_{rock} y $Sa(T_0)$

Anexo E: Ecuaciones para el cálculo del esfuerzo de corte máximo inducido por un movimiento sísmico según el manual AASHTO-2010.

$$\tau_{\max} = (PGA/g)\sigma_v R_d \quad (\text{E.1})$$

$$\sigma_v = \gamma_t(H + D) \quad (\text{E.2})$$

Donde

- PGA = Aceleración máxima del suelo a la profundidad del túnel (g)
- σ_v = Presión vertical total a la profundidad de la contra bóveda del túnel (ksf)
- γ_t = Peso específico total del suelo (kcf)
- H = Profundidad de la bóveda del túnel (ft)
- D = Diámetro del túnel (ft)
- R_d = Factor de reducción del esfuerzo dependiente de la profundidad. Se puede estimar mediante las siguientes relaciones:

$R_d = 1.0 - 0.00233z$	$z < 30 \text{ ft}$
$R_d = 1.174 - 0.00814z$	$30 \text{ ft} < z < 75 \text{ ft}$
$R_d = 0.744 - 0.00244z$	$75 \text{ ft} < z < 100 \text{ ft}$
$R_d = 0.5$	$z > 100 \text{ ft}$

Donde $z = H + D$ es la profundidad en ft desde la superficie hasta la contra bóveda del túnel.