



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERIA CIVIL – GEOTECNIA

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DINÁMICA DE UN EDIFICIO HISTÓRICO TRATADO
CON JET GROUTING. CASO TEMPLO SAN FRANCISCO DE LA LÍNEA 3 DEL METRO
DE GUADALAJARA

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
OSMAN DANIEL PERAFÁN ARBOLEDA

TUTOR
DR EDUARDO BOTERO JARAMILLO, INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO, DICIEMBRE DE 2018



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Efraín Ovando Shelley
Secretario: Dr. Marcos Mauricio Chávez Cano
Vocal: Dr. Eduardo Botero Jaramillo
1^{er.} Suplente: Dr. Luis Osorio Flores
2^{d o.} Suplente: M.C. Miguel Rodríguez Gonzáles

Lugar donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO

FIRMA

RESUMEN

El principal objetivo de la presente investigación es determinar el efecto de un tratamiento tipo Jet Grouting en la respuesta dinámica de un templo de valor histórico considerando tanto el cambio en la señal debido al comportamiento del suelo (efectos locales) como las características de la estructura. Lo anterior se realizó mediante el uso de modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas en el software FLAC^{3D}.

Se presenta de manera resumida las características generales de los templos históricos y los sistemas de protección típicos que se ejecutan para protegerlos por la realización de excavaciones haciendo énfasis en la técnica Jet Grouting. Así mismo, se resumen algunos trabajos donde se analiza la respuesta dinámica de mejoramientos con Jet Grouting. Como apoyo para el entendimiento de los modelos numéricos se describen los conceptos básicos de interacción suelo-estructura.

Para los análisis numéricos se tiene como caso de aplicación el Templo de San Francisco, el cual hace parte de las estructuras históricas afectadas por la construcción del túnel de la línea 3 del tren ligero de Guadalajara. Como medida de protección en este templo se utilizaron columnas de Jet Grouting en la zona de la traza del túnel.

En los análisis numéricos se empleó un modelo elástico lineal, el comportamiento dinámico no lineal del suelo se simuló con un esquema de amortiguamiento tipo histerético que captura la degradación de la rigidez y el aumento del amortiguamiento ante la variación de la deformación angular. Tanto las propiedades del suelo como de la estructura fueron calibradas utilizando valores de periodos naturales medidos en el campo con vibración ambiental.

Se determinó que el tratamiento con Jet Grouting disminuye las aceleraciones en el terreno. En cuanto a la respuesta estructural, se aprecia una disminución de las aceleraciones espectrales en los periodos cortos, en los demás periodos no se evidencian cambios significativos. Aunque el comportamiento general del Jet Grouting en la respuesta estructural resulto benéfico, los puntos más alejados al tratamiento presentan cambios mínimos o nulos, esto debido a que la influencia del tratamiento es aproximadamente un radio de 2 veces su espesor alrededor de su centroide.

ABSTRACT

The main objective of the present investigation was to determine the effect of a Jet Grouting type treatment in the dynamic response of a historical value temple considering both the change in the signal due to the behavior of the soil (local effects) and the characteristics of the structure. This was done using three-dimensional numerical models of finite differences in the FLAC^{3D} software.

The general characteristics of the historical temples and the typical protection systems that are executed to protect them from new excavations are presented in a summarized manner, emphasizing in the Jet Grouting technique. Likewise, some works are summarized where the dynamic response of Jet Grouting type improvements is analyzed. As support for the understanding of the numerical models, the basic concepts of soil-structure interaction are described.

For the numerical analysis, the application case is The San Francisco Temple, which is part of the historical structures influenced by the tunnel that will be used as an extension for line 3 of the Guadalajara light rail. Secants Jet Grouting columns were used as protection measure in this temple around the tunnel area.

In the numerical analysis a linear elastic model was used, the dynamic non-linear behavior of the soil was simulated with a hysteretic damping pattern, it captures the degradation of the rigidity and the increase of the damping with the variation of the angular deformation. Both, the properties of the soil and the structure were calibrated using the values of natural periods measured in field with environmental vibrations.

It was found that the Jet Grouting treatment applied decreases accelerations on the ground; while the structural response shows a decrease in spectral accelerations in the short periods, in the other periods no significant changes are observed. Although the general behavior of the Jet Grouting in the structural response was beneficial, the points furthest away from the treatment present minimal or no changes, this is because the influence of the treatment is approximately a radius of 2 times its thickness around the centroid.

A mi familia

“No estudio para saber más, sino para ignorar menos” *-Sor Juana Inés de la Cruz*

AGRADECIMIENTOS

A mis padres y mi hermano que son la razón de todos mis logros, muchas gracias.

A mi tutor el Doctor Eduardo Botero Jaramillo, por todo el apoyo brindado y los medios para realizar este trabajo. Además de su siempre buena disposición y actitud en todo momento que lo necesité.

A Tiana Rosanía, Sebastián Ramírez, Sergio Martínez, Mauricio Chávez y Francisco Flores, por sus pertinentes observaciones y ayuda en diferentes etapas de este trabajo.

A Conacyt por brindarme los medios económicos para estudiar en México.

Al Instituto de Ingeniería por abrirme sus puertas y apoyarme en este trabajo.

TABLA DE CONTENIDO

	Página
RESUMEN	i
ABSTRACT	ii
AGRADECIMIENTOS	iv
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	viii
SIMBOLOGÍA	xiii
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 PROBLEMÁTICA Y JUSTIFICACIÓN.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	3
1.2.1 Objetivo general	3
1.2.2 Objetivos específicos	3
1.3 ALCANCE.....	4
1.4 METODOLOGÍA	5
CAPÍTULO 2 ANTECEDENTES	6
2.1 EDIFICIOS HISTÓRICOS	6
2.1.1 Materiales estructurales	8
2.1.2 Modelos numéricos.....	9
2.2 PROTECCIÓN DE EDIFICIOS HISTÓRICOS ANTE NUEVAS EXCAVACIONES.....	10
2.2.1 Pantallas de concreto.....	12
2.2.2 Control de parámetros de construcción.....	13
2.2.3 Jet Grouting.....	13
2.3 RESPUESTA DINÁMICA DE INCLUSIONES TIPO JET GROUTING	16
2.4 INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO – ESTRUCTURA	19
2.4.1 Métodos de multi-paso.....	20
2.4.2 Métodos directos.....	20
2.4.3 Uso de software avanzado.....	21
CAPÍTULO 3 DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO TEMPLO DE SAN FRANCISCO	23
3.1 PROYECTO LÍNEA 3 TREN LIGERO GUADALAJARA	23
3.1.1 Templo de San Francisco.....	26
3.1.2 Tratamiento de Jet Grouting.....	30
3.2 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	33
3.2.1 Resumen exploración	33
3.2.2 Modelo geológico - geotécnico	35
3.2.3 Propiedades dinámicas.....	37
3.3 MEDICIONES DE RUIDO AMBIENTAL.....	41
3.3.1 Periodo del suelo.....	41

3.3.2	Periodo del Templo de San Francisco	42
3.4	SEÑAL DE ENTRADA	45
3.4.1	Deconvolución	46
3.4.2	Ajuste de ordenadas espectrales.....	47
3.4.3	Duración.....	50
CAPÍTULO 4 MODELACIÓN NUMÉRICA.....		52
4.1	GENERALIDADES FLAC ^{3D}	52
4.1.1	Principales aspectos del análisis dinámico en FLAC ^{3D}	53
4.2	PERIODO DE VIBRACIÓN NATURAL	59
4.2.1	Solución analítica.....	59
4.2.2	Respuesta a un impulso unitario.....	60
4.3	DETERMINACIÓN DE PERIODOS NATURALES EN FLAC ^{3D}	61
4.3.1	Periodo natural del suelo	61
4.3.2	Periodo natural de elementos estructurales	66
4.4	TRATAMIENTO DE LA SEÑAL PARA SIMULACIONES DINÁMICAS.....	68
4.4.1	Corrección línea base	68
4.4.2	Revisión de transmisión de onda.....	69
4.5	VALIDACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS DE CAMPO LIBRE	71
4.5.1	Modelo lineal equivalente.....	71
4.5.2	Modelo no lineal	74
4.6	MODELO DEL TRATAMIENTO JET GROUTING	78
4.6.1	Calibración propiedades JG	78
4.7	MODELO ESTRUCTURA TEMPLO SAN FRANCISCO	80
4.7.1	Cúpulas del templo y del edificio de 4 niveles	80
4.7.2	Modelo estructura.....	81
4.7.3	Calibración propiedades estructura	83
4.8	INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA	86
4.8.1	Efecto del JG en la respuesta dinámica del depósito de suelo.....	88
4.8.2	Cambio en el movimiento debido a la interacción cinemática.....	92
4.8.3	Cambio en las aceleraciones espectrales sobre del Templo debido al JG.....	95
CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES.....		106
REFERENCIAS		110
ANEXO 1 DETERMINACIÓN DE PERIODOS DE VIBRACIÓN		115

ÍNDICE DE TABLAS

	Página
Tabla 2.1 Propiedades mecánicas base de la mampostería típica de templos históricos (Durán, 2017)	8
Tabla 2.2 Propiedades mecánicas de mampostería de piedra y ladrillo para modelo escala de un edificio histórico (Chávez y Peña, 2019)	9
Tabla 2.3. Medidas de protección para edificios existentes con relación a su distancia con un túnel nuevo. (Bai et al., 2014).....	12
Tabla 3.1 Dimensiones de las estructuras que componen el Templo San Francisco	29
Tabla 3.2 Características mínimas esperadas del Jet Grouting (SENER, 2012).....	31
Tabla 3.3 Parámetros de inyección tratamiento Jet Grouting. (SENER, 2012).....	31
Tabla 3.4 Propiedades núcleos extraídos de JG (CFE, 2017).....	31
Tabla 3.5 Resumen exploración ejecutada cerca al Templo San Francisco. Modificado de SENER, (2012)	33
Tabla 3.6 Parámetros modelo geológico – geotécnico. Modificado de SENER, (2012)	36
Tabla 3.7 Módulo de corte a bajas deformaciones del depósito en profundidad	40
Tabla 3.8 Periodos fundamentales medidos con ruido ambiental	44
Tabla 4.1. Periodo natural analítico por diferentes métodos del perfil estratificado.....	64
Tabla 4.2. Propiedades modelo para verificación periodo de vibración en FLAC ^{3D}	65
Tabla 4.3. Máximo tamaño de malla según criterio de transmisión.....	71
Tabla 4.4 Propiedades del perfil degradado luego del análisis lineal equivalente	72
Tabla 4.5. Parámetros de ajuste modelo NL DEEPSOIL.....	76
Tabla 4.6 Propiedades calibradas JG.....	80
Tabla 4.7 Propiedades iniciales estructura Templo San Francisco	83
Tabla 4.8 Comparación de periodos en la estructura para propiedades iniciales.....	84
Tabla 4.9 Comparación de periodos en la estructura para propiedades iteradas.....	85
Tabla 4.10 Propiedades finales estructura Templo San Francisco	86

ÍNDICE DE FIGURAS

	Página
Figura 1.1 Iglesia de Santo Domingo, Atzala Puebla. Daños asociados a los sismos de septiembre de 2017	2
Figura 1.2 Parroquia San Pedro y San Pablo, Ecatingo Estado de México. Daños asociados a los sismos de septiembre de 2017	2
Figura 1.3 Metodología resumida de trabajo.....	5
Figura 2.1 Principales elementos estructurales de un templo típico colonial. (Chávez, 2010).....	7
Figura 2.2 Modelo de elemento finito en el programa ANSYS (Chávez, 2010)	9
Figura 2.3 Modelo numérico Templo San Bortolomé en SAP2000. (Robles, 2014)	10
Figura 2.4 Modelos numéricos con influencia de edificios históricos enfocados a análisis geotécnicos .	10
Figura 2.5 Sección con ubicación relativa de un edificio existente y túnel. Modificado de Bai et al., (2014)	11
Figura 2.6 Uso de pantallas para proteger la basílica La Sagrada Familia, Barcelona. Modificado de (Ledesma y Alonso, 2017)	12
Figura 2.7 Algunos usos comunes de Jet Grouting: (a) fundación de terraplenes, (b) sello de fondo y soporte de excavaciones y (c) pantallas impermeables. Modificado de (Croce, 2014).....	14
Figura 2.8 Proceso de Jet Grouting común. (Rodríguez, 2010).....	15
Figura 2.9 Métodos de levantamiento: (a) intermitente, (b) continuo (camino espiral). (Croce, 2014)	15
Figura 2.10 Sistemas Jet Grouting típicos: (a) único fluido, (b) doble fluido y (c) triple fluido. Modificado de (Croce, 2014).....	16
Figura 2.11 Geometría de modelo empleado. Modificado de (Sedighi et al., 2017)	18
Figura 2.12 Relaciones de amplificación para una columna de JG de 20 m de profundidad y anchos de tratamiento de 25, 50 y 100 m. Modificado de (Sedighi et al., 2017).....	18
Figura 2.13 Espectros de respuesta normalizados. (Mánica, 2013)	19
Figura 2.14 Interacción suelo – estructura, método multi-paso. Modificado de Clough y Penzien, (2004)	20
Figura 2.15 Interacción suelo–estructura, método directo .Modificado de Kramer, (1996).....	21
Figura 2.16 Modelo para interacción dinámico suelo – pila – estructura. Modificado de (Xu y Fatahi, 2019).....	22
Figura 3.1 Trazado L3 tren ligero de Guadalajara. (UNIÓN, 2013).....	24
Figura 3.2 Corte transversal de la ruta. (UNIÓN, 2013).....	24
Figura 3.3 Trazado en planta, zona Templo San Francisco. Modificado de SENER, (2012).....	25

Figura 3.4 Sección transversal L3 Metro Guadalajara por Templo San Francisco. Modificado de SENER, (2012)	25
Figura 3.5 Vista en planta del Templo San Francisco. Tomado de Google Earth	26
Figura 3.6 Interior Templo San Francisco. (Catedrales e Iglesias, n.d.)	27
Figura 3.7 Fachada del Templo San Francisco. Tomado de Google Earth	27
Figura 3.8 Subdivisión Templo San Francisco. Tomado de Google Earth	28
Figura 3.9 Planta vista superior, medidas en [m]. Modificado de Cadena, (2016).....	28
Figura 3.10 Vistas frontal y posterior Templo San Francisco, medidas en [m]. Modificado de Cadena, (2016)	29
Figura 3.11 Vistas laterales Templo San Francisco, medidas en [m]. Modificado de Cadena, (2016) ..	29
Figura 3.12 Paso del Tren Ligero por el Templo San Francisco. Modificado de SENER, (2012)	30
Figura 3.13 Arreglo tipo tresbolillo del tratamiento Jet Grouting. Modificado de Consorcio Túnel GUADALAJARA, (2016).....	32
Figura 3.14 Sección típica tratamiento Jet Grouting, medidas en [m]. Modificado de Consorcio Túnel GUADALAJARA, (2016).....	32
Figura 3.15 Ubicación de exploración geotécnica cerca del Templo San Francisco (SENER, 2012) ..	33
Figura 3.16 Variación del número de golpes contra la profundidad, sondeos ST-26, ST-26 BIS y ST-27. Modificado de SENER, (2012).....	34
Figura 3.17 Variación de la velocidad de onda cortante con la profundidad, líneas T-30 y T-44. Modificado de SENER, (2012).....	35
Figura 3.18 Modelo geológico – geotécnico simplificado. Modificado de SENER, (2012)	36
Figura 3.19 Ubicación líneas 1 y 2. Tomado de Google Earth.....	38
Figura 3.20 Resultados de líneas 1 y 2.....	39
Figura 3.21 Modelo interpretado de velocidades de onda de corte.....	39
Figura 3.22 Variación de la relación de rigidez con la deformación para arenas. (Seed y Idriss, 1970)	40
Figura 3.23 Variación de la relación de amortiguamiento con la deformación para arenas. (Seed y Idriss, 1970)	41
Figura 3.24 Cociente espectral entre las componentes horizontal y vertical, zona templo San Francisco para antes y después del tratamiento con JG. Modificado de Rodríguez, (2017)	42
Figura 3.25 Ubicación de puntos para medición de periodos en azotea del templo San Francisco. Modificado de Rodríguez, (2017)	43
Figura 3.26 Cociente espectral punto EST-NO. Modificado de Rodríguez, (2017).....	43
Figura 3.27 Cociente espectral punto EST-GC. Modificado de Rodríguez, (2017).....	44
Figura 3.28 Cociente espectral punto EST-SO. Modificado de Rodríguez, (2017)	44

Figura 3.29 Registro de aceleración del sismo de Manzanillo de 1995 componente N-S, estación ROT	45
Figura 3.30 Espectro de respuesta del sismo de Manzanillo de 1995	45
Figura 3.31 Movimiento de entrada para el estudio de respuesta dinámica	46
Figura 3.32 Modelo para solución propagación uni dimensional. Modificado de Schnabel et al., (1972)	47
Figura 3.33 Sismo Manzanillo de 1995 deconvuelto a roca	47
Figura 3.34 Espectro de respuesta inicial junto con el espectro objetivo	49
Figura 3.35 Espectro de respuesta del historial de aceleraciones ajustado junto con el espectro objetivo	49
Figura 3.36 Sismo sintético para los análisis dinámicos.....	50
Figura 3.37 Gráfico de Husid para la señal sintética reducida.....	51
Figura 3.38 Sismo sintético con duración reducida	51
Figura 4.1 Modelo dinámico de base rígida. Modificado de Itasca Consulting Group, (2012)	55
Figura 4.2 Modelo dinámico con base flexible. Modificado de Itasca Consulting Group, (2012)	55
Figura 4.3 Vibración libre de un sistema sin amortiguamiento. Modificado de Chopra, (2012)	60
Figura 4.4 (a) Impulso unitario, (b) respuesta al impulso unitario (Chopra, 2012).....	61
Figura 4.5 Modelo suelo homogéneo(1GDL) en FLAC3D y deformación aumentada para vibración libre	62
Figura 4.6 Registro de velocidades del modelo de suelo homogéneo en vibración libre	62
Figura 4.7 Ensamble de matrices globales para solución de periodos de vibración. Modificado de Lysmer y Drake, (1972)	64
Figura 4.8 Modelo numérico para verificación de periodo natural e historial de velocidades.....	65
Figura 4.9 Espectro de Fourier de respuesta de vibración libre en FLAC ^{3D} depósito de suelo en San Francisco.....	66
Figura 4.10 Movimiento de un marco de un grado de libertad.....	66
Figura 4.11 Marco de prueba para algoritmo de periodo natural	67
Figura 4.12 Registro de velocidades para el marco de 1GDL	67
Figura 4.13 Historial de aceleraciones, velocidades y desplazamiento de señal corregida por línea base	69
Figura 4.14 Espectro de Fourier para historial de velocidades corregida por línea base.....	70
Figura 4.15 Historial de aceleraciones y esfuerzos de señal corregida por línea base y con filtro de frecuencias.....	70
Figura 4.16 Puntos para monitoreo de variables de respuesta en modelo columna.	72
Figura 4.17 Comparación entre FLAC ^{3D} y EERA movimiento en la base	73

Figura 4.18 Comparación entre FLAC ^{3D} y EERA movimiento en superficie	73
Figura 4.19 Comparación entre FLAC ^{3D} y EERA para aceleraciones, esfuerzos y deformaciones cortantes inducidas por el sismo	74
Figura 4.20 Ajuste modelo Sig3 para arenas límite medio.....	75
Figura 4.21 Amortiguamientos del modelo Sig3.....	75
Figura 4.22 Curvas de ajuste modelo NL DEEPSOIL.....	76
Figura 4.23. Comparación entre FLAC ^{3D} y DEEPSOIL movimiento en la base	77
Figura 4.24. Comparación entre FLAC ^{3D} y DEEPSOIL movimiento en superficie	77
Figura 4.25 Comparación entre FLAC ^{3D} y DEEPSOIL para aceleraciones, esfuerzos y deformaciones cortantes inducidas por el sismo	77
Figura 4.26 Modelo geométrico de JG	78
Figura 4.27 Modelo de JG en el depósito de suelo	79
Figura 4.28 Periodo natural depósito con JG.....	79
Figura 4.29 Modelos cúpulas	80
Figura 4.30 Ajuste de esfuerzos para cúpula de templo y edificio de 4 niveles.....	81
Figura 4.31 Modelo estructural del Templo San Francisco, medidas en [m]	82
Figura 4.32 Detalles del sistema de bóveda, arcos y pilastras.....	82
Figura 4.33 Periodo de vibración con propiedades iniciales para el punto SO	83
Figura 4.34 Periodo de vibración con propiedades iniciales para el punto GC.....	84
Figura 4.35 Periodo de vibración con propiedades iniciales para el punto NO.....	84
Figura 4.36 Espectros de Fourier para puntos de control con propiedades iteradas.....	85
Figura 4.37 Modelo de interacción suelo – estructura, medidas en [m]	87
Figura 4.38 Detalle de Jet Grouting en modelo de interacción.....	88
Figura 4.39 Efecto en aceleraciones, esfuerzos y deformaciones cortantes inducidas por el sismo para el modelo con y sin JG.....	89
Figura 4.40 Espectro de respuesta en campo libre	90
Figura 4.41. Perfiles de aceleración máxima en el depósito de suelo.....	91
Figura 4.42. Influencia del JG con la distancia	92
Figura 4.43. Punto de control para revisión de interacción cinemática.....	93
Figura 4.44. Efecto de interacción cinemática.....	93
Figura 4.45. Efecto del JG en el movimiento bajo la cimentación	94
Figura 4.46. Comparación de máximas aceleraciones bajo la cimentación	94
Figura 4.47. Ubicación de puntos de análisis para análisis de cambio en aceleración espectral	95

Figura 4.48 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG. Punto 1 Entrada principal.....	95
Figura 4.49 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG. Punto 2 Muro frente Torre.....	96
Figura 4.50 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG. Punto 3 Cúpula Torre.....	96
Figura 4.51 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG. Punto 4 NO .	97
Figura 4.52 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG. Punto 5 Muro lateral Templo.....	97
Figura 4.53 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG. Punto 6 Centro bóveda Templo.....	98
Figura 4.54 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG. Punto 7 SO ..	98
Figura 4.55 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG. Punto 8 GC .	99
Figura 4.56. Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG. Punto 9 Centro bóveda Ed4	99
Figura 4.57 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG. Punto 10 Muro lateral Ed4	100
Figura 4.58 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG. Punto 11 Muro posterior Ed4.....	100
Figura 4.59 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG. Punto 12 Muro posterior Templo.....	101
Figura 4.60. Comparación de aceleraciones espectrales sobre el Templo de San Francisco para puntos a una altura de 7.5 m.....	102
Figura 4.61. Comparación de aceleraciones espectrales sobre el Templo de San Francisco para puntos a una altura media de 15.5 m.....	103
Figura 4.62. Comparación de aceleraciones espectrales sobre el Templo de San Francisco para puntos a alturas superiores a 21.0 m.....	104

SIMBOLOGÍA

SÍMBOLOS ROMANOS

$[C]$	Matriz de amortiguamiento
d	Mínima distancia horizontal del túnel a un edificio existente
f	Frecuencia
f_m	Frecuencia mínima del modelo Rayleigh de FLAC ^{3D}
g	Gravedad
G_s	Módulo de elasticidad al corte del suelo
G_0	Módulo de elasticidad al corte para bajas deformaciones angulares
H	Espesor total del depósito de suelo hasta roca
I_a	Intensidad de Arias
$[K]$	Matriz de rigidez
$[M]$	Matriz de masa
M_w	Magnitud momento de un evento sísmico
N_{spt}	Número de golpes del ensayo de penetración estándar
S_a	Aceleración espectral
V_s	Velocidad de onda de corte en el suelo
\bar{V}_s	Promedio pesado de velocidades de onda en un perfil de suelo
T_s	Periodo fundamental de vibración del suelo
T_e	Periodo fundamental de vibración de la estructura
w	Humedad natural del suelo
$x(t)$	Posición como función de tiempo
$\dot{x}(t)$	Velocidad como función de tiempo
$\ddot{x}(t)$	Aceleración como función de tiempo

SÍMBOLOS GRIEGOS

α	Constante de proporcionalidad del amortiguamiento con la masa
β	Constante de proporcionalidad del amortiguamiento con la rigidez
α_L	Coefficiente de amortiguamiento del modelo tipo local de FLAC ^{3D}
γ	Deformación angular
γ_s	Peso unitario del suelo
Δl	Dimensión de elemento en la malla
λ	Longitud de onda
ζ_m	Amortiguamiento mínimo del modelo Rayleigh de FLAC ^{3D}
ζ_s	Relación de amortiguamiento crítico del suelo
ρ	Densidad del material
τ	Esfuerzo cortante
ν	Relación de Poisson

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 PROBLEMÁTICA Y JUSTIFICACIÓN

Como respuesta al crecimiento de la zona metropolitana de la ciudad Guadalajara y buscando integrar la zona central de los municipios Zapopan, Guadalajara y Tlaquepaque se propuso la ampliación del sistema integrado de transporte SITEUR (Sistema de Tren Eléctrico Urbano) con la denominada línea 3, la cual une los tres municipios mencionados. Esta nueva línea pasa por el centro histórico de Guadalajara, zona dónde se encuentran las estructuras de valor histórico y arquitectónico de la ciudad. A fin de proteger dichas estructuras se diseñaron y ejecutaron varios sistemas de protección cuyo objetivo principal fue prevenir los daños que sobre éstas podría generar la construcción del túnel. Un resumen de las medidas adoptadas se puede encontrar en Salcedo (2016). Aunque la mayor parte de los tratamientos empleados han respondido satisfactoriamente, surge la duda de su respuesta en caso de un sismo; tal es el caso del Templo de San Francisco, objeto de estudio de la presente investigación.

El Templo de San Francisco es la construcción religiosa de mayor antigüedad en Guadalajara, su construcción data de la segunda mitad del siglo XVI. Se encuentra en el centro histórico de la ciudad, entre la avenida Revolución y la calle 16 de septiembre. Debido a la superposición del Templo y el túnel del tren ligero, se decidió mejorar parte del subsuelo del Templo con la técnica conocida como Jet Grouting (JG). Su intervención se produjo como una medida para prevenir los daños que, sobre su estructura, pudieran producirse debido a la construcción de la línea 3, la cual pasará justamente por una de las esquinas del Templo. Con la técnica de Jet Grouting se esperaba entonces disminuir las deformaciones del suelo al mejorar la zona de influencia con un material más rígido que el suelo original.

El Jet Grouting es una técnica de mejoramiento masivo del terreno basada en el principio de erosión, que puede ser usada en un amplio rango de suelos y rocas, variando desde las arcillas de alta plasticidad hasta los aglomerados. Esta consiste en perforar el terreno mediante la inyección a presión de un fluido de perforación como puede ser el aire o el agua; conforme se perfora también se inyecta lechada de cemento a presión, lo que resulta en la formación de un nuevo material conocido como “Soilcrete”, que tendrá mejores propiedades que las del suelo circundante. Las zonas tratadas con esta técnica mostrarán reducciones en su permeabilidad, y tendrán menores deformaciones que el suelo no estabilizado ante un cambio en el estado de esfuerzos, como lo haría un sismo.

Debido a que el tratamiento de Jet Grouting sólo se ejecutó en la zona del subsuelo del Templo por dónde se proyectó la línea 3 del tren ligero, es posible que la respuesta dinámica del sistema suelo-estructura se vea modificada por el cambio de rigidez entre los diferentes puntos del

subsuelo, propiciando movimientos diferenciales entre las zonas tratadas y no tratadas que eventualmente pudiesen comprometer la estabilidad de la estructura.

Los análisis dinámicos toman relevancia en el ámbito local para este tipo de estructuras, toda vez que según cifras de la Conferencia del Episcopado Mexicano (CEM), 1603 inmuebles considerados históricos se vieron afectados durante los sismos de septiembre de 2017. Poniendo las estructuras históricas y más aún los templos religiosos como uno de los tipos de estructuras con mayor vulnerabilidad sísmica. Algunos de estos casos se muestran en la Figura 1.1 y Figura 1.2.



Figura 1.1 Iglesia de Santo Domingo, Atzala Puebla. Daños asociados a los sismos de septiembre de 2017. (Miranda P., 2018)



Figura 1.2 Parroquia San Pedro y San Pablo, Ecatzingo Estado de México. Daños asociados a los sismos de septiembre de 2017. (Miranda P., 2018)

En palabras de Alfonso Mira Guardiola, secretario general de la CEM “Reconstruir un templo, dependiendo del tamaño, va entre los 20 hasta los 100 y 150 millones de pesos, cantidades grandes que no se pueden adquirir fácilmente”. Más aún, durante los sismos de septiembre de 2017, algunas estructuras sufrieron daños irreparables perdiéndose patrimonio histórico y cultural (Miranda P., 2018).

En esta investigación, se llevó a cabo una modelación numérica mediante el uso del código tridimensional explícito de diferencias finitas FLAC^{3D} buscando representar adecuadamente el sistema suelo-estructura para determinar el cambio en la respuesta dinámica del Templo debido al tratamiento de Jet Grouting.

Se partió de un modelo estratificado con las propiedades determinadas durante la campaña del proyecto para la línea 3 (SENER, 2012). Se modeló el Templo buscando representar de manera razonable su comportamiento estructural. Las acciones dinámicas se derivaron de sismos sintéticos para un periodo de retorno de 500 años, de acuerdo con la normativa de la ciudad de Guadalajara para sismos de diseño tomando como referencia el espectro de riesgo sísmico obtenido con el programa Prodisis versión 4.1 (2015) y un sismo semilla registrado en la estación sismológica Rotonda el 9/10/1995 componente norte-sur (ROTO9510.091) de magnitud momento M_w de 8.0.

Para la calibración de los modelos tanto del suelo como de la estructura, se utilizaron datos de vibración ambiental con lo cual se buscó igualar los periodos de vibración medidos con los obtenidos en la modelación numérica.

En todos los análisis se empleó un modelo constitutivo elástico lineal; en los análisis dinámicos para el suelo se usó la representación no lineal del amortiguamiento histórico mediante un modelo tipo sigmoide. Se realizó especial énfasis en la calibración de los movimientos de campo libre, con el fin de representar de manera adecuada las aceleraciones, esfuerzos cortantes y deformaciones angulares inducidas por el sismo.

Para la comparación de la respuesta se tomaron varios puntos de control en los modelos de análisis, en condiciones con y sin Jet Grouting, determinando así el nivel de influencia del tratamiento.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo general

Analizar el cambio en la respuesta dinámica de un edificio histórico, debido a la implementación de un tratamiento tipo Jet Grouting, utilizando modelación numérica con diferencias finitas (FDM). Estos análisis se enfocan al caso del Templo de San Francisco en la ciudad de Guadalajara.

1.2.2 Objetivos específicos

Para lograr cumplir el objetivo general del presente trabajo se plantean los siguientes objetivos específicos:

- Revisar la información que haga referencia a la actividad sísmica de la zona de interés, así como las propiedades mecánicas, de resistencia y dinámicas de los suelos típicos de la Zona Metropolitana de Guadalajara.

- Caracterizar la zona de interés con base en la información obtenida de la campaña de exploración geotécnica.
- Calibrar los movimientos de campo libre a fin de generar las aceleraciones, deformaciones y esfuerzos acordes con el sismo sintético de entrada.
- Calibrar los modelos numéricos con base en las pruebas de ruido ambiental usando el periodo natural de vibración.
- Generar un modelo numérico que permita obtener la respuesta dinámica incluyendo en el modelo la estratigrafía del sitio, el tratamiento con Jet Grouting y el Templo de San Francisco.
- Determinar la influencia en el cambio de la respuesta dinámica ocasionadas por el tratamiento Jet Grouting en el sistema Templo - suelo.

1.3 ALCANCE

En primer lugar, se describen las principales características de los templos históricos, haciendo énfasis en aquellos construidos entre los siglos XV y XVI, así mismo se presentan las técnicas más usadas para la protección de este tipo de estructuras cuando se realizan excavaciones nuevas como túneles.

Se exponen brevemente los métodos para analizar la respuesta del sistema suelo – estructura ante excitaciones dinámicas y los resultados más relevantes de la literatura en relación con la respuesta dinámica de columnas rígidas (convencionales) y columnas construidas con la técnica Jet Grouting.

Se presentan las condiciones particulares del Templo de San Francisco y del tratamiento con Jet Grouting ejecutado para la protección de la estructura, con las cuales se realizaron los análisis de respuesta dinámica, dando especial atención a la geometría del problema y la caracterización dinámica de los materiales involucrados con base en la información proporcionada. No se pretende en este trabajo recolectar o producir más datos relacionados con la caracterización de las propiedades del suelo en campo o laboratorio.

Se realizó un modelo tridimensional en diferencias finitas, el cual incluye el suelo, el Templo de San Francisco y el tratamiento de Jet Grouting. Previamente, se realizaron validaciones de los movimientos de campo libre y calibraciones de los periodos naturales de vibración de los sistemas.

Finalmente, se discuten los resultados obtenidos haciendo énfasis en la respuesta de la interacción dinámica del sistema con y sin Jet Grouting, se presentan comentarios sobre los resultados obtenidos resaltando la influencia de las hipótesis del modelo numérico y se plantean algunas recomendaciones para llevar a cabo este tipo de análisis dinámicos.

No se incluirá dentro del análisis la influencia que puede tener sobre el sistema suelo-estructura la excavación para el túnel de la línea 3 del metro de Guadalajara. Aunque su construcción fue el motivo que llevó a realizar la rehabilitación de las obras, el análisis dinámico de este

trabajo se centrará solamente en el sistema suelo-estructura del Templo con el tratamiento de Jet Grouting, sin tener en cuenta la presencia del túnel. Igualmente, está por fuera del alcance de la presente investigación la influencia del proceso constructivo del tratamiento.

1.4 METODOLOGÍA

Para cumplir los objetivos, se planteó la metodología que se presenta en la Figura 1.3.

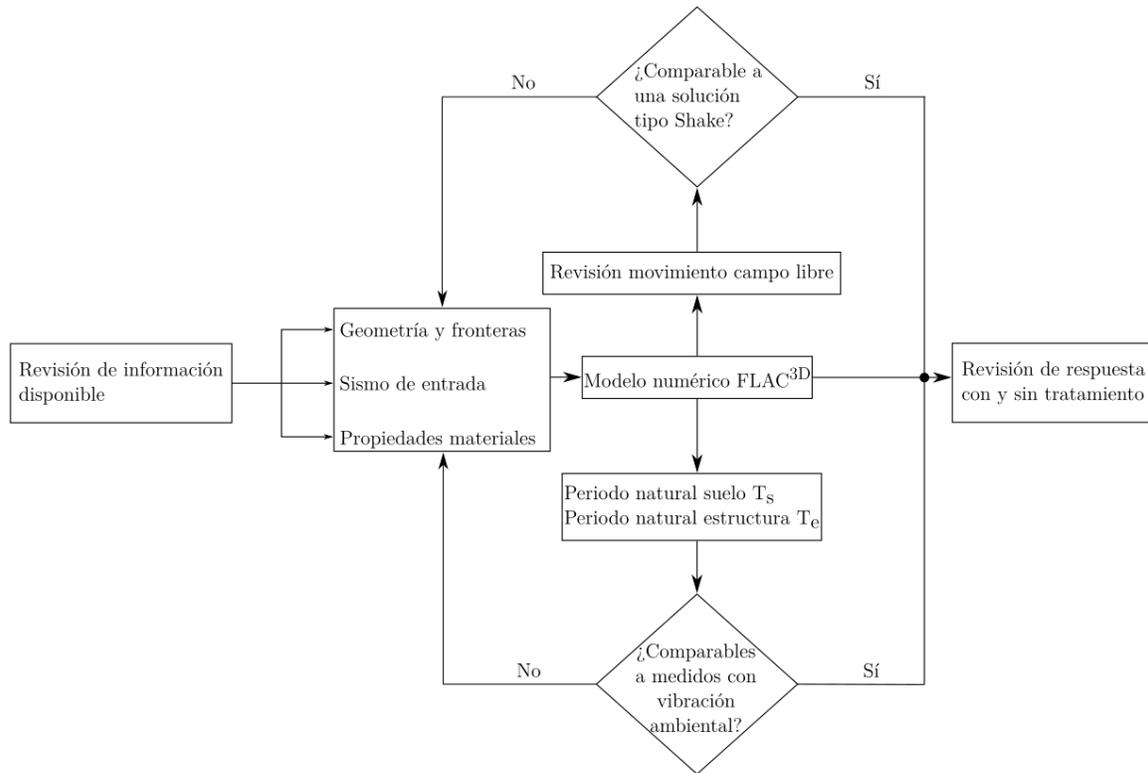


Figura 1.3 Metodología resumida de trabajo

El procedimiento consiste en:

- Con base en la información disponible determinar un modelo geológico – geotécnico del depósito, así como un modelo representativo de la estructura del Templo San Francisco.
- Revisar los movimientos de campo libre con soluciones de propagación unidimensional de ondas tipo Shake.
- Calibrar las propiedades de modo que se obtengan periodos de vibración comparables a los medidos en campo
- Con el modelo de interacción suelo – estructura – JG calibrado y validado, analizar el efecto del JG este último sobre la respuesta dinámica del sistema.

CAPÍTULO 2

ANTECEDENTES

En el presente capítulo se realiza una descripción general de los templos históricos, haciendo énfasis en las características típicas de aquellos construidos entre los siglos XVI y XVIII en México; entre los cuales se encuentra el Templo de San Francisco. De igual modo, se presentan los métodos comunes de protección para este tipo de estructuras cuando se ven influenciadas por excavaciones cercanas, particularmente, se describe con más detalle la técnica de Jet Grouting, debido a que esta fue la utilizada en la estructura simulada para el caso estudiado.

Posteriormente, se hace un recuento con base en la literatura actual de los resultados de cómo las inclusiones rígidas modifican la interacción suelo – inclusión y suelo – estructura – inclusión. Finalmente, se hace una introducción de las metodologías básicas para solucionar el problema de interacción suelo-estructura y su uso en FLAC^{3D}.

2.1 EDIFICIOS HISTÓRICOS

La concepción de monumento o edificio histórico es la de un bien, valorado desde el punto de vista histórico y estético que corresponde a ciclos de tiempo concluidos que no se pueden prolongar o revivir. En general, los monumentos históricos se clasifican como parte del Patrimonio Cultural de un país, por lo que todo inmueble que tenga valor artístico e histórico, sin importar su procedencia, debe preservarse (Salcedo, 2016). Dadas estas características, la gran mayoría de los templos construidos durante la colonización española en Latinoamérica son considerados edificios históricos.

Durante siglos XVI al XVIII se construyeron en México tres clases de templos: de una nave, criptocolaterales y de tres naves. Los templos de una nave son los más comunes de los construidos durante esta época. Estos están compuestos esencialmente por presbiterio, coro y sotocoro (Chávez, 2010). Aun cuando la configuración de un templo varía por diferentes razones, existen elementos estructurales comunes a casi todos los templos que existen en la actualidad.

Su estructura está formada por muros gruesos de mampostería, con pocas aberturas y reforzados por un sistema de contrafuertes. Los elementos estructurales más comunes de un templo se presentan en la Figura 2.1.

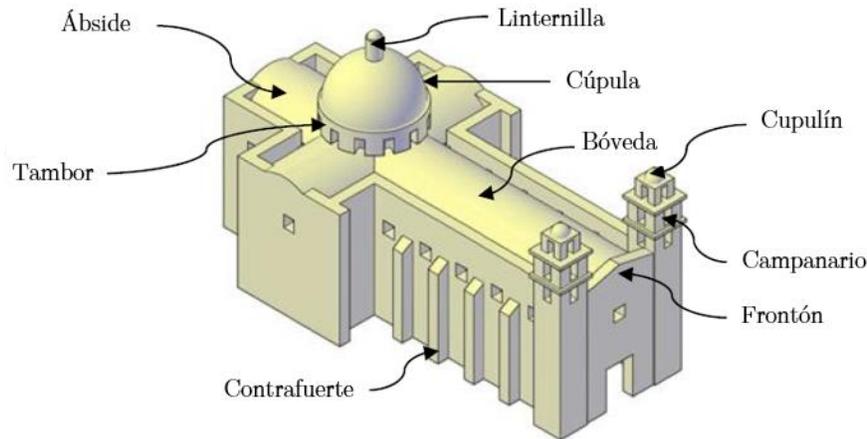


Figura 2.1 Principales elementos estructurales de un templo típico colonial. (Chávez, 2010)

En años recientes ha surgido el interés en la ingeniería civil, tanto estructural como geotécnica en el estudio del comportamiento de los templos históricos ante las acciones de peso propio y sismo, para conocer mejor el comportamiento de sus materiales y la respuesta de sus elementos estructurales, así como la modelación de su conjunto para análisis de interacción suelo-estructura, y de esta manera contribuir en las tareas de conservación y restauración de estas construcciones (Moreno, 2011).

La mayoría de los estudios sobre este tipo de estructuras se han venido desarrollando sobre todo en el centro de Europa, siendo la escuela Italiana de dónde proviene la mayor cantidad de investigaciones sobre el tema, como por ejemplo Lagomarsino, (2006), Colapietro et al., (2014) y Goded et al., (2016) por citar solo algunos. En el último trabajo de Goded et al., (2016) se presenta una metodología para determinar la vulnerabilidad de templos históricos en Nueva Zelanda con base en la experiencia Italiana. Es de notar, que estos trabajos se centran en las características y respuesta estructural de los templos y poco se analiza el material de cimentación. Este se representa de manera simple o se incluye un factor con el cual se aproximan los efectos locales en caso de análisis dinámicos.

En Latinoamérica, son pocos los trabajos que se han publicado al respecto, con excepción de México, dónde se han presentado tanto trabajos analizando el comportamiento estructural (Meli, 2000, Chávez, 2010, Moreno, 2011 y Chávez y Peña, 2019, entre otros), como también algunas publicaciones donde se analizan las condiciones geotécnicas y refuerzos en los sistemas de fundación, como por ejemplo en Ovando-Shelley et al., (2008).

Para los análisis numéricos de edificios históricos, se han venido utilizando diferentes métodos numéricos, principalmente elementos finitos y diferencias finitas, en los cuales se usa la simplificación de macro modelos, es decir, se asume que la mampostería es un material continuo homogéneo que puede ser discretizado con una malla de elemento finito, sin que sea necesario reproducir el aparejo. Por lo que en este tipo de análisis es muy importante seleccionar un modelo constitutivo que describa el comportamiento no lineal de la mampostería histórica

(Chávez, 2010). Se tienen también los micro modelos, en los cuales se quiere estudiar en detalle el comportamiento de un elemento estructural, por tanto, se toma en cuenta la distribución real de bloques y juntas junto con sus propiedades e interacción. Sin embargo, este tipo de modelado es complejo y requiere información de parámetros difíciles de obtener, así como de un considerable tiempo de cálculo.

2.1.1 Materiales estructurales

Un aspecto por resaltar de estos templos son los materiales que los constituyen. En su mayoría son construcciones a base de mampostería, sin embargo, la mampostería de los edificios antiguos no se comporta de la misma manera que la mampostería moderna tal como lo anota Meli (2000), ya que su resistencia depende del grado de deterioro que presenta, proceso constructivo, mantenimiento, arreglo y calidad del material con el que se construyó desde el inicio.

Así mismo, debido a la falta de controles de calidad, las propiedades mecánicas pueden variar en una misma edificación para diferentes elementos estructurales.

De acuerdo con García (2007), la mampostería encontrada en la mayoría de los elementos estructurales de las iglesias coloniales mexicanas se puede considerar como una mampostería compuesta principalmente por mortero de cal, tezontle y en menor proporción piedra de mayor densidad. Las propiedades base de la mampostería estructural de templos históricos se presentan en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Propiedades mecánicas base de la mampostería típica de templos históricos (Durán, 2017)

Parámetro	Valor
Densidad de masa [kNs^2/m^4]	1.60
Módulo de elasticidad [MPa]	351.69
Relación de Poisson	0.20
Resistencia a la compresión [MPa]	1.47
Resistencia a la tensión [MPa]	0.07
Módulo de cortante [MPa]	146.54
Cohesión [MPa]	0.18
Ángulo de fricción interna [°]	25.00

Por otro lado, siguiendo las propiedades presentadas en Chávez y Peña (2019) es poco probable que todo el templo se haya construido con un solo material. Lo que se espera, en general, es que las bóvedas sean construidas con mampostería de ladrillo y los muros principales con mampostería de piedra. En la Tabla 2.2 se presentan las propiedades reportadas para un modelo a escala de un templo típico Mexicano.

Tabla 2.2 Propiedades mecánicas de mampostería de piedra y ladrillo para modelo escala de un edificio histórico (Chávez y Peña, 2019)

Tipo	Densidad [kNs ² /m ⁴]	Resistencia a Tensión [MPa]	Resistencia a Compresión [MPa]	E [MPa]	ν
Piedra	1.83	0.10	1.28	441	0.3
Ladrillo	1.58	0.31	3.92	1177	0.3

2.1.2 Modelos numéricos

Como se dijo anteriormente, la gran mayoría de las publicaciones que tratan de edificios históricos corresponden a análisis estructurales, algunas pocas hablan sobre aspectos de comportamiento del suelo o casos de mejoramiento de sistemas de cimentación. Lo que sí es común es que en los modelos numéricos se desprecien los efectos de interacción con el suelo o se simplifique este a modelos tipo resortes Winkler, los cuales, a pesar de ser una herramienta práctica, no capturan los efectos tridimensionales o la degradación no lineal del suelo ante cargas dinámicas.

Se tienen entonces ejemplos de modelos como el propuesto por (Chávez, 2010) donde usó el software ANSYS para el análisis de un modelo a escala de un templo histórico, este programa permite usar modelos de comportamiento que capturan el comportamiento no lineal de la mampostería histórica.

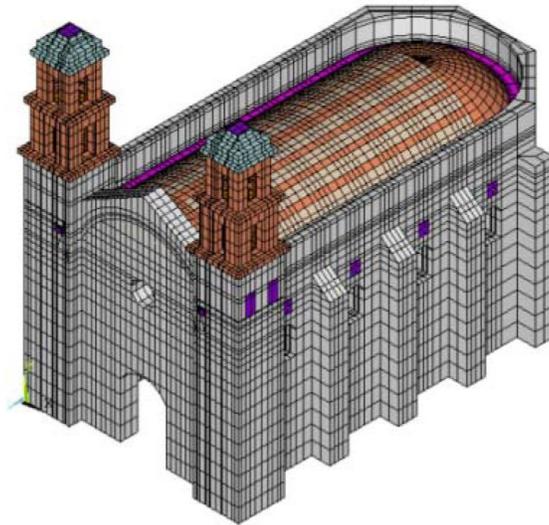


Figura 2.2 Modelo de elemento finito en el programa ANSYS (Chávez, 2010)

Así mismo, se han presentado modelos en SAP2000, utilizando elementos sólidos con comportamiento lineal; donde para representar el suelo se usaron apoyos fijos.

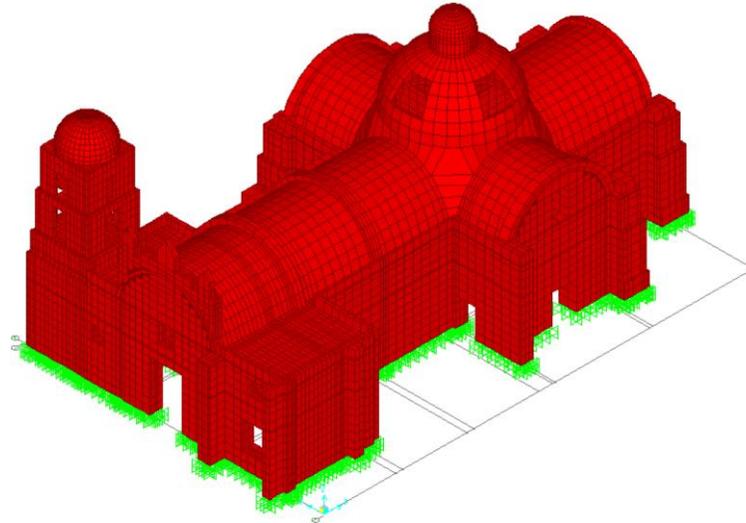
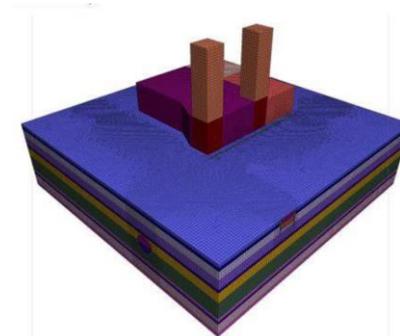


Figura 2.3 Modelo numérico Templo San Bartolomé en SAP2000. (Robles, 2014)

No obstante, los trabajos publicados que analizan el comportamiento del suelo, usualmente y de la misma manera que pasa en los modelos estructurales, se sobre simplifica parte del modelo, en este caso el comportamiento estructural, muchas veces con geometrías simples o cargas equivalentes.



Carga equivalente simulando el efecto de la Catedral de Guadalajara (Salcedo, 2016)



Modelo estructural de geometría simplificada de la Catedral de Guadalajara (Díaz, 2018)

Figura 2.4 Modelos numéricos con influencia de edificios históricos enfocados a análisis geotécnicos

2.2 PROTECCIÓN DE EDIFICIOS HISTÓRICOS ANTE NUEVAS EXCAVACIONES

El daño que se presenta en los edificios históricos es frecuentemente, atribuido al sistema de cimentación, argumentando que ya no tiene capacidad para transmitir las cargas estructurales sin la ocurrencia de asentamientos excesivos. En estos casos se debe emplear un sistema que permita rehabilitar la estructura de modo que continúe funcionando adecuadamente.

La mayoría de los trabajos de refuerzo en edificios de valor histórico se realizan por protección, remediación o problemas debidos a movimientos del suelo (Burland y Standing, 1997).

Burland y Standing (1997) mencionan que los movimientos pueden resultar de cargas inducidas, inestabilidad de laderas contiguas o como resultado de subsidencia a causa de cambios en la posición del nivel freático, excavaciones adyacentes o por efectos climáticos como la expansión de arcillas. Debido a esto Gajo et al. (1997) sugieren que el estado estructural presente de los edificios históricos se relacione directamente con las características del subsuelo, tipo de cimentación y los efectos de interacción suelo – estructura.

Para el caso de excavaciones adyacentes como túneles urbanos en Bai et al. (2014), sugieren dividir en tres categorías los edificios existentes, con base en la distancia horizontal mínima d hacia al túnel, como se muestra en la Figura 2.5.

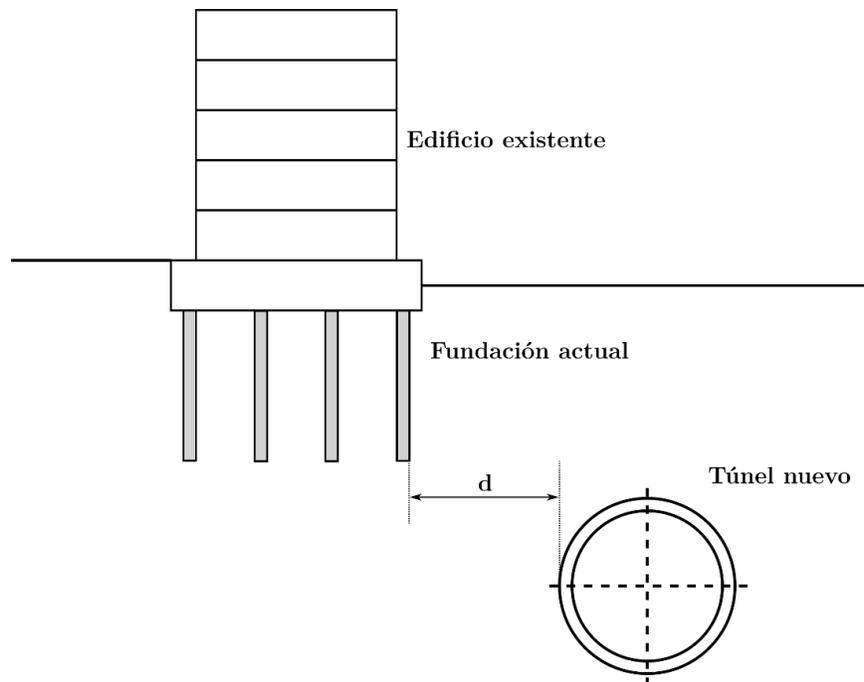


Figura 2.5 Sección con ubicación relativa de un edificio existente y túnel. Modificado de Bai et al., (2014)

Se tiene entonces que para edificios que se encuentran a menos de 5 m ($d < 5m$) de la pared del túnel, los sistemas tipo pantalla de pilas barrenadas presentan un buen comportamiento para el aislamiento completo del edificio. Por su parte, para estructuras entre 5 m – 10 m de distancia, se sugiere utilizar un sistema de mejoramiento de suelo, entre los cuales destaca el Jet Grouting, debido al relativamente simple equipo de construcción, pequeñas vibraciones y bajo ruido ambiental. Finalmente, para estructuras que se encuentran a una distancia superior a los 10 m del túnel, se sugiere que la mejor técnica de protección por economía y efectividad es la regulación de los parámetros de trabajo de la tuneladora para la construcción del túnel, entre estos se incluye: la presión de cámara, velocidad de avance y presión de inyección de lechada. Las recomendaciones anteriores se resumen en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3. Medidas de protección para edificios existentes con relación a su distancia con un túnel nuevo. (Bai et al., 2014)

Distancia d edificio al túnel [m]	Medida de protección
< 5	Pantalla de concreto
5 - 10	Mejoramiento de suelo
> 10	Control parámetros de construcción

A continuación, se describen brevemente las medidas de protección presentadas en la Tabla 2.3.

2.2.1 Pantallas de concreto

Una de las soluciones más empleadas para la mitigación de daños cuando un túnel se proyecta cerca de estructuras sensibles (como el caso de los edificios históricos) es el uso de muros pantalla o pantallas continuas de hormigón armado rígidas, las cuales separan ambas estructuras reduciendo el potencial de daño. Esta idea inicialmente propuesta por Peck (1969), en el contexto del método observacional, ha sido usada en la práctica en años recientes con experiencias positivas como los casos descritos en Di Mariano A. et al. (2007) donde se usaron muros pantalla y en Ledesma y Alonso (2017) que describen el uso exitoso de pantallas de pilas para proteger la basílica de la Sagrada Familia en Barcelona (ver Figura 2.6) ante el paso de la nueva línea del tren rápido que conectará Madrid, Barcelona y la frontera con Francia.

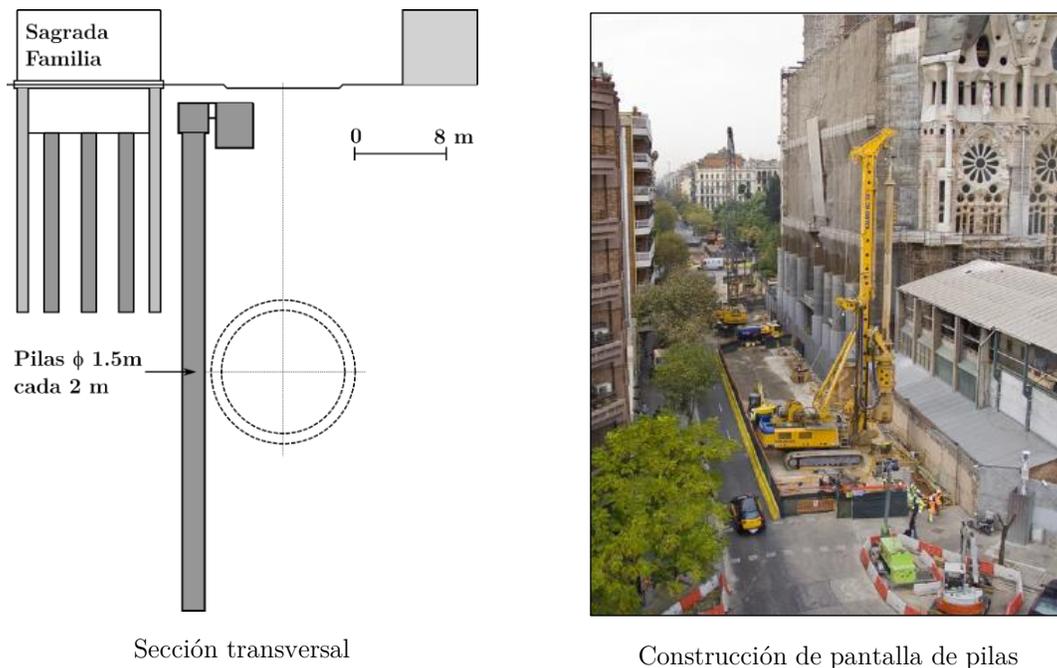


Figura 2.6 Uso de pantallas para proteger la basílica La Sagrada Familia, Barcelona. Modificado de (Ledesma y Alonso, 2017)

Este tipo de construcción presenta importantes ventajas como la posibilidad de alcanzar grandes profundidades, construcción con presencia o no de nivel freático, atravesar estratos en

los cuales no es posible hincar tablestacas, menor ruido y vibración durante su ejecución, entre otras cualidades. Además, como se trata de estructuras flexibles presentan la ventaja de resistir los empujes del terreno deformándose.

2.2.2 Control de parámetros de construcción

Existen numerosos parámetros operacionales de las máquinas tuneladoras TBM (*Tunnel Boring Machine*) que trabajan con escudo de presión balanceado, que influyen la reacción del suelo alrededor de la máquina y particularmente en superficie. Los siguientes 10 parámetros han sido identificados por Katzenbach et al. (2013) por tener la mayor influencia en la magnitud de los asentamientos en superficie:

- Presión en el frente
- Torque de la rueda de corte
- Fuerza total de empuje
- Potencia de excavación por m^3
- Presión de relleno
- Volumen de grouting
- Velocidad de avance
- Tiempo de excavación e instalación de un anillo
- Cambio en el ángulo horizontal de la TBM

Los análisis numéricos en comparación con la instrumentación en relación con estos parámetros, han identificado que la velocidad de avance, el torque de la rueda de corte, la presión en el frente y el cambio en el ángulo horizontal de la TBM, muestran la correlación más fuerte con los asentamientos en superficie (Katzenbach et al., 2013).

El procedimiento de control consiste en realizar medidas de estos parámetros y comparar con valores límite determinados con análisis numéricos, revisando generalmente los asentamientos y presiones de poro. Este tipo de control es bastante útil y brinda argumentos en tiempo real para la decisión de utilizar o no soporte adicional (Ledesma and Alonso, 2017).

2.2.3 Jet Grouting

La técnica de Jet Grouting (JG) es un método de estabilización o mejoramiento de suelo, el cual consiste en la inyección de un fluido estabilizador en el subsuelo (estrato de tratamiento) a altas presiones y velocidad. Para un correcto proceso de inyección es necesario una previa preparación del sitio, así como un equipo de inyección que pueda alcanzar los parámetros de diseño.

Dado que es una técnica que se ha venido desarrollando desde hace varias décadas, como se anota en Salcedo (2016), el estado del arte de la técnica es tal que se ha usado con éxito para dar solución a la mayoría de problemas geotécnicos. Por lo tanto, su uso es conveniente tanto en nuevas construcciones como para proteger o remediar las ya existentes. Los usos más comunes se muestran en la Figura 2.7.

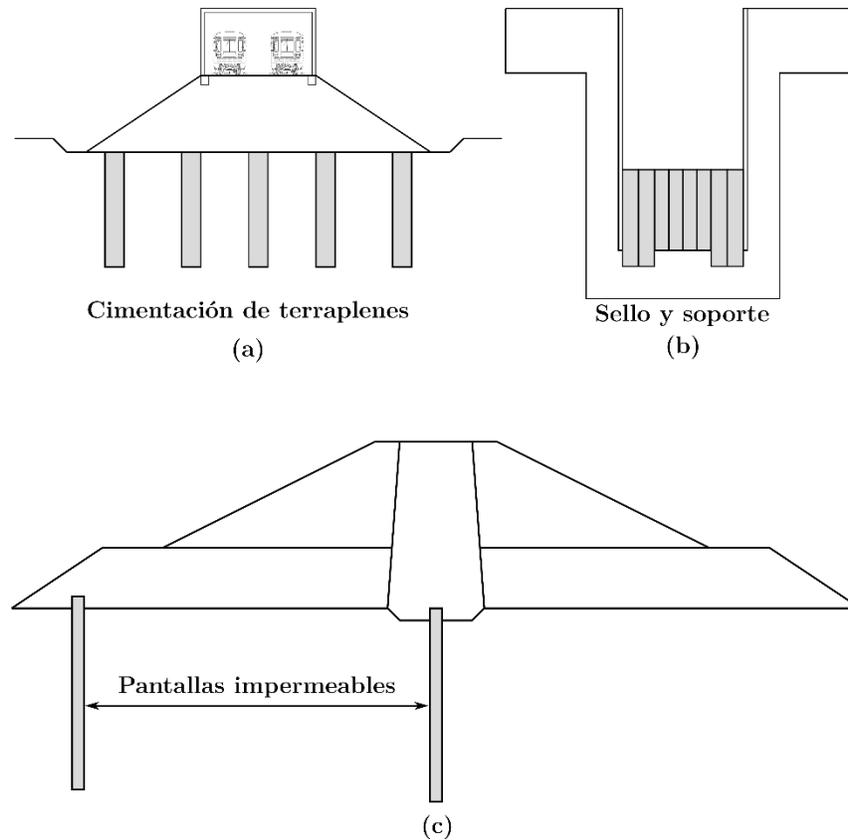


Figura 2.7 Algunos usos comunes de Jet Grouting: (a) fundación de terraplenes, (b) sello de fondo y soporte de excavaciones y (c) pantallas impermeables. Modificado de (Croce, 2014)

La estabilización del suelo por Jet Grouting se da por el endurecimiento del fluido inyectado dentro del suelo. Estos cuerpos endurecidos forman columnas de lechada, dando como resultado la estabilización del suelo.

Para el proceso de aplicación de la técnica, se determina la profundidad del tratamiento en función de la aplicación. El siguiente paso es posicionar el equipo de inyección en la perforación. El equipo consiste en una tubería normalmente de 7 a 10 cm de diámetro, la cual tiene una boquilla por la que se inyecta fluido a gran velocidad. El diámetro de la boquilla es pequeño y varía entre 1 a 10 mm. La inyección comienza a través de las boquillas, mientras se va rotando en dirección inversa (recuperando). El suelo es remodelado por la acción del jet, y parte de éste junto con el fluido de inyección da retorno en superficie (ver Figura 2.8).

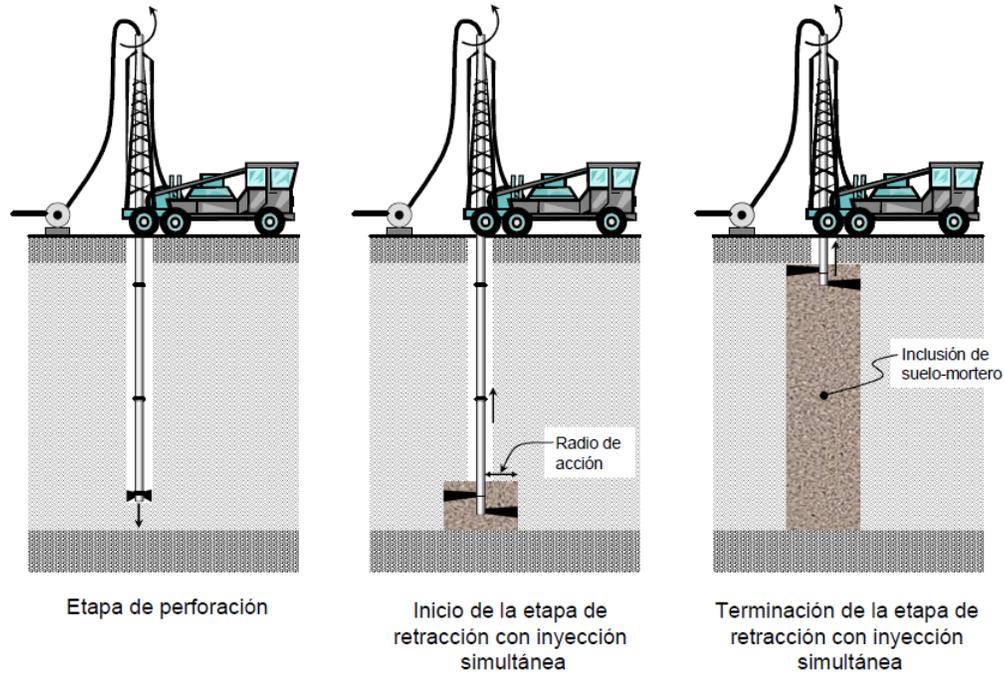


Figura 2.8 Proceso de Jet Grouting común. (Rodríguez, 2010)

La extracción de la tubería generalmente se realiza en pasos intermitentes de 40 a 100 mm, realizando en cada paso un número de rotaciones determinado. En algunos casos se realiza de manera continua, de manera que cada punto de inyección sigue un camino espiral, estos métodos se esquematizan en la Figura 2.9.

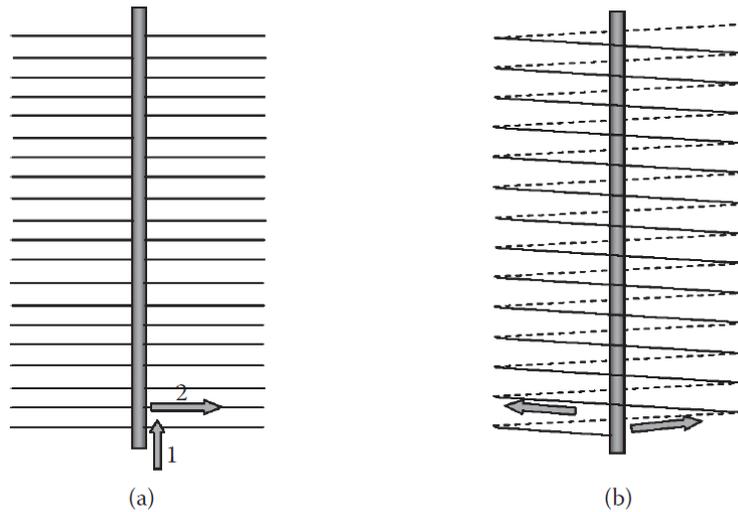


Figura 2.9 Métodos de levantamiento: (a) intermitente, (b) continuo (camino espiral). (Croce, 2014)

La característica más importante que distingue cada técnica de Jet Grouting es el tipo y número de fluidos inyectados en el terreno. Generalmente, las técnicas disponibles se agrupan en tres sistemas principales, llamados único, doble y triple sistema de fluidos. Los fluidos son

lechada (mezcla agua/cemento con o sin aditivos) para el sistema único, aire y lechada para el doble; y agua, aire y lechada para el sistema de triple fluido. En la Figura 2.10, se presenta un esquema de las diferentes técnicas mencionadas.

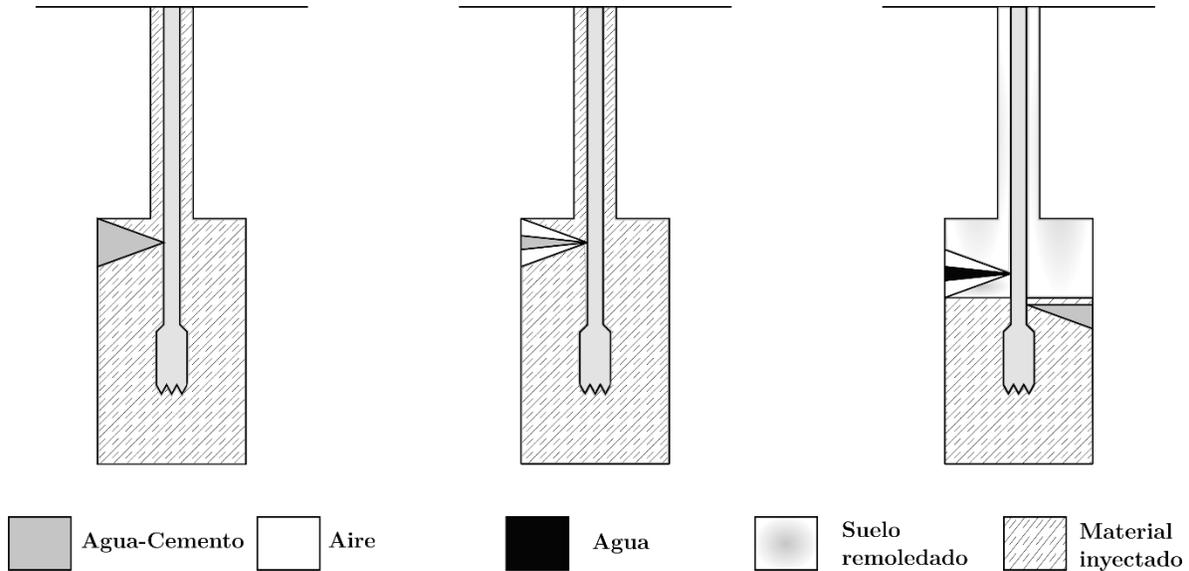


Figura 2.10 Sistemas Jet Grouting típicos: (a) único fluido, (b) doble fluido y (c) triple fluido. Modificado de (Croce, 2014)

Por lo regular, la capacidad erosiva y el radio del tratamiento se incrementan progresivamente, desde el sistema de único fluido, al de doble y luego al sistema de triple fluido. Independientemente del sistema, las boquillas deben ser cuidadosamente diseñadas para reducir tanto como sea posible, las pérdidas de energía local de modo que se pueda inyectar a la máxima velocidad posible.

2.3 RESPUESTA DINÁMICA DE INCLUSIONES TIPO JET GROUTING

Las técnicas de mejoramiento de suelo son usadas principalmente para mejorar la capacidad de carga y reducir los asentamientos de suelos geotécnicamente pobres ante cargas estáticas. En años recientes se ha hecho un gran esfuerzo en el estudio de la interacción dinámica de sistemas suelo – pila – estructura, así como la investigación del comportamiento de grupos de pilas y sistemas de cimentación placa – pilote ante cargas sísmicas, pero el efecto de técnicas de mejoramiento de suelo no ha sido estudiado tan exhaustivamente. A continuación, se hace un recuento de la literatura actual relacionada con el tema del comportamiento dinámico en la interacción tratamiento – suelo – estructura.

Durgunoglu et al. (2004), analizando un caso de estudio del sismo Kocaeli de 1999, determinaron que tratamientos como columnas de JG pueden de manera efectiva mitigar los daños relacionados con los sismos. En un estudio similar, Martin y Olgun, (2006), usando análisis dinámico no lineal 3D, encontraron que, comparado con zonas sin mejoramiento, las

zonas tratadas con JG no sufrieron asentamientos o daños. Sin embargo, estas columnas no reducen significativamente los esfuerzos cortantes y distorsiones angulares, consecuentemente no disminuyen el exceso de presión de poro; por tanto, la efectividad de estas columnas se relaciona más con el soporte vertical ante asentamientos inducidos durante sismo.

Olgun y Martin (2010), sugieren que mejoramientos rígidos, como mezclas suelo-cemento o JG en forma de estructuras reticulares, tienen un alto potencial de reducir la intensidad de los sismos debajo de las estructuras, pero estos beneficios, que pueden resultar en ahorros del proyecto, no son considerados en los códigos internacionales para definir la clasificación del sitio y el sismo de diseño.

Pitilakis et al. (2011) reportaron el efecto del reforzamiento de suelo usando columnas de grava y columnas de una mezcla arena – caucho en la respuesta sísmica de un sistema de un grado de libertad (SDOF) y resaltaron que, sin importar la respuesta sísmica de la estructura, los efectos del mejoramiento no siempre son favorables. Los autores también concluyen que el refuerzo de suelo que resulta de la interacción entre la estructura y el comportamiento no lineal del suelo pueden tener impacto sobre los parámetros de diseño, los cuales no pueden ser tomados en cuenta por los espectros de diseño de los códigos actuales.

Rayamajhi et al. (2014), usando elemento finito 3D elástico lineal, presentaron el efecto de columnas de refuerzo en la reducción del esfuerzo cortante en suelos licuables. Luego de un estudio paramétrico, mostraron que un incremento en la relación del módulo de rigidez al corte, relación entre el módulo de rigidez de la columna con el del suelo ($G_r = G_{col} / G_s$) incrementará el esfuerzo de tensión desarrollado en las columnas, mientras que un incremento en la relación de reemplazo ($A_r = A_{col} / A_t$) disminuirá poco el potencial de ocurrencia de grietas de tensión.

Florioi y Schweiger (2015), investigaron el efecto de mejoramientos tipo columnas de grava y pilas en la respuesta dinámica de un depósito homogéneo de arcilla usando elementos finitos tridimensionales. Los resultados muestran que el mejoramiento cambia las frecuencias propias y la relación de amplificación del depósito, lo cual puede aumentar o disminuir la carga sísmica en la superestructura.

Una de las características de las investigaciones anteriores, es que se estudian los efectos en perfiles de suelos homogéneos. Recientemente, en el trabajo de Sedighi et al., (2017), se investigó la respuesta sísmica del JG en suelos estratificados, usando FEM, variando la longitud y ancho del tratamiento, comparando la respuesta en término de aceleraciones espectrales. El esquema del modelo base utilizado se presenta en la Figura 2.11. Los análisis se obtuvieron usando el método lineal equivalente con comportamiento viscoelástico, sin considerar la presencia de nivel freático.

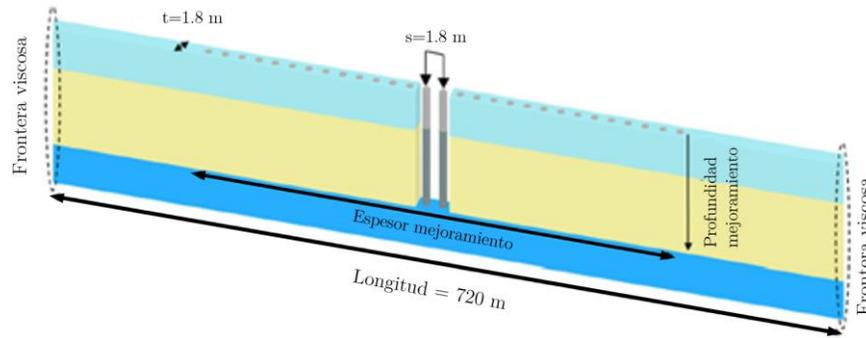


Figura 2.11 Geometría de modelo empleado. Modificado de (Sedighi et al., 2017)

En los resultados Sedighi et al., (2017) presenta la relación entre la amplificación de campo libre con la del suelo tratado variando el ancho del tratamiento (ver Figura 2.11), donde es claro el efecto directo de la ampliación del ancho con la reducción de la amplificación. Otro de los resultados que se obtuvieron de la investigación fue que las reducciones en las amplificaciones son mayores en tanto las columnas de JG se empotren en estratos resistentes.

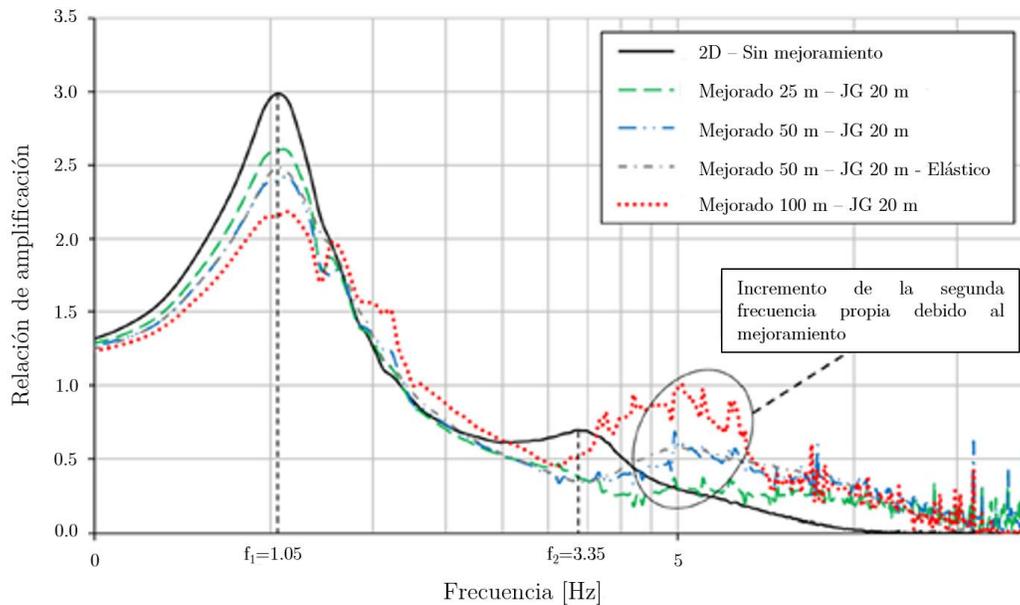


Figura 2.12 Relaciones de amplificación para una columna de JG de 20 m de profundidad y anchos de tratamiento de 25, 50 y 100 m. Modificado de (Sedighi et al., 2017)

Localmente, son interesantes los resultados presentados por Mánica (2013), en los cuales se destaca que por sí solas, las inclusiones rígidas no son capaces de provocar una modificación considerable en los movimientos en campo libre, tanto en términos de la respuesta espectral, como en términos de las aceleraciones y esfuerzos máximos. Por el contrario, al acoplar la estructura en superficie (con o sin cajón de cimentación) con las inclusiones rígidas, estas últimas sí producen modificaciones respecto a la respuesta producida por la estructura sola. En la Figura 2.13 se presentan los resultados de un caso de análisis, en los cuales las aceleraciones espectrales se han normalizado con respecto a la respuesta de campo libre. En

general, las ordenadas espectrales tienden a disminuir más para periodos cercanos al periodo fundamental de vibración de la estructura (en el caso particular de la Figura 2.13 $T_e = 0.41s$), y los incrementos de esfuerzos verticales tienden a permanecer nulos en la zona reforzada por las inclusiones, concentrándolos en la plataforma de distribución.

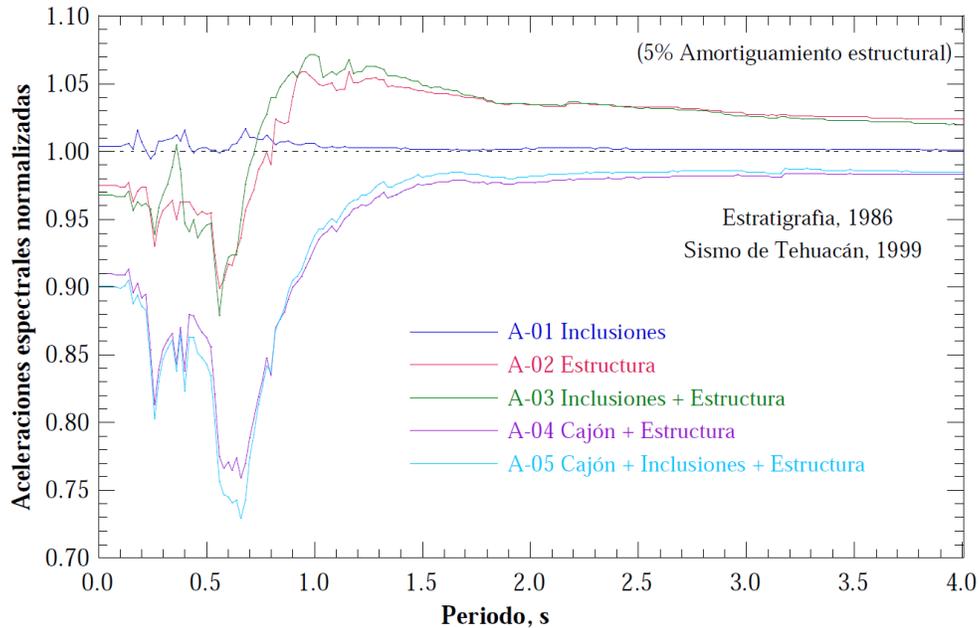


Figura 2.13 Espectros de respuesta normalizados. (Mánica, 2013)

2.4 INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO – ESTRUCTURA

Por lo general, la mayoría de los análisis de respuesta sísmica no consideran la presencia de la estructura. La respuesta obtenida de este tipo de análisis se denomina respuesta de campo libre. Cuando la estructura se desplanta sobre roca y es sometida a un sismo, la rigidez de la roca hace que los movimientos en la base de la estructura sean similares a los movimientos de campo libre. Por lo tanto, las estructuras cimentadas en roca son consideradas como estructuras de base fija (Kramer, 1996).

Por otro lado, la misma estructura respondería de forma diferente si estuviera desplantada en suelos blandos. En primer lugar, la incapacidad de la cimentación de ajustarse a las deformaciones de los movimientos de campo libre podría causar que el movimiento de la base de la estructura modifique el movimiento de campo libre (interacción cinemática). En segundo lugar, la respuesta dinámica de la estructura por si misma pudiese inducir deformaciones en el suelo donde se encuentra cimentada la estructura (interacción inercial). Este proceso, en el cual la respuesta del suelo influencia el movimiento de la estructura y la respuesta de la estructura influencia el movimiento del suelo es denominado interacción suelo- estructura (Kramer, 1996).

Los métodos para el análisis de la interacción suelo- estructura (ISE) pueden ser divididos en dos categorías: métodos de multi-paso y métodos directos.

2.4.1 Métodos de multi-paso

Estos métodos se basan en el principio de superposición separando las dos primeras causas de la interacción. La incapacidad de la cimentación para seguir el desplazamiento de campo libre y el efecto de la respuesta dinámica del sistema de la estructura-cimentación sobre el movimiento del suelo de soporte. Estos métodos son limitados a análisis de sistemas lineales (o lineal equivalente), porque se basan en superposiciones (Kramer, 1996).

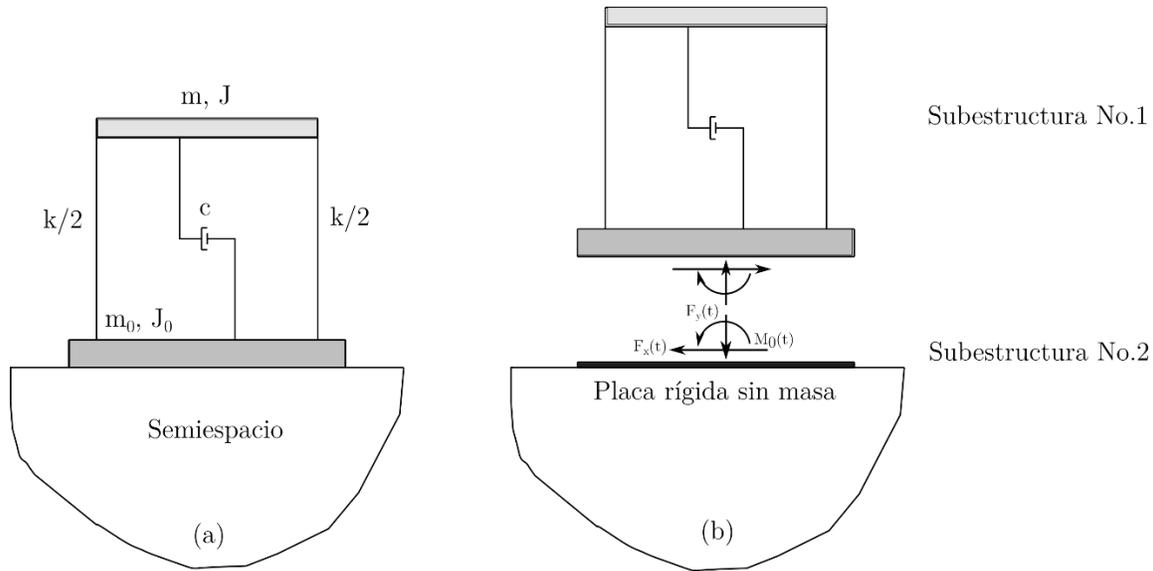


Figura 2.14 Interacción suelo – estructura, método multi-paso. Modificado de Clough y Penzien, (2004)

En un análisis de subestructura como el mostrado en la Figura 2.14, el sistema (Figura 2.14a) se representa por dos modelos matemáticos independientes o subestructuras (Figura 2.14b). La conexión entre ellos se hace por fuerzas de interacción de igual amplitud, pero con sentido contrario en ambas subestructuras. Los desplazamientos totales serán entonces la suma del aporte por campo libre en la interfaz sin la estructura más los desplazamientos adicionales resultados de la interacción.

2.4.2 Métodos directos

En los métodos directos, el sistema suelo-estructura es modelado y analizado en un solo paso. El movimiento de excitación del campo libre es llevado en la base y en las fronteras del modelo (Figura 2.15), y el resultado de la respuesta del sistema de interacción es calculado a partir de las ecuaciones de movimiento. Este método requiere de programas de cómputo que puedan tratar el comportamiento del suelo y de la estructura con el mismo rigor (Kramer, 1996). Para esto es necesario un programa de elementos finitos o diferencias finitas como el usado para el presente trabajo.

En este método la estructura puede ser modelada de forma simplificada, pero luego es necesario volver a modelar la estructura de forma más precisa en una segunda etapa, en donde se aplica el resultado del movimiento en la base de la estructura con el fin de determinar la respuesta detallada. Por lo tanto los programas utilizados para este análisis deben de ser compatibles (Wolf, 1985).

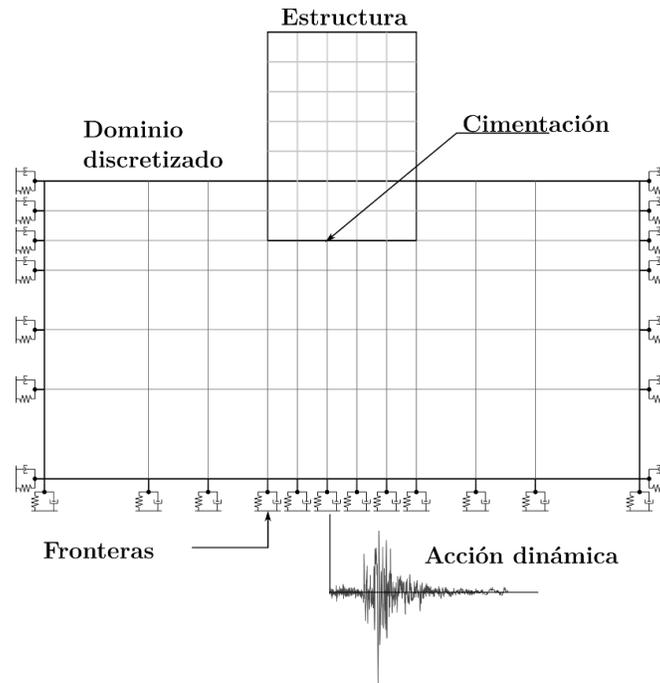


Figura 2.15 Interacción suelo–estructura, método directo .Modificado de Kramer, (1996)

Dada la capacidad del software $FLAC^{3D}$ de modelar eficientemente sistemas mecánicos independientemente de su formulación, es decir, elementos de volumen como el suelo o de masa concentrada en los nodos (como elementos tipo viga) entre tanto se realice una adecuada conexión entre ellos, es una herramienta idónea para realizar análisis de interacción suelo – estructura por el método directo, razón por la cual es el usado en esta investigación.

2.4.3 Uso de software avanzado

Uno de los inconvenientes en los análisis numéricos es que las herramientas comunes de simulación se enfocan en un tipo de elementos, ya sean de área/volumen para representar el suelo o elementos tipo barra, placa o cascarón para representar la estructura y sus modelos de comportamiento asociado. Por tanto, para los análisis de interacción suelo-estructura (ISE) conviene usar programas que pueden manejar de manera coherente ambos elementos, entre estos se puede mencionar: ANSYS, ABAQUS y $FLAC^{3D}$. Particularmente, es el usado en la presente investigación, además se han presentado trabajos recientes como Fatahi et al. (2018) y Xu y Fatahi (2019) en los que el uso de $FLAC^{3D}$ ha permitido tener en cuenta tanto el comportamiento no lineal y la degradación de las propiedades dinámicas del suelo, como una correcta simulación de los elementos estructurales con un comportamiento elástico

perfectamente plástico. Por ejemplo, la investigación de Xu y Fatahi (2019) buscaba relacionar el índice plástico IP con la deriva entre piso; una relación de efectos de interacción suelo – estructura la cual no podría haberse logrado con planteamientos tradicionales o modelos desacoplados. El modelo utilizado en la investigación se presenta en la Figura 2.16.

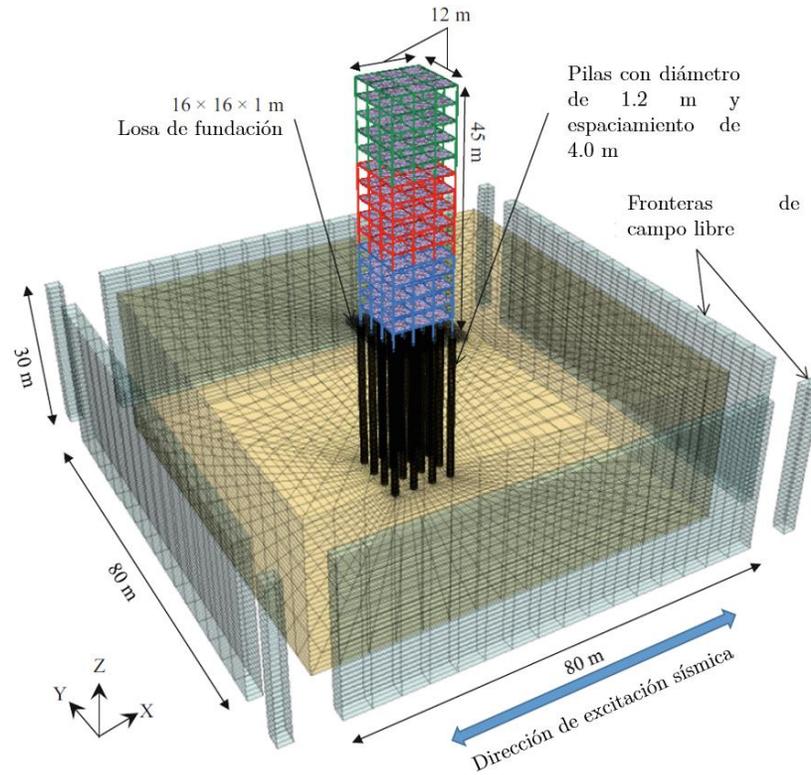


Figura 2.16 Modelo para interacción dinámica suelo – pila – estructura. Modificado de (Xu y Fatahi, 2019)

CAPÍTULO 3

DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

TEMPLO DE SAN FRANCISCO

En esta sección, se presenta la descripción del caso de análisis sobre el cual se evaluará el cambio en la respuesta dinámica debido al tratamiento JG, la información presentada se deriva en parte de los diseños para la construcción de la línea 3 del tren ligero en la ciudad de Guadalajara, realizados por (SENER, 2012), información recopilada en obra por CFE (2017) e informes del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Rodríguez, 2017). La caracterización geotécnica presentada se centra en las propiedades dinámicas de los depósitos. Se incluyen los resultados de las mediciones de ruido ambiental realizadas sobre la estructura del Templo San Francisco y sus alrededores, cuyos resultados se usaron para calibrar los modelos numéricos. Se presenta además la definición del movimiento o sismo de entrada.

3.1 PROYECTO LÍNEA 3 TREN LIGERO GUADALAJARA

El proyecto de la Línea 3 del Tren Ligero se ha convertido en el proyecto civil de movilidad más importante de los últimos años en Guadalajara, Jalisco. Está conformado por una línea de tren eléctrico que comunicará los municipios de Zapopan, Guadalajara y Tlaquepaque, en un recorrido de 22 km por dos tramos elevados y uno subterráneo como se aprecia en la Figura 3.1 y Figura 3.2.

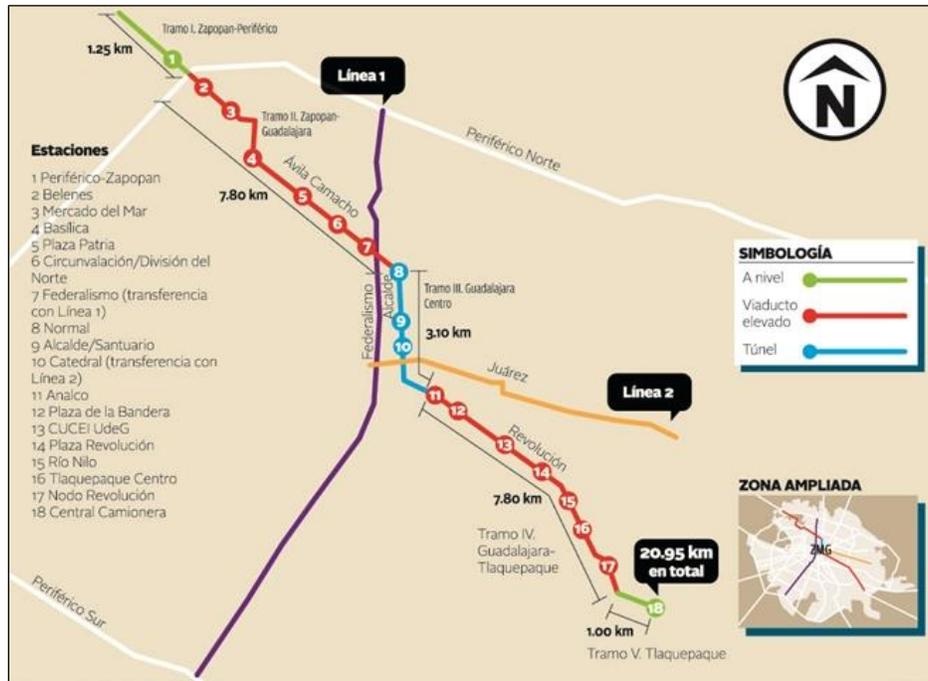


Figura 3.1 Trazado L3 tren ligero de Guadalajara. (UNIÓN, 2013)

Ha sido de especial interés el estudio de las estructuras que involucran el tramo subterráneo de 5.5 km entre las estaciones 7 a 11 (ver Figura 3.2) que corre por el centro histórico de Guadalajara, dada la colindancia del proyecto con estructuras de gran valor.

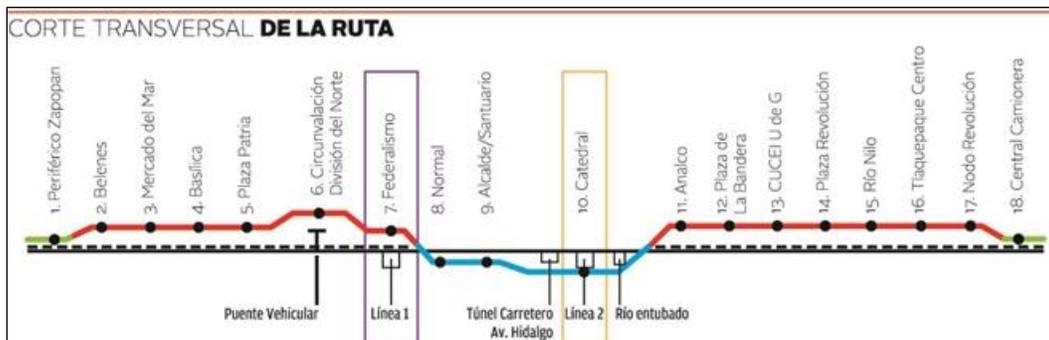


Figura 3.2 Corte transversal de la ruta. (UNIÓN, 2013)

Para la ejecución de este tramo subterráneo se implementó un proceso constructivo no invasivo, mediante el empleo de una maquina tipo TBM. El trazo de este túnel colinda con algunas estructuras históricas de gran valor. Aproximadamente sobre el P.K. 11+720 la L3 pasa por una esquina del Templo San Francisco (ver Figura 3.3).

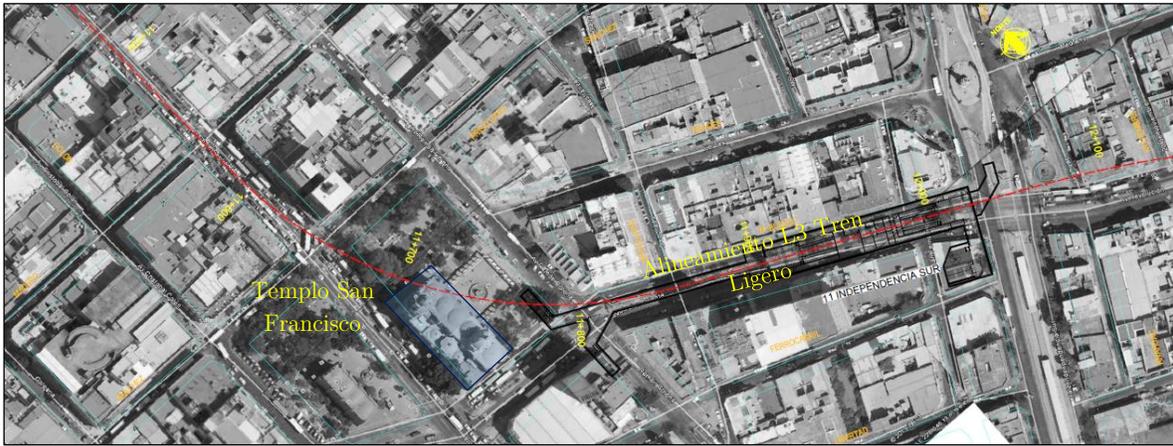


Figura 3.3 Trazado en planta, zona Templo San Francisco. Modificado de SENER, (2012)

En la Figura 3.4 se presenta una sección transversal (P.K. 11+720) al eje del túnel por debajo del Templo San Francisco. Se nota que la profundidad de la clave del túnel se encuentra en promedio a poco más de 18.0 m desde el nivel del terreno.

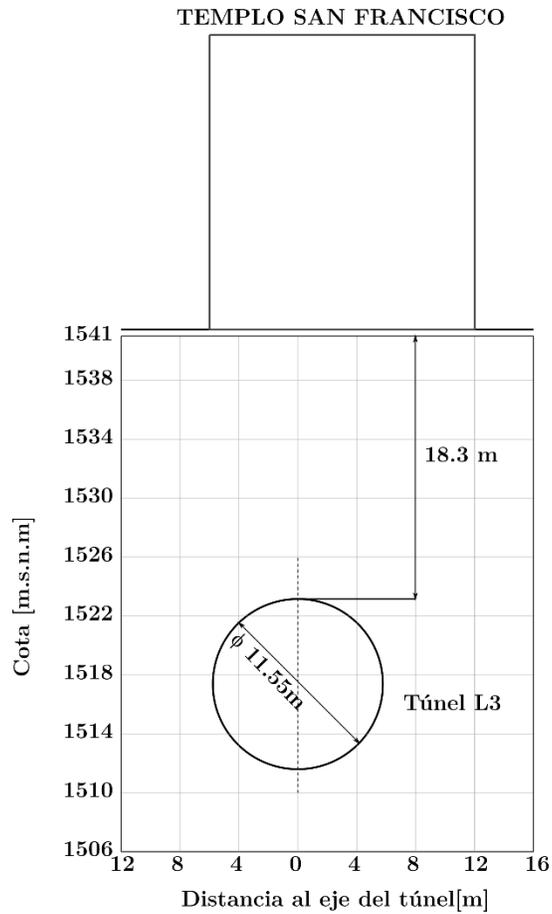


Figura 3.4 Sección transversal L3 Metro Guadalajara por Templo San Francisco. Modificado de SENER, (2012)

Se tiene entonces que, debido a la influencia del túnel, se debieron adoptar medidas de protección en las estructuras de valor histórico sobre el centro de Gaudalajara. Particularmente en el Templo San Francisco se aplicó como medida de protección el uso de columnas de Jet Grouting como mejoramiento del suelo alrededor de la zona del túnel. En el siguiente apartado, se presentan las características del Templo de San Francisco.

3.1.1 Templo de San Francisco

Para el caso del presente trabajo el punto de interés es la zona que se localiza entre la Av. Prisciliano Sánchez y la Av. Revolución, con la intersección de la Av. 16 de septiembre (Figura 3.5) en el centro histórico de la ciudad de Guadalajara, aproximadamente a unos 550 m de la Catedral de Guadalajara.



Figura 3.5 Vista en planta del Templo San Francisco. Tomado de Google Earth

El Templo de San Francisco de Asís, comenzó su construcción en el año 1554, en el punto donde se encuentra actualmente y finalizó en 1611. Inicialmente, éste y el Templo de Aránzazu, formaban parte de una sola estructura; pero como consecuencia de la ampliación de la Avenida 16 de septiembre fueron separados.

El cuerpo del Templo se encuentra dividido por cinco (5) pórticos formados por las pilastras y arcos torales que sirven de apoyo a la cubierta, la cual es constituida por “bóvedas llanas o vaídas” como se aprecia en la Figura 3.6.



Figura 3.6 Interior Templo San Francisco. (Catedrales e Iglesias, n.d.)

La mayoría de los elementos estructurales se encuentran elaborados con mampostería típica de la época y se tiene poca evidencia de actividades de refuerzo, por tanto, se admite que las condiciones estructurales del Templo son aquellas atribuibles a su época de construcción. En la Figura 3.7 se muestra la fachada del Templo.



Figura 3.7 Fachada del Templo San Francisco. Tomado de Google Earth

La estructura del Templo San Francisco está dividida en 3 estructuras principales, las cuales son colindantes entre sí (Figura 3.8). Según su geometría en el presente trabajo se nombraron cómo: templo, torre y edificio de 4 niveles.

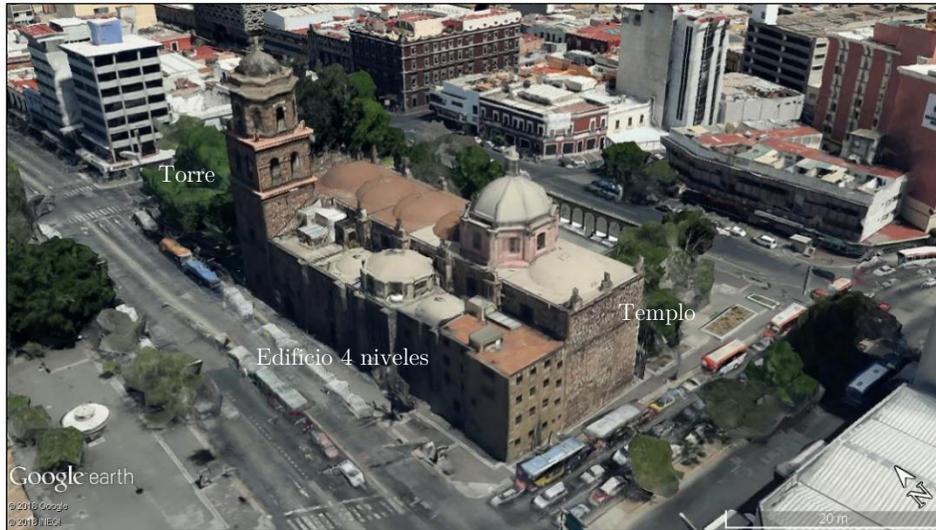


Figura 3.8 Subdivisión Templo San Francisco. Tomado de Google Earth

En la Figura 3.9, Figura 3.10 y Figura 3.11 se presenta la geometría del Templo San Francisco, acotando las principales dimensiones de cada estructura principal del Templo.

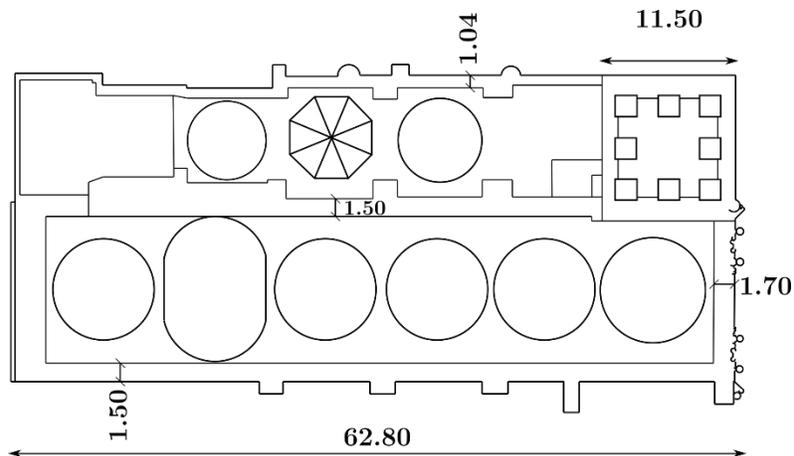


Figura 3.9 Planta vista superior, medidas en [m]. Modificado de Cadena, (2016)

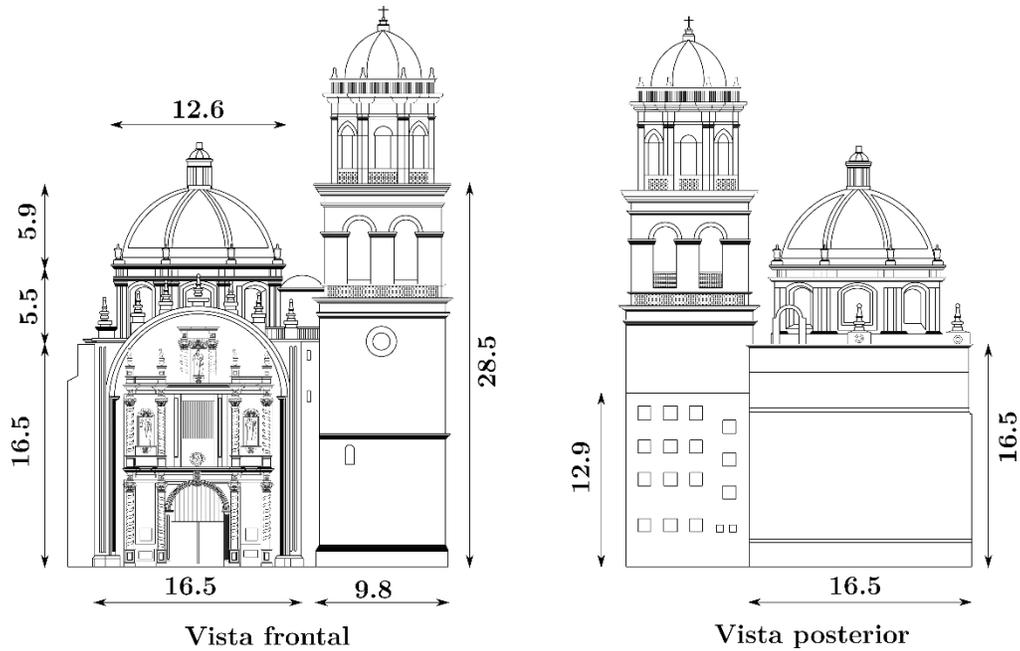


Figura 3.10 Vistas frontal y posterior Templo San Francisco, medidas en [m]. Modificado de Cadena, (2016)

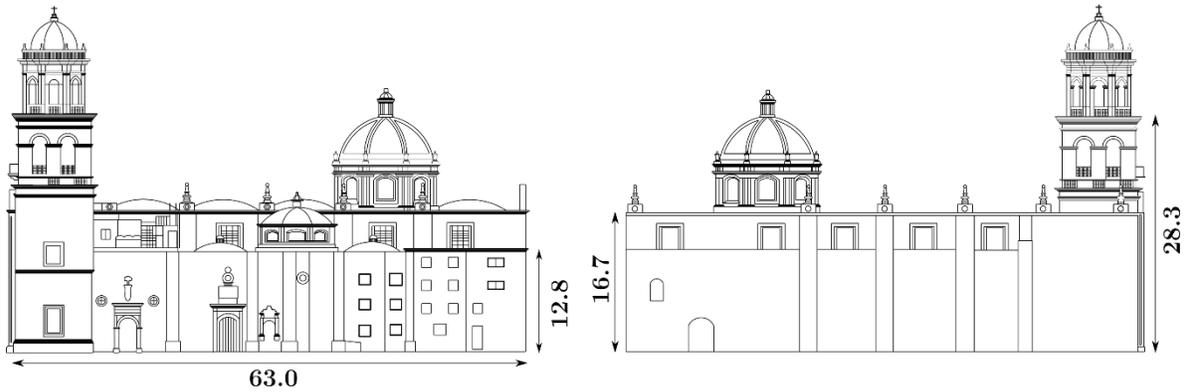


Figura 3.11 Vistas laterales Templo San Francisco, medidas en [m]. Modificado de Cadena, (2016)

Así, en la Tabla 3.1, se resumen las dimensiones de cada estructura aproximando a un número entero o a el 0.5 m más cercano. Es de anotar, que las medidas no fueron tomadas con equipos de precisión (por eso en diferentes vistas se aprecian diferencias), por tanto, se admite un error en la misma, con lo cual la aproximación tomada se asume no influirá en la respuesta dinámica del Templo.

Tabla 3.1 Dimensiones de las estructuras que componen el Templo San Francisco

Estructura	Altura [m]	Ancho [m]	Largo [m]
Templo	16.5	16.5	62.0
Torre	28.5	10.0	11.0
Edificio 4 niveles	13.0	10.0	51.0

Se tiene también de la Figura 3.9, que el espesor medio de los muros aproximadamente 1.5 m y solo un muro lateral del edificio de 4 niveles tiene 1.0 m de espesor.

Como se mencionó anteriormente, a unos 18 m de profundidad bajo el Templo San Francisco cruza, por una de sus esquinas, el túnel del Tren Ligero de Guadalajara, tal como se presenta en la Figura 3.12.

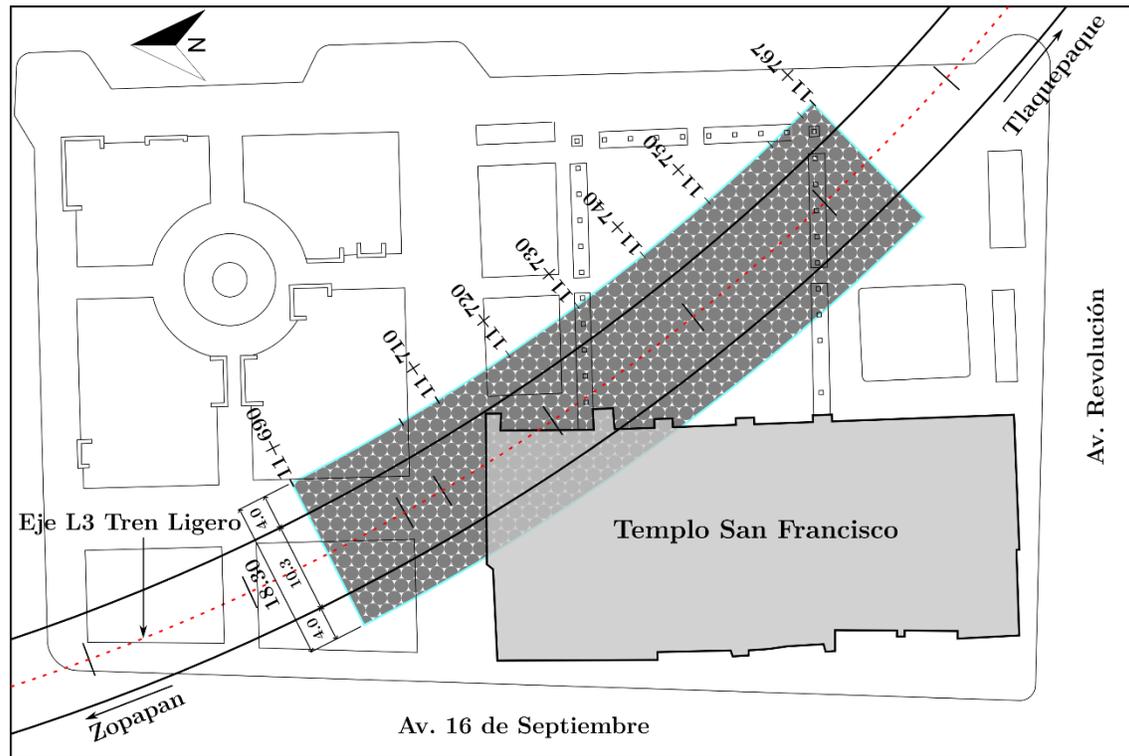


Figura 3.12 Paso del Tren Ligero por el Templo San Francisco. Modificado de SENER, (2012)

3.1.2 Tratamiento de Jet Grouting

Se implementó un sistema tipo Jet Grouting bajo el Templo San Francisco para protegerlo de las afectaciones derivadas del paso de la tuneladora. En algunas zonas era preferible el uso de pantalla de pilas para obtener un aislamiento total, debido a su cercanía con el eje del túnel (menor a 5 m), sin embargo, se deben tener en cuenta otros aspectos como la disponibilidad de equipos, el conocimiento de la técnica, la profundidad del túnel con respecto a la estructura y el estado de la estructura a proteger. Se tuvo en cuenta además que la zona de afectación directa del Templo era sólo la esquina nor-este como se mostró en la Figura 3.12.

En la propuesta del tratamiento, para asegurar la efectividad de este, se exigen las características mínimas que se detallan en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Características mínimas esperadas del Jet Grouting (SENER, 2012)

Parámetro	Valores mínimos
Resistencia a compresión [MPa]	5.0
Resistencia atracción [MPa]	0.5
Cohesión [MPa]	2.5
Módulo elasticidad [MPa]	2500.0
Densidad [kN/m^3]	19.0
Permeabilidad [m/s]	10^{-8}

Los parámetros de inyección del tratamiento se presentan en la Tabla 3.3. Los detalles del proceso constructivo, así como los resultados del panel de prueba y algunos aspectos del monitoreo con instrumentación del tratamiento se pueden consultar en Salcedo, (2016).

Tabla 3.3 Parámetros de inyección tratamiento Jet Grouting. (SENER, 2012)

Diámetro [m]	1.5
Presión de inyección de mezcla [kg/cm^2]	450.0
Presión de inyección de aire [kg/cm^2]	10.0
Diámetro de toberas de cemento [mm]	3.0
Diámetro de toberas de aire [mm]	2.0
Velocidad ascenso tratamiento [cm/s]	0.5
Velocidad rotación tratamiento [rpm]	10.0
Relación A/C	1.0
Peso unitario cemento [kg/cm^3]	750.0

Aunque se sabe que los parámetros de inyección y el proceso constructivo afectan sensiblemente el comportamiento del tratamiento y la respuesta en superficie, además de cambiar el estado de esfuerzos del suelo circundante, estos aspectos no serán tenidos en cuenta en la presente investigación, sólo se analizará su comportamiento una vez el tratamiento sea realizado.

Durante la construcción del tratamiento, se realizaron como medidas de control 6 sondeos de prueba, de los cuales se extrajeron 6 núcleos para determinar sus propiedades mecánicas en laboratorio. Los resultados se presentan en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4 Propiedades núcleos extraídos de JG (CFE, 2017)

Sondeo	Muestra N°	Profundidad [m]	γ_{JG} [kN/m^3]	Resistencia compresión σ_c [MPa]	E_{50} [MPa]
S1-W-49	M1	22.03 - 22.35	17.2	24.43	11647
	M3	22.68 - 29.00	17.2	24.83	10667
S2-N-34	M1	14.70 - 15.05	16.3	12.76	9071
	M3	18.35 - 18.70	16.1	15.83	7208
S3-N-47	M1	14.25 - 14.75	16.1	10.44	5373
S4-D-47	M1	17.55 - 18.00	16.1	11.62	3882

El tratamiento en planta se ejecutó siguiendo un patrón tipo tresbolillo de columnas secantes como se muestra en la Figura 3.13.

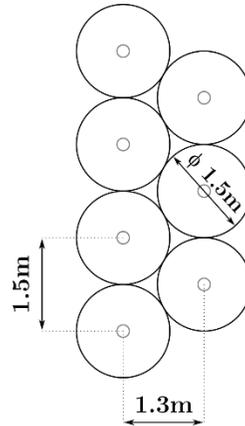


Figura 3.13 Arreglo tipo tresbolillo del tratamiento Jet Grouting. Modificado de Consorcio Túnel GUADALAJARA, (2016)

De manera general, el tratamiento comenzó a una profundidad aproximada de 12 m y se inyectaron columnas de longitudes variables entre 6.5 m a 18.0 m como se muestra en la Figura 3.14. Como resultado se tiene un ancho promedio de tratamiento a lado y lado del borde del túnel de unos 4 m.

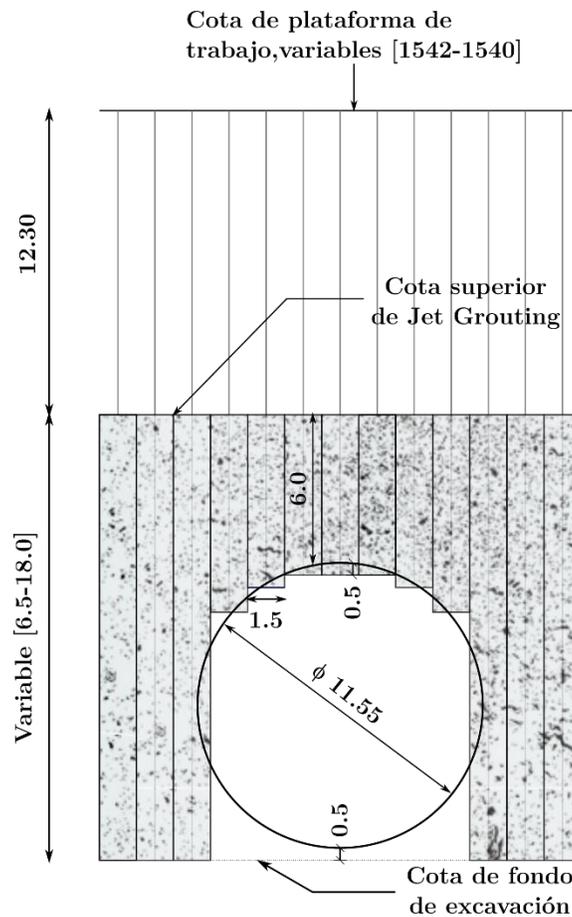


Figura 3.14 Sección típica tratamiento Jet Grouting, medidas en [m]. Modificado de Consorcio Túnel GUADALAJARA, (2016)

3.2 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Para la caracterización de las condiciones geotécnicas en la zona de estudio, se parte de la información presentada por SENER, (2012), en la cual se detalla la exploración, geología y ensayos de laboratorio a lo largo del corredor de la línea 3. Se anota que además de la campaña de exploración llevada a cabo para el proyecto. SENER, (2012) recuperó además información geotécnica de proyectos ejecutados entre 2004 y 2011 cerca de la línea del tren. De esta referencia, se extrajo la información correspondiente al intervalo que contiene al Templo San Francisco.

De la información consultada, se tienen entonces que en la zona se ejecutaron tres sondeos con información del ensayo de penetración estándar SPT (26, 26 bis y 27) y dos líneas de geofísica pasiva tipo ReMi (T-30, y T-44). A continuación, se hace un breve resumen de los resultados de dicha exploración.

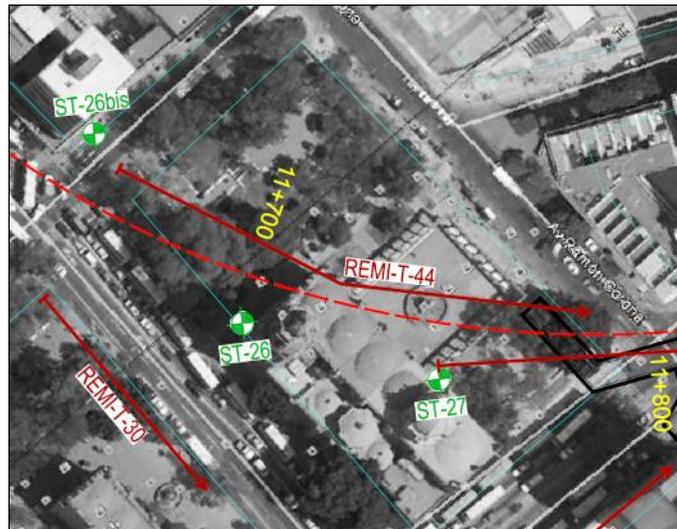


Figura 3.15 Ubicación de exploración geotécnica cerca del Templo San Francisco (SENER, 2012)

3.2.1 Resumen exploración

En la Tabla 3.5, se presenta el resumen de los sondeos ejecutados.

Tabla 3.5 Resumen exploración ejecutada cerca al Templo San Francisco. Modificado de SENER, (2012)

Sondeo	Profundidad [m]	Suelo [m]	Roca [m]	NF _{medio} [m]
ST-26	41.0	35.9	5.1	5.8
ST-26 bis	38.9	36.7	2.2	5.9
ST-27	37.0	27.2	9.8	5.2

La variación del número de golpes SPT de los 30 cm medios medidos durante el ensayo con la profundidad (N_{30}) se muestra en la Figura 3.16.

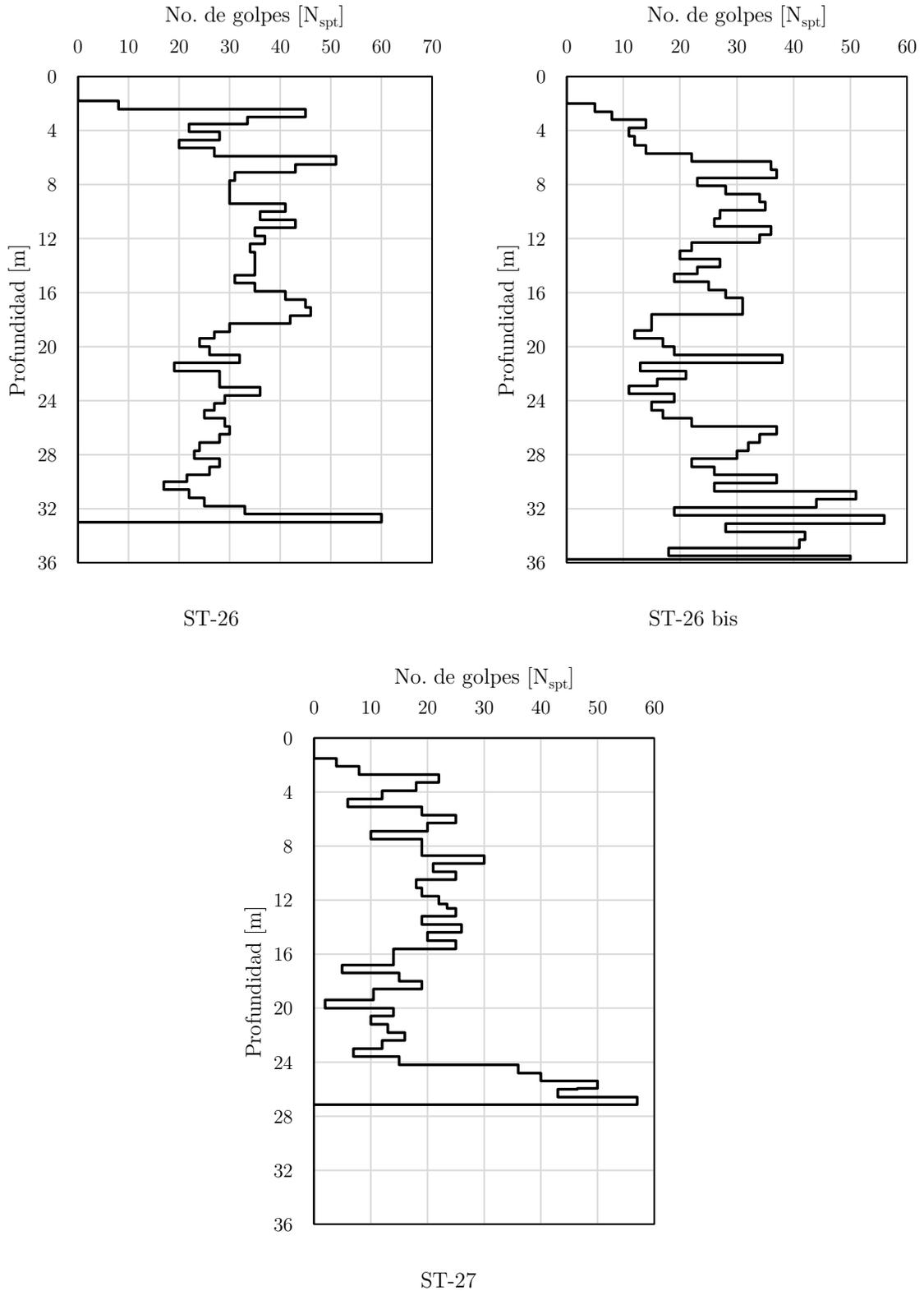


Figura 3.16 Variación del número de golpes contra la profundidad, sondeos ST-26, ST-26 BIS y ST-27. Modificado de SENER, (2012)

En la Figura 3.17, se presenta la variación con la profundidad de la velocidad de onda de corte V_s para las líneas tipo ReMi T-30 y T-44

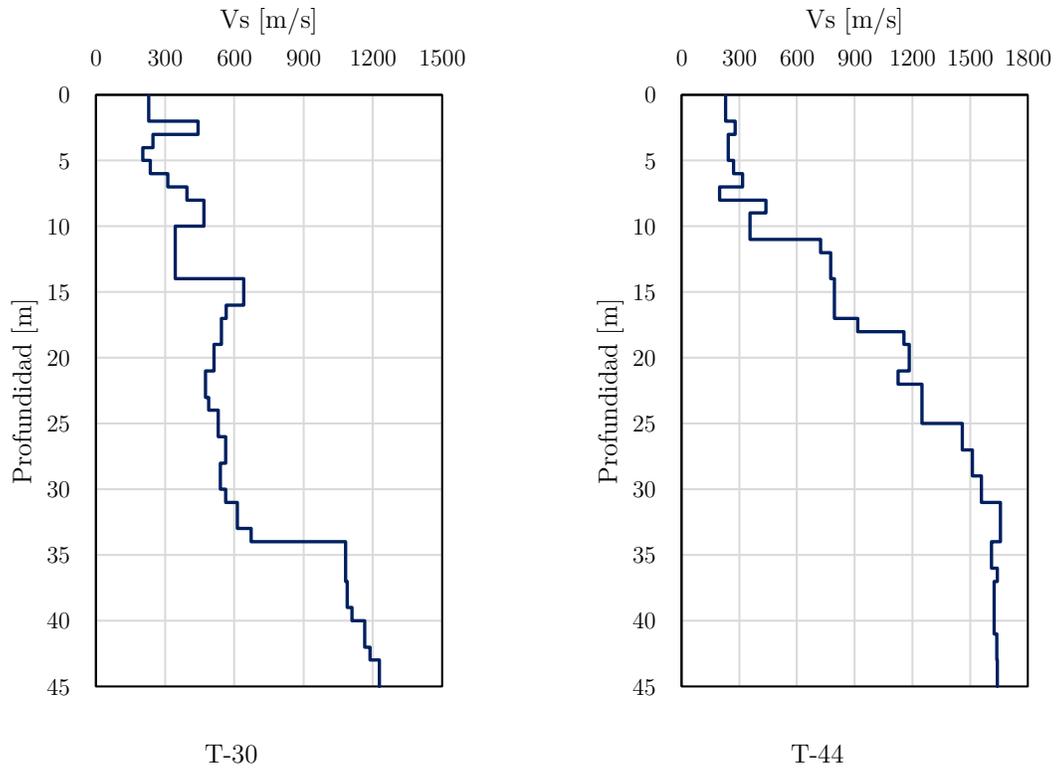


Figura 3.17 Variación de la velocidad de onda cortante con la profundidad, líneas T-30 y T-44. Modificado de SENER, (2012)

3.2.2 Modelo geológico - geotécnico

Con base en la exploración ejecutada y teniendo en cuenta la geología de la zona, que se detalla en SENER, (2012), se tiene el modelo geológico - geotécnico que se muestra en la Figura 3.18.

Aunque existe una variación espacial de los estratos, ya que en sentido de avance del alineamiento según los sondeos analizados el espesor de suelo disminuye, encontrándose más superficial la roca (ver Figura 3.15 y Figura 3.16). Para efectos del modelo geotécnico adoptado en este trabajo, se tomarán estratos horizontales con espesores medios, los parámetros del modelo simplificado se resumen en la Tabla 3.6.

TEMPLO DE SAN FRANCISCO

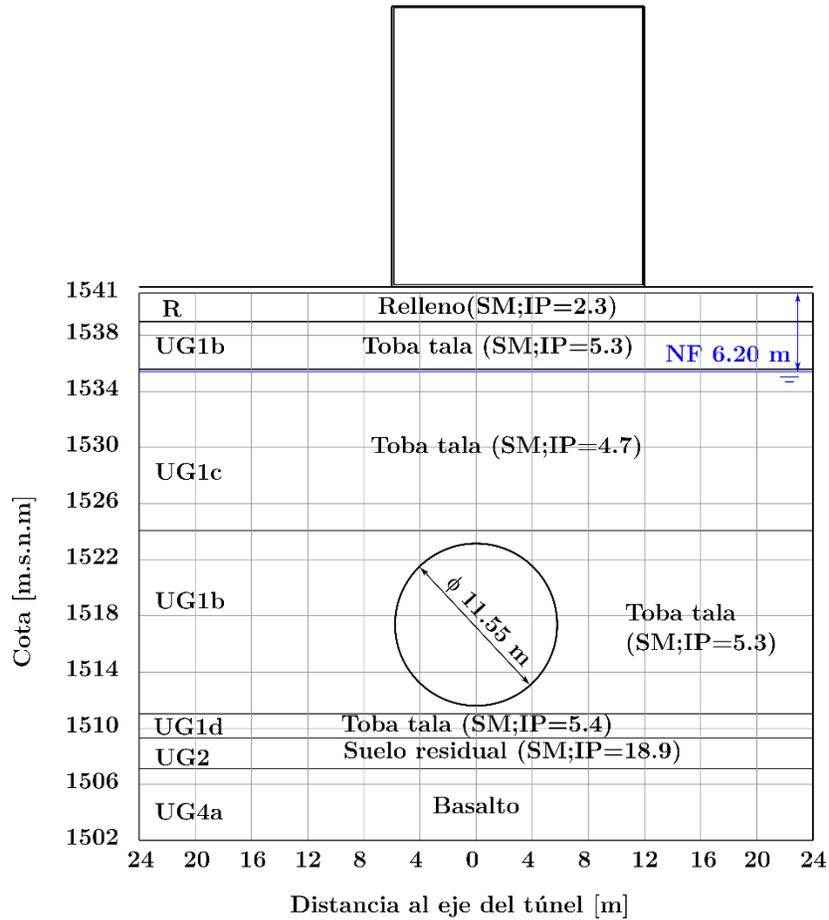


Figura 3.18 Modelo geológico – geotécnico simplificado. Modificado de SENER, (2012)

Tabla 3.6 Parámetros modelo geológico – geotécnico. Modificado de SENER, (2012)

Unidad	Profundidad [m]		H_i [m]	Tipo	γ_s [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
	Desde	Hasta					
R	0.0	2.0	2.0	SM	17.0	5.0	29.0
UG1b	2.0	6.0	4.0	SM	17.5	15.0	31.0
UG1c	6.0	16.0	10.0	SM	18.0	20.0	33.0
UG1b	16.0	30.0	14.0	SM	18.0	15.0	31.0
UG1d	30.0	32.0	2.0	SM	18.5	25.0	36.0
UG2	32.0	34.0	2.0	SM	18.5	30.0	35.0
UG4a	34.0	39.0	5.0	Basalto	22.0	180.0	59.0

A continuación, se describen brevemente las unidades geotécnicas consideradas. Esta definición se ha realizado a partir de la información y análisis consignados en SENER, (2012).

- **Relleno antrópico. R**

Superficialmente, se reconoce un nivel de relleno antrópico superficial de baja compacidad y naturaleza heterogénea, con valores medios de compacidad floja a media. Está formado

básicamente por arenas pumíticas finas a medias, bastante limosas, con indicios de gravas marrones a ocre. Presenta abundantes restos de origen antrópico dispersos por la unidad.

Las muestras correspondientes a esta unidad clasifican como SM según la USCS y presentan una plasticidad baja, con valores medios de humedad w de 27.7% e IP de 2.3.

- **Toba tala. UG1**

Por debajo del relleno, se reconoce la unidad Toba tala. Se trata de depósitos piroclásticos de caída que presentan una fuerte heterogeneidad en cuanto a su compacidad, aunque sus características de identificación son muy similares.

El depósito es una acumulación de lapilli más o menos bien clasificado, con fragmentos elongados y vesiculares, a veces redondeados. Fundamentalmente, los granos son de pumita de colores claros y composición riolítica.

Se han diferenciado 4 subniveles de Toba tala basándose, fundamentalmente, en su compacidad.

- ✓ UG1a. Toba tala con $N_{spt} < 10$, valor medio de w 33.3% e IP de 6.
- ✓ UG1b. Toba tala con N_{spt} entre 10 y 30, valor medio de w 33.3% e IP de 5.3.
- ✓ UG1c. Toba tala con N_{spt} entre 30 y 50, valor medio de w 31.6% e IP de 4.7.
- ✓ UG1d. Toba tala con $N_{spt} > 50$, valor medio de w 31.1% e IP de 5.4.

- **Suelo residual. UG2**

Por encima de los materiales rocosos se tiene un suelo residual. Litológicamente se trata de arenas, limos y arcillas marrones a rojizas. Estos materiales presentan relictos de la roca original sobre la que se desarrollaron. Esta unidad está formada básicamente por arenas limosas y limos, con indicios de gravas, de color marrón a rojizo.

El 63% de las muestras se clasifican como SM y el 12% como SP-SM según la USCS, presentan una plasticidad baja, con valores medios de w 48.8% e IP de 18.9.

- **Roca sana o moderadamente alterada, basaltos vacuolares. UG4a**

Litológicamente, se trata de basaltos andesíticos de colores grises a rojizos. Presentan vacuolas de tamaño milimétrico a centimétrico, rellenas de arcillas azules y ocasionalmente verdes.

Presenta textura porfídica, con fenocristales de plagioclasas (distribuidos en una familia de fenocristales y otra de microcristales) y olivino en una matriz de plagioclasa_{II}, olivino_{II}, piroxenos, minerales opacos y vidrio volcánico.

Presentan un RQD medio del 66%.

3.2.3 Propiedades dinámicas

Para la solución de problemas que involucran la acción de cargas dinámicas, se requiere del conocimiento del módulo de rigidez al corte y del grado de amortiguamiento del material. Estos

dos parámetros pueden ser determinados de manera directa mediante pruebas de laboratorio, y de forma indirecta mediante pruebas de campo o correlaciones.

La magnitud de estos dos parámetros suele depender de diversos factores como son el tipo de material, el estado de esfuerzos *in situ*, el grado de saturación, el nivel de deformación, etc.

Como parámetro inicial, es importante definir el módulo de elasticidad al corte para bajas deformaciones G_0 , el cual se puede determinar a partir de la velocidad de onda de corte y la densidad del material cómo:

$$G_0 = V_s^2 * \rho \quad (3.1)$$

Para la definición de la velocidad de onda de corte, se optó por tomar un modelo a partir de dos líneas de ruido sísmico ambiental, ejecutadas por el Instituto de Ingeniería (Rodríguez, 2017), las cuales se ubicaron como se muestra en la Figura 3.19.



Figura 3.19 Ubicación líneas 1 y 2. Tomado de Google Earth

El resultado de ambas líneas se presenta en la Figura 3.20 y el modelo conjunto ajustado al perfil geológico - geotécnico se presenta en la Figura 3.21.

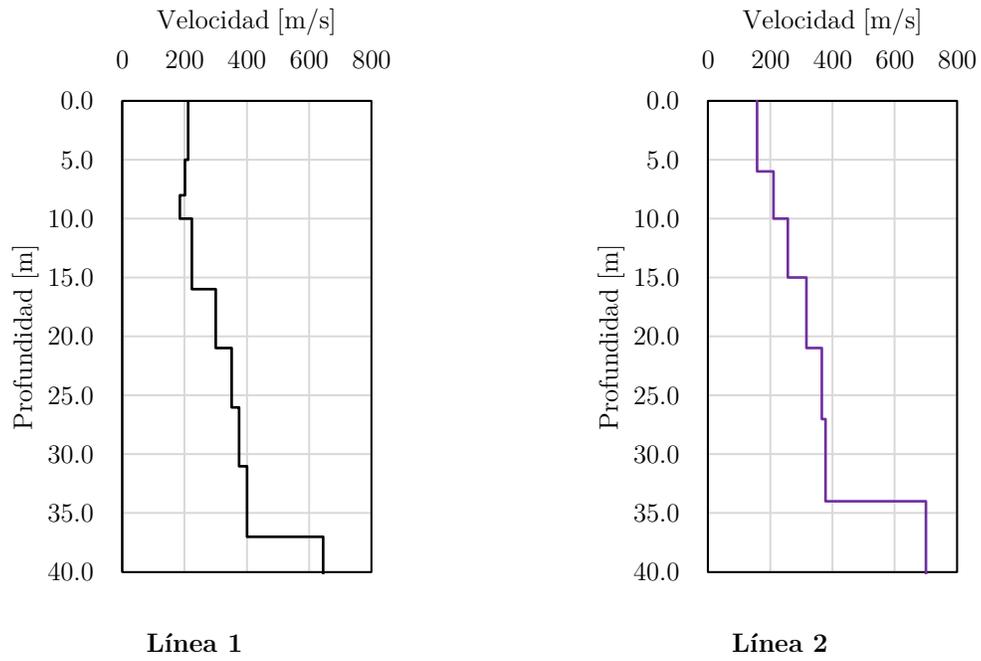


Figura 3.20 Resultados de líneas 1 y 2

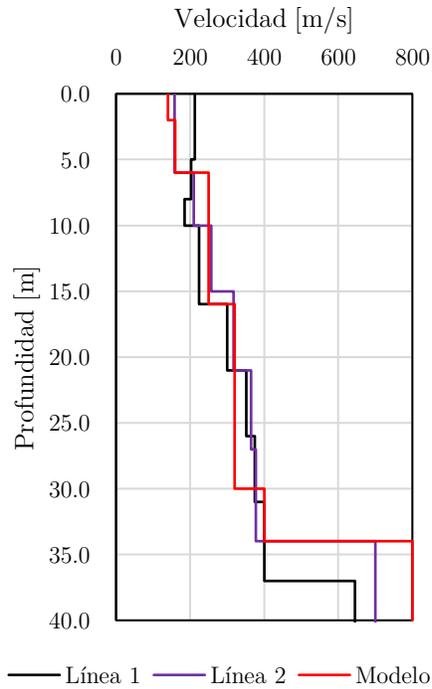


Figura 3.21 Modelo interpretado de velocidades de onda de corte

Con lo anterior, se tiene que los módulos al corte a bajas deformaciones calculados con (3.1) se presentan en la Tabla 3.7.

Tabla 3.7 Módulo de corte a bajas deformaciones del depósito en profundidad

Unidad	Profundidad [m]		Vs [m/s]	G ₀ [MPa]
	Desde	Hasta		
R	0.0	2.0	140	34
UG1b	2.0	6.0	160	46
UG1c	6.0	16.0	250	115
UG1b	16.0	30.0	320	188
UG1d	30.0	32.0	400	302
UG2	32.0	34.0	400	302
UG4a	34.0	39.0	800	1435

Para el presente trabajo, dadas las características de los suelos analizados, se consideraron válidas las curvas de arenas presentadas en Seed y Idriss (1970), estas se presentan en las Figura 3.22 y Figura 3.23. Además, con base en los resultados presentados por Zamudio (2002) donde se analizaron las propiedades dinámicas del subsuelo del Mercado Libertad (a unos 750 m del Templo San Francisco), se utilizará la curva para arenas de compactidad media, debido a la concordancia con los puntos obtenidos en las pruebas triaxiales cíclicas de dicho trabajo.

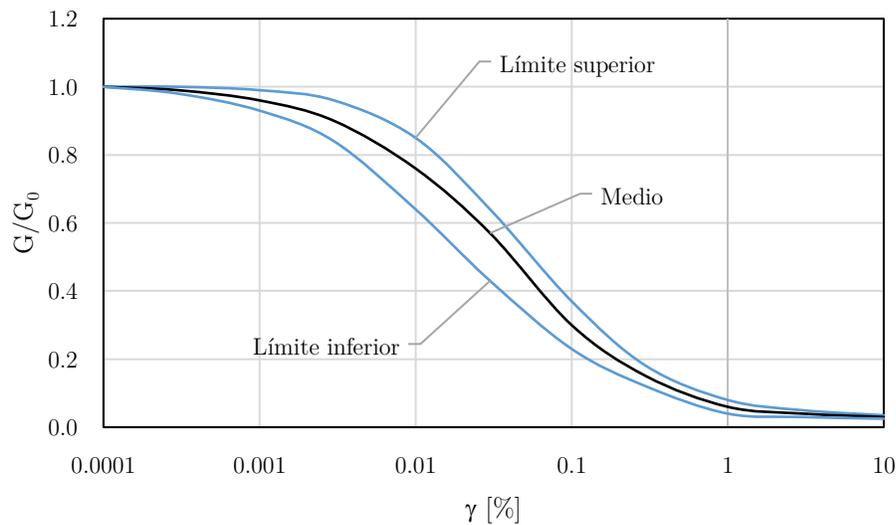


Figura 3.22 Variación de la relación de rigidez con la deformación para arenas.
(Seed y Idriss, 1970)

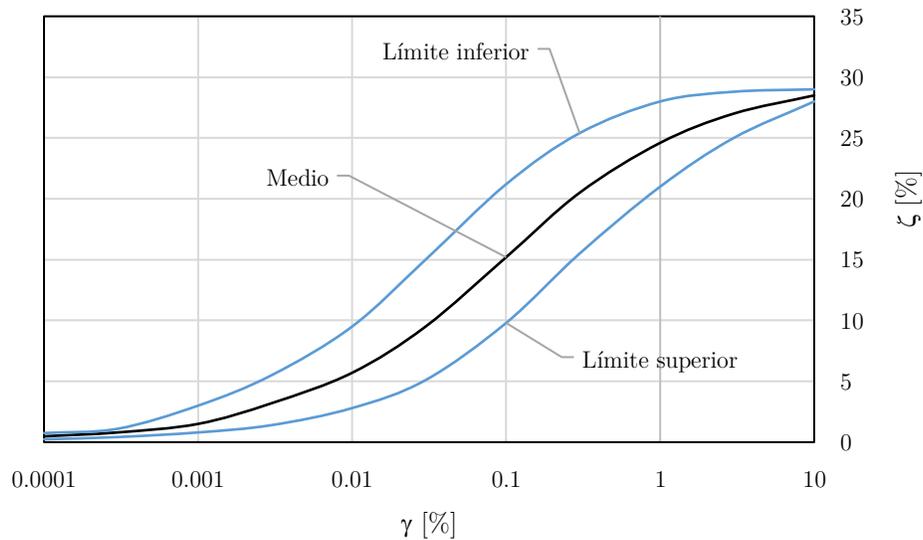


Figura 3.23 Variación de la relación de amortiguamiento con la deformación para arenas. (Seed y Idriss, 1970)

3.3 MEDICIONES DE RUIDO AMBIENTAL

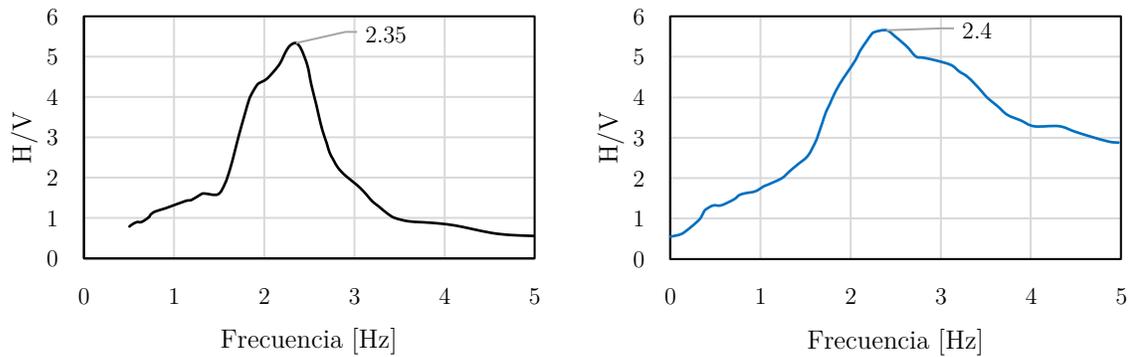
Dentro de las actividades que se ejecutaron sobre el Templo de San Francisco, se realizó una campaña de ensayos geofísicos, donde se tomaron mediciones de ruido ambiental con lo cual se estimaron los periodos fundamentales de vibración tanto de campo libre como de puntos estratégicos del Templo de San Francisco.

La estimación de los periodos fundamentales se realizó mediante la aplicación de la técnica de cocientes espectrales, que se explica en Nakamura (1989).

Para la adquisición de datos se utilizaron equipos de banda intermedia tipo Guralp TG30, de tres componentes. La duración de los registros obtenidos durante la medición permitió analizarlos con ventanas de duración de 600 segundos; así, se seleccionaron al menos 30 ventanas en cada registro para hacer el cálculo en cada una de ellas de los espectros de amplitud de los registros y establecer un promedio. Luego, utilizando los espectros anteriores, se procedió a calcular el cociente entre los componentes horizontales y vertical (Rodríguez, 2017).

3.3.1 Periodo del suelo

Se midió en las inmediaciones del Templo en dos momentos diferentes, antes del tratamiento en mayo de 2016 y después del mismo en mayo de 2017, el resultado de los coeficientes espectrales horizontal sobre vertical (H/V) se muestra en la Figura 3.24.



Mayo 2016 antes tratamiento JG

Mayo 2017 posterior tratamiento JG

Figura 3.24 Cociente espectral entre las componentes horizontal y vertical, zona templo San Francisco para antes y después del tratamiento con JG. Modificado de Rodríguez, (2017)

Las frecuencias predominantes en el sitio antes y después del mejoramiento del suelo resultaron similares, esto es: 2.35 y 2.40 Hz respectivamente, lo cual corresponde a un periodo cercano a 0.42 s. Es de apreciar que el mejoramiento se manifiesta en el cociente como un incremento en la respuesta del sitio a frecuencias mayores de la frecuencia predominante (Rodríguez, 2017).

3.3.2 Periodo del Templo de San Francisco

Para medir los periodos de traslación del Templo de San Francisco se instrumentó en tres puntos de la azotea como se muestra en la Figura 3.25, los cuales se abreviaron como EST-NO (Estructura Nororiental), EST-GC (Estructura Grieta Central) y EST-SO (Estructura Suroriental).

Una vez obtenidas las componentes espectrales longitudinales y transversales de cada registro en la azotea se dividieron respecto a las correspondientes de campo libre o de referencia. Con el procedimiento anterior, se determinó la manera de vibrar del templo al quitar, con el cociente, la contribución del suelo al movimiento observado.

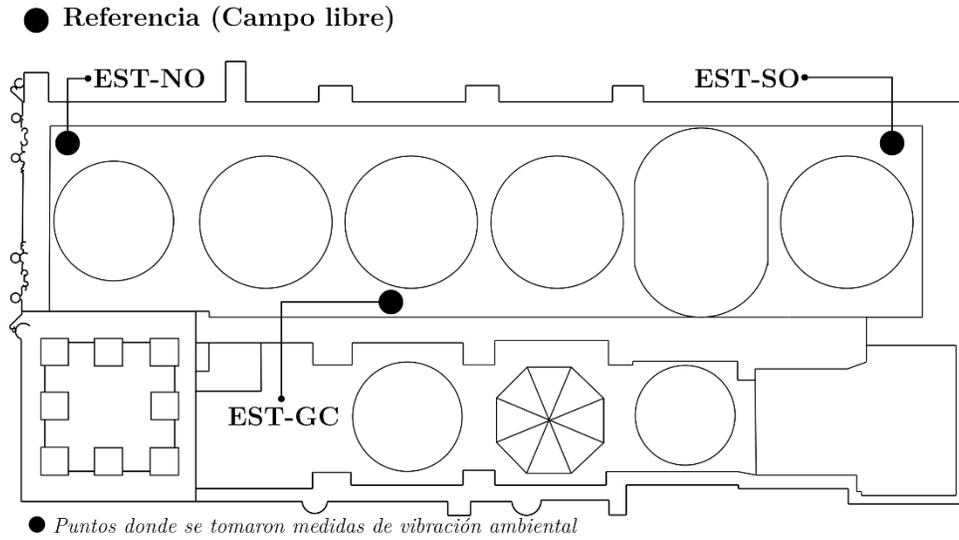


Figura 3.25 Ubicación de puntos para medición de periodos en azotea del templo San Francisco. Modificado de Rodríguez, (2017)

De la Figura 3.26 a la Figura 3.28 se presenta la relación C_e / C_s la cual corresponde a los cocientes espectrales (vertical y transversal) de la estructura C_e y el punto de referencia (suelo o campo libre) C_s .

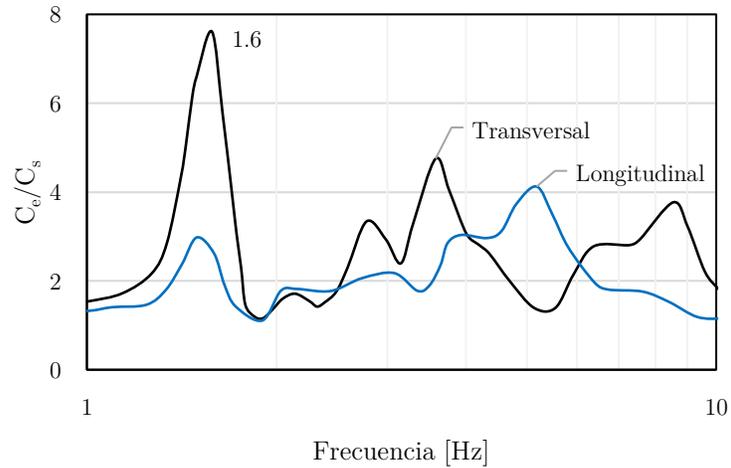


Figura 3.26 Cociente espectral punto EST-NO. Modificado de Rodríguez, (2017)

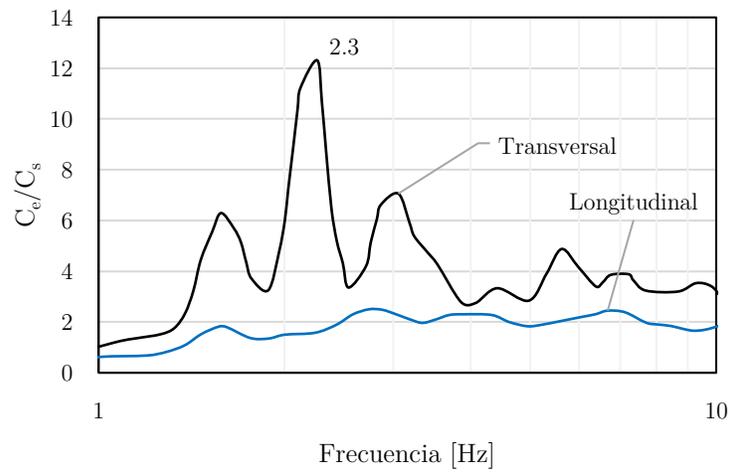


Figura 3.27 Cociente espectral punto EST-GC. Modificado de Rodríguez, (2017)

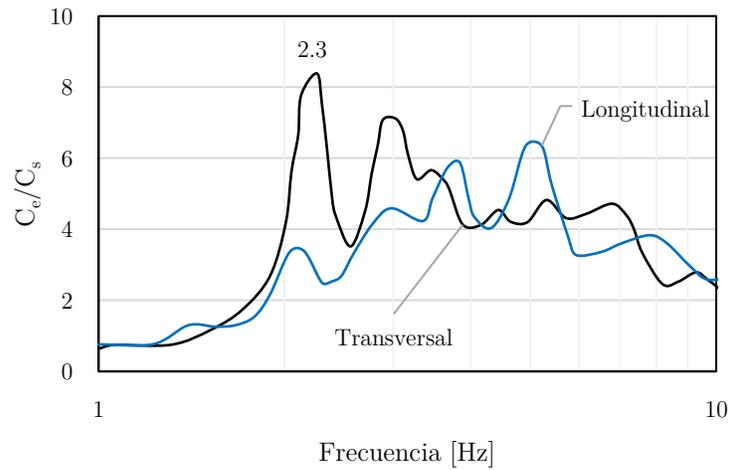


Figura 3.28 Cociente espectral punto EST-SO. Modificado de Rodríguez, (2017)

Finalmente, en la Tabla 3.8, se resumen los periodos fundamentales medidos con ruido ambiental, estos resultados serán utilizados para la validación de los modelos numéricos.

Tabla 3.8 Periodos fundamentales medidos con ruido ambiental

Punto	Frecuencia [Hz]	Periodo [s]
Campo libre antes JG	2.4	0.43
Campo libre luego JG	2.3	0.42
EST-NO	1.6	0.63
EST-GC	2.3	0.43
EST-SO	2.3	0.43

3.4 SEÑAL DE ENTRADA

Inicialmente, se realizó una búsqueda en las bases de datos de sismos fuertes registrados cerca de la zona del Templo de San Francisco para ser usados como señal de entrada en los análisis dinámicos, se determinó entonces como adecuado el registro del sismo del 10 de octubre 1995, conocido como el sismo de Manzanillo, el cual fue un evento superficial de subducción con una zona epicentral a unos 17 km de profundidad en la interfaz de las placas Rivera y Norte América, con una magnitud momento M_w de 8.0. Este sismo se sintió en la ciudad de Guadalajara la cual se encuentra a unos 230 km de distancia de la zona de ruptura.

En la Figura 3.29, se presenta el registro del sismo componente N-S en la estación superficial Rotonda (ROT), la cual se encuentra en el centro histórico de Guadalajara a un costado de la Catedral y en la Figura 3.30 su espectro de respuesta para un amortiguamiento del 5%.

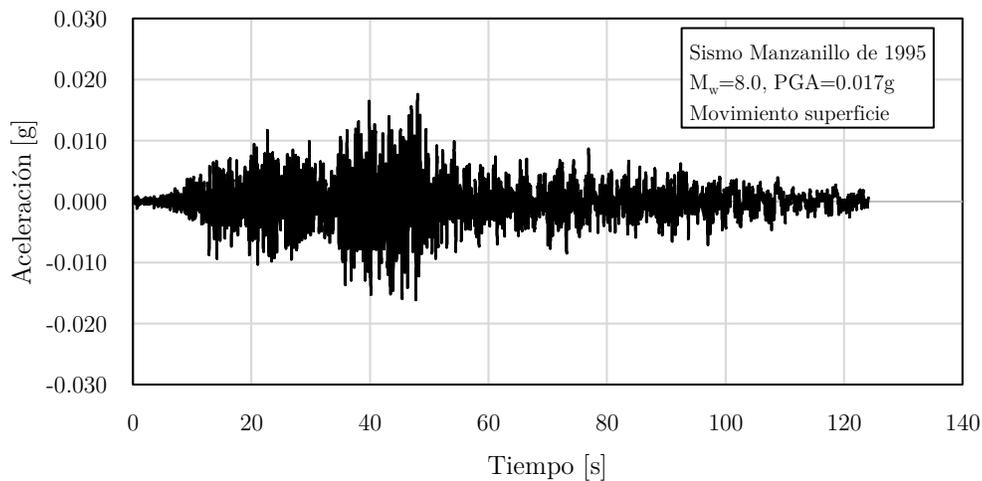


Figura 3.29 Registro de aceleración del sismo de Manzanillo de 1995 componente N-S, estación ROT

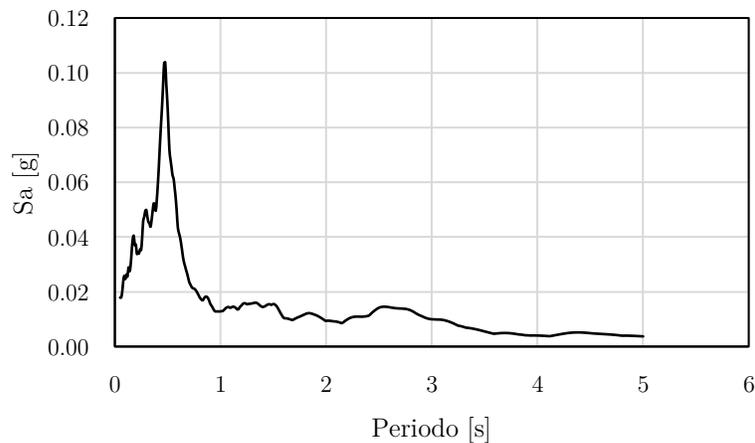


Figura 3.30 Espectro de respuesta del sismo de Manzanillo de 1995

3.4.1 Deconvolución

Es común que los registros de los sismos existentes se tengan en estaciones en superficie, es decir se tiene una señal que ya ha sido modificada por los cambios de propiedades (rigidez y amortiguamiento) en las diferentes capas del suelo, tal es el caso del sismo mostrado en la Figura 3.29. No obstante, para estudiar la interacción dinámica de sistemas tipo suelo-estructura, los movimientos se deben aplicar en la base, es por esto que se debe realizar un procedimiento de deconvolución que consiste en llevar la señal en campo libre a roca, un esquema de las diferentes señales en un análisis ISE se presenta en la Figura 3.31.

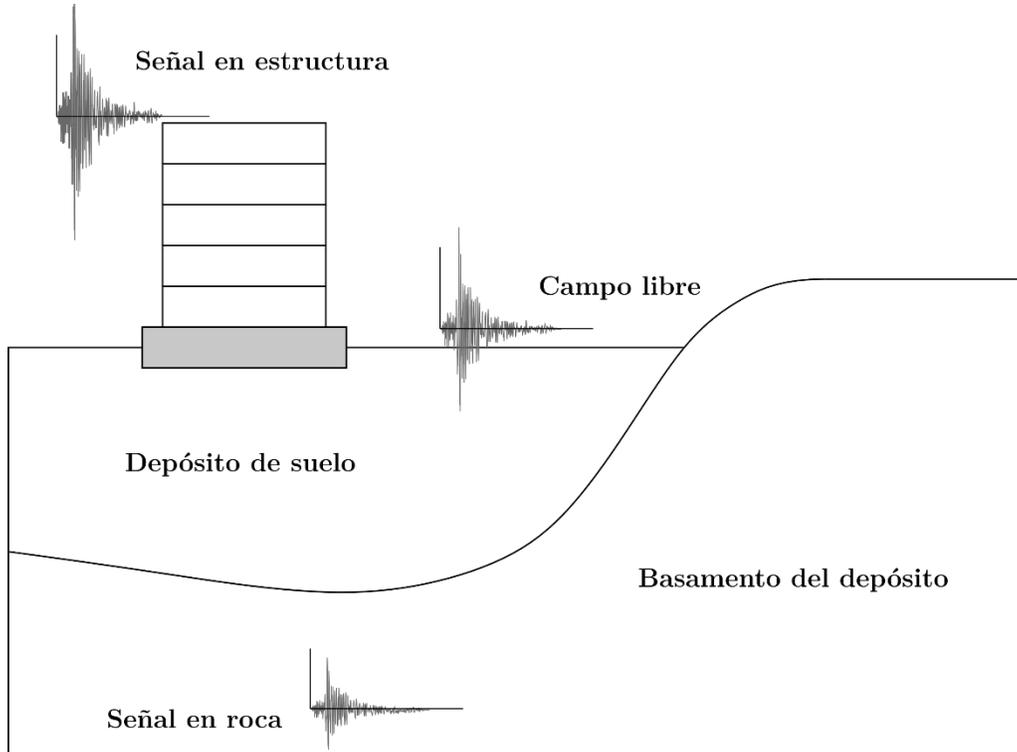


Figura 3.31 Movimiento de entrada para el estudio de respuesta dinámica

Las historias de aceleraciones registradas en la superficie del sitio fueron deconvueltas a la base (roca) resolviendo la ecuación de onda para ondas de corte propagándose verticalmente en el dominio de la frecuencia con el programa EERA (Bardet et al., 2000) el cual es un análogo del código SHAKE (Schnabel et al., 1972) implementado en una hoja de cálculo EXCEL. El programa EERA puede tomar en cuenta la no linealidad del suelo mediante un proceso iterativo, haciendo compatibles los módulos de rigidez al corte y las relaciones de amortiguamiento crítico utilizados en la solución, con el nivel de deformación que induce el movimiento, proceso conocido como aproximación lineal - equivalente.

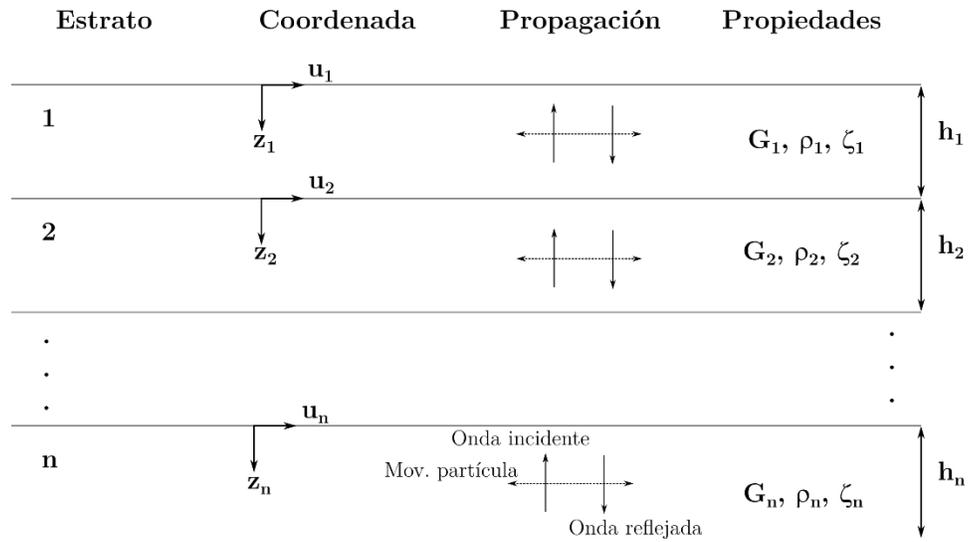


Figura 3.32 Modelo para solución propagación unidimensional. Modificado de Schnabel et al., (1972)

Se tomó un modelo basado en la estratigrafía de la zona cercana a la estación ROT y se aplicó el sismo en superficie, el historial de aceleraciones obtenido en la base del modelo se muestra en la Figura 3.33.

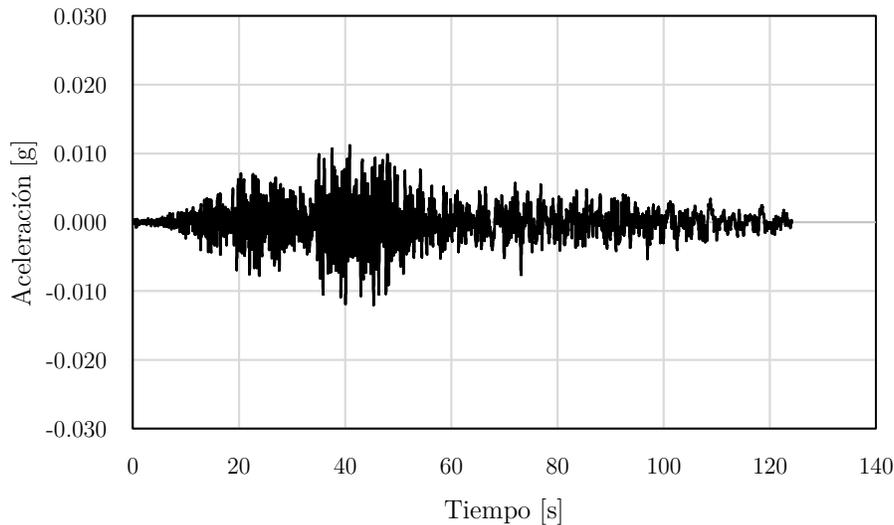


Figura 3.33 Sismo Manzanillo de 1995 deconvuelto a roca

3.4.2 Ajuste de ordenadas espectrales

Debido a la escasa base de movimientos fuertes que se tiene en la zona de Guadalajara, se decidió ajustar el espectro de respuesta del sismo de Manzanillo deconvuelto en roca (Figura 3.33) a un espectro que de forma aproximada represente los espectros de respuesta probables de un sismo de diseño para el ambiente sísmico presente en la zona de estudio.

Tal como lo sugiere la norma actual de diseño sísmico para el estado de Jalisco (Universidad de Guadalajara, 1997), en su apartado 9.2 se tiene que “la representación del movimiento del suelo, como mínimo será una que tenga un 10 por ciento de probabilidad de ser excedida en 50 años”, utilizando la relación probabilidad de excedencia y tiempo de exposición, lo anterior puede describirse cómo:

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n \quad (3.2)$$

Dónde:

P : Probabilidad de excedencia

T_r : Periodo de retorno

n : Tiempo de exposición

Despejando para el periodo de retorno T_r , se tiene:

$$T_r = \frac{1}{1 - (1 - P)^{1/n}} \quad (3.3)$$

Así, reemplazando en (3.3) los valores de $n = 50años$ y $P = 10\%$, se obtiene un periodo de retorno de 475 años. Así, se tomó como espectro objetivo el definido en la zona por PRODISIS (CFE, 2015) de peligro uniforme para un periodo de retorno de 500 años.

Para realizar el procedimiento de congruencia espectral o *Spectral matching* se utilizó el programa RSPMatch09 (Al Atik y Abrahamson, 2010), el cual realiza la congruencia espectral en el dominio del tiempo adicionando trenes de ondas ajustados a un historial inicial de aceleraciones (o sismo semilla) para generar un historial modificado cuya respuesta espectral sea compatible con un espectro objetivo dado. El algoritmo y su forma de aplicación se pueden consultar en Al Atik y Abrahamson, (2010).

En la Figura 3.34, se presenta el espectro de respuesta del sismo semilla (Figura 3.33) y el espectro objetivo, una vez aplicado el algoritmo del programa RSPMatch09, se obtiene el espectro ajustado que se muestra en la Figura 3.35 y su historial de aceleraciones correspondiente.

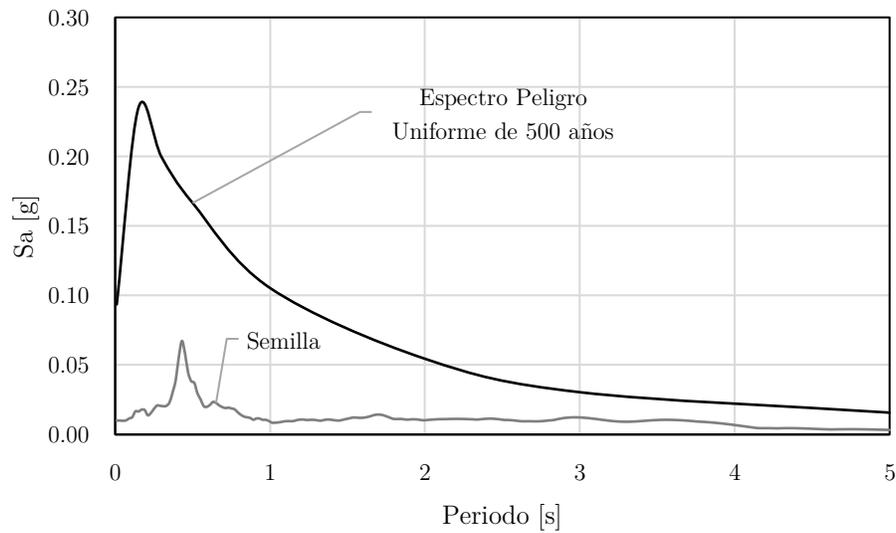


Figura 3.34 Espectro de respuesta inicial junto con el espectro objetivo

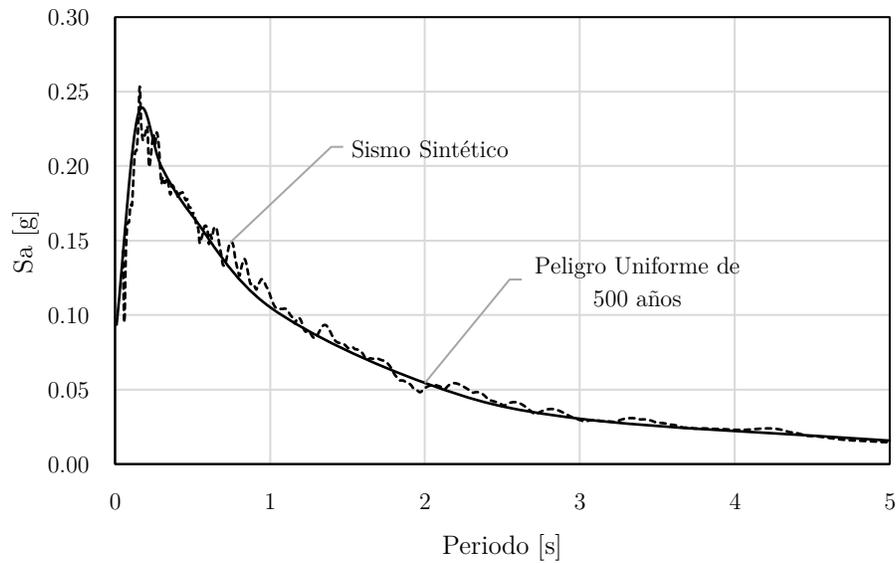


Figura 3.35 Espectro de respuesta del historial de aceleraciones ajustado junto con el espectro objetivo

Teniendo en cuenta el buen ajuste, se acepta como señal de entrada para la modelación numérica el sismo sintético cuyo espectro se muestra en la Figura 3.35, y el historial de aceleración en la Figura 3.36.

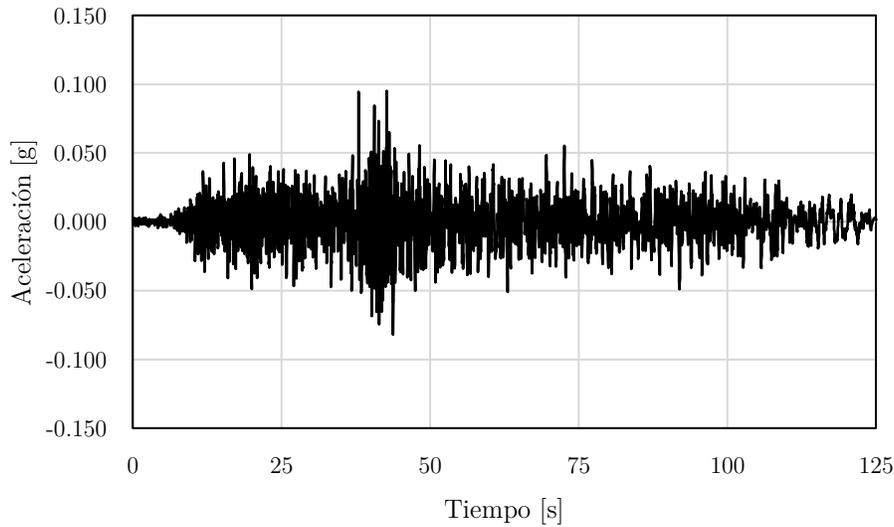


Figura 3.36 Sismo sintético para los análisis dinámicos

3.4.3 Duración

La duración de un movimiento sísmico está fuertemente relacionada con los daños que este puede ocasionar en las estructuras, ya que este parámetro está asociado al tiempo necesario para liberar la energía elástica acumulada a lo largo de la ruptura de una falla (Kramer, 1996).

El registro de aceleraciones de un sismo comprende un intervalo de tiempo en que las aceleraciones alcanzan valores superiores a los producidos por el ruido ambiental. Sin embargo, para propósitos ingenieriles sólo la parte más intensa del movimiento es de interés, ya que en muchas ocasiones la mayor parte de la energía de un sismo está contenida en un intervalo mucho menor que la duración del registro completo.

En los análisis numéricos dinámicos, los tiempos de cálculo están directamente relacionados con la duración de las historias de tiempo empleadas. Por lo anterior, para definir el intervalo del acelerograma sintético en el que está contenida la mayor parte de la energía del sismo se utilizó el criterio que se presenta en el estudio de Trifunac y Brady (1975), en el cual se considera que la duración efectiva de un sismo pertenece al intervalo de tiempo limitado por los puntos en los que ocurre el 5% y el 95% de la energía total del registro, medida con base en la intensidad de Arias (Arias, 1970).

La intensidad de Arias se utiliza generalmente como una medida de la energía registrada y se expresa mediante la siguiente expresión:

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{\infty} \ddot{x}(t)^2 dt \quad (3.4)$$

Dónde:

I_a : Intensidad de Arias

g : Constante de aceleración

$\ddot{x}(t)$: Historial de aceleraciones de la señal

En la Figura 3.37 se presenta la intensidad de Arias normalizada contra el tiempo, conocido como gráfico de Husid, con el cual se puede seguir el desarrollo de la energía del sismo con el tiempo (Husid, 1969). Utilizando el criterio de duración efectiva, se tiene entonces que el tiempo de duración del sismo sintético original de 125.04 s queda reducido en un 29.4% pasando a 88.26 s, como se muestra en la Figura 3.38.

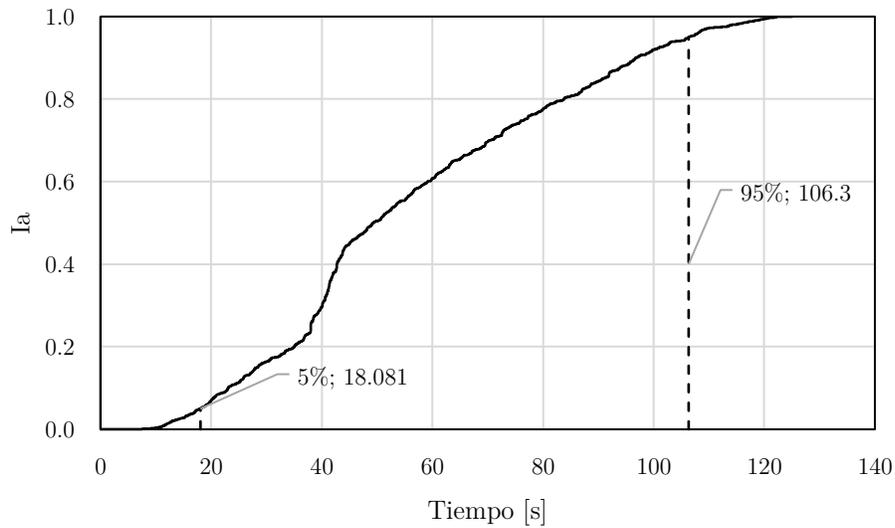


Figura 3.37 Gráfico de Husid para la señal sintética reducida

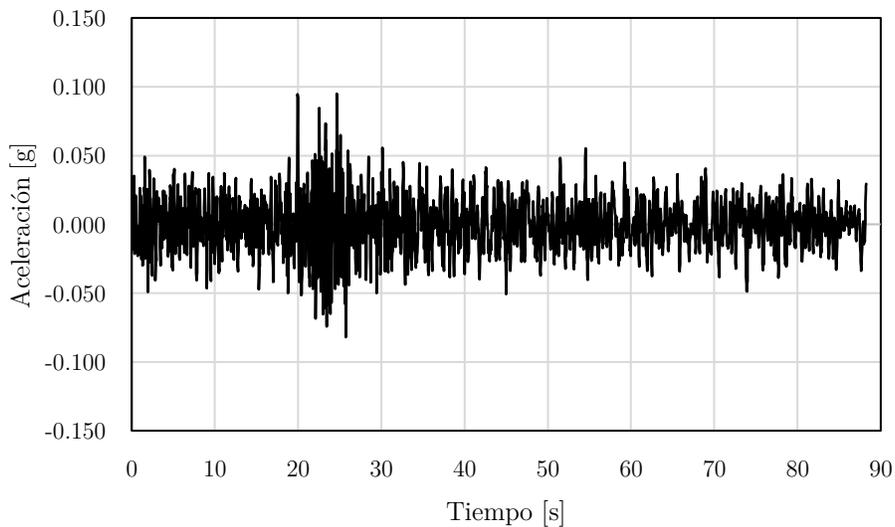


Figura 3.38 Sismo sintético con duración reducida

CAPÍTULO 4

MODELACIÓN NUMÉRICA

En este capítulo se describen los aspectos más relevantes del modelado numérico de sistemas suelo-estructura, haciendo énfasis en el uso del programa tridimensional de diferencias finitas FLAC^{3D}.

Los modelos numéricos se conforman con la información presentada en el capítulo 3. Las propiedades de los materiales se calibraron con los periodos de vibración medidos con ruido ambiental, para lo cual se utilizó un algoritmo basado en la solución de sistemas de un grado de libertad sometidos a vibración libre. Como verificación de la transmisión de onda en el suelo, se comparan los resultados de FLAC^{3D} con los resultados de un análisis unidimensional lineal equivalente con el programa EERA (Bardet et al., 2000) y no lineal con el programa DEEPSOIL (Hashash et al., 2016), esto debido a la gran aceptación que se tiene de los resultados de análisis de respuesta de sitio unidimensionales.

Una vez obtenida una buena aproximación en términos de los periodos de vibración y habiendo verificado la transmisión de onda en el suelo, se procedió a verificar el cambio en la respuesta con el modelo completo suelo – tratamiento - estructura.

4.1 GENERALIDADES FLAC^{3D}

El programa FLAC^{3D} (*Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions*) es un programa que permite el análisis mecánico de sistemas continuos utilizando el método de diferencias finitas (MEF) explícitas. Se pueden simular el comportamiento en tres dimensiones de estructuras, suelo, roca u otro material los cuales se pueden plastificar y fluir siguiendo leyes de comportamiento esfuerzo – deformación no lineal. El MEF a diferencia del elemento finito (FEM), permite ejecutar modelos complejos en tres dimensiones sin hacer uso excesivo de memoria computacional debido en parte a que no se forman matrices.

La formulación numérica del programa se deriva de principios generales (definición de deformaciones y leyes de movimiento), y el uso de ecuaciones constitutivas que caracterizan el comportamiento de los materiales. Se tiene como resultado un conjunto de ecuaciones diferenciales, relacionadas con variables mecánicas y cinemáticas, las cuales son resueltas para una geometría y propiedades particulares de los materiales, con condiciones iniciales y de fronteras dadas (Itasca Consulting Group, 2012).

La respuesta del modelo dependerá del modelo matemático particular a resolver y de la implementación numérica utilizada, a continuación, se describen brevemente estos dos aspectos.

El *modelo matemático* tiene que ver con los principios generales (definición de deformación, leyes de movimiento) sobre los cuales se deriva la mecánica del modelo y el uso de ecuaciones constitutivas para idealizar los materiales. La expresión matemática que resulta es un conjunto de ecuaciones diferenciales, que relacionan las variables mecánicas (esfuerzos) con las variables cinemáticas (velocidad, cambio en la deformación), las cuales se resuelven para geometrías y propiedades particulares dadas condiciones iniciales y de frontera específicas.

El *método numérico* de solución en FLAC^{3D} se caracteriza por las siguientes tres aproximaciones:

- Método de diferencias finitas: Las derivadas espaciales y temporales de primer orden son aproximadas a diferencias finitas asumiendo variaciones lineales de la variable sobre intervalos de espacio-tiempo finitos.
- Modelo discreto: El medio continuo es reemplazado por un medio discreto equivalente en el cual todas las fuerzas involucradas se concentran en los nodos de la malla tridimensional.
- Solución dinámica: Los términos inerciales en las ecuaciones de movimiento son usados como medios numéricos para alcanzar el estado de equilibrio el sistema.

Para conocer en detalle la formulación estática y dinámica del programa FLAC^{3D} puede consultarse en Itasca Consulting Group (2012) en su sección *Theory and Background*.

4.1.1 Principales aspectos del análisis dinámico en FLAC^{3D}

Con el programa FLAC^{3D}, es posible solucionar sistemas dinámicos con formulación no lineal en el dominio del tiempo, para esto usa la ecuación completa de movimiento (4.1). Para el caso estático se utilizan masas y amortiguamientos ficticios que ayudan a la convergencia del modelo, y para los análisis dinámicos, se usan las masas y amortiguamientos físicos reales en los diferentes puntos del modelo (Itasca Consulting Group, 2012).

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = p(t) \quad (4.1)$$

Donde:

m : Masa del sistema

c : Coeficiente de amortiguamiento

k : Rigidez

$p(t)$: Excitación arbitraria que varía con el tiempo

La no linealidad y la dependencia del historial de esfuerzos se determina con base en una ley constitutiva usada para cada zona. Para leyes constitutivas completas, la degradación de las propiedades dinámicas (ver Figura 3.22 y Figura 3.23) debido al cambio en la deformación es inherente a ley constitutiva. Para leyes simples como elástica o tipo Mohr-Coulomb, se debe usar un tipo de amortiguamiento adicional.

La adecuada respuesta dinámica de sistemas modelados mediante FLAC^{3D}, dependerá de la carga dinámica, las condiciones de frontera, la correcta transmisión de onda y el amortiguamiento mecánico de los elementos. A continuación, se describen de forma general los aspectos particulares relacionados con estas características en FLAC^{3D}.

- **Carga dinámica**

Dado que FLAC^{3D} está formulado en el dominio del tiempo, las acciones dinámicas pueden aplicarse al modelo como una de las siguientes formas:

- Historial de aceleraciones
- Historial de velocidades
- Historial de esfuerzos
- Historial de fuerzas

Se debe tener cuidado, debido a que algunas condiciones de frontera no admiten cierto tipo de cargas, por lo cual es necesario primero definir el tipo de condición de frontera.

El movimiento de entrada para simulaciones sísmicas en FLAC^{3D} se aplica usualmente de dos formas distintas: con una base rígida, o con una base flexible.

En el caso de la base rígida, una historia de aceleraciones (o velocidades) se especifica en los nodos de la base del modelo. Debido a que es necesario simular el movimiento de las partículas tal como ocurriría a la profundidad considerada, esta historia de tiempo debe ser igual a la superposición del tren de ondas propagándose hacia arriba y hacia abajo. Un gran inconveniente con este procedimiento es que el movimiento está completamente prescrito por la historia de tiempo. Por lo tanto, la base actúa como una frontera de desplazamientos fijos, reflejando las ondas incidentes de vuelta al modelo (Mánica, 2013).

En el caso de la base flexible, se aplican las condiciones de frontera absorbentes a los nodos en la base del modelo, de tal forma que las ondas incidentes sean absorbidas y no se reflejen de vuelta a la región discretizada. En los nodos donde se utiliza una frontera absorbente, no es posible aplicar directamente una historia de aceleraciones (o de velocidades), ya que no serían capaces de moverse con libertad para absorber la energía de las ondas incidentes. Por lo tanto, la historia de aceleraciones deberá transformarse en una historia de esfuerzos para aplicarse a este tipo de fronteras.

- **Condiciones de frontera**

Se usan dos tipos de fronteras, absorbentes y de campo libre, las cuales se describen brevemente:

- Las *fronteras absorbentes* se basan en el uso de amortiguadores independientes en las direcciones normal y tangencial de los nodos ubicados en la frontera del modelo. Estos amortiguadores proporcionan tracciones viscosas normales y tangenciales, los cuales son calculados y aplicados en cada intervalo de tiempo de la solución explícita a los nodos donde se especifica esta condición de frontera.

- Las *fronteras de campo libre* dan un procedimiento alternativo para forzar los movimientos de campo libre en las fronteras laterales del modelo numérico, de tal modo que éstas conserven sus propiedades no reflejantes. Esta técnica involucra el cálculo de los movimientos de campo libre en una malla independiente, en paralelo con el análisis de la malla principal. Las fronteras laterales de la malla principal se acoplan con la malla en campo libre mediante amortiguadores viscosos a fin de simular una frontera absorbente y las fuerzas fuera de balance de la malla en campo libre respecto a la malla principal son aplicadas a las fronteras de ésta última.

En las Figura 4.1 y Figura 4.2 se esquematizan las condiciones de frontera y los tipos de bases.

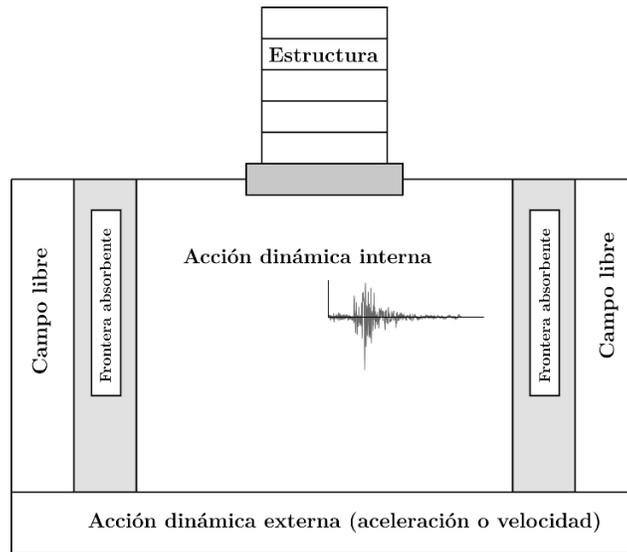


Figura 4.1 Modelo dinámico de base rígida. Modificado de Itasca Consulting Group, (2012)

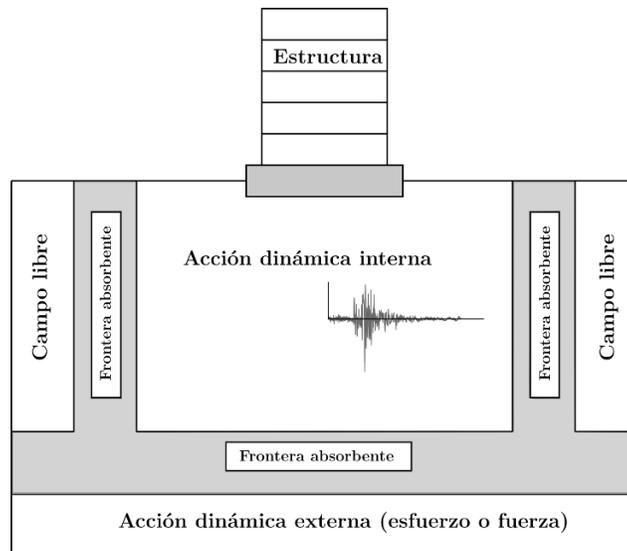


Figura 4.2 Modelo dinámico con base flexible. Modificado de Itasca Consulting Group, (2012)

- **Transmisión de onda**

Debido a las condiciones particulares de un modelo, se puede presentar distorsión numérica del tren de ondas que se propaga por el medio. Tanto las características del contenido de frecuencias de la señal de entrada como la velocidad de onda del medio pueden afectar la precisión de la transmisión de onda. Los investigadores Lysmer y Kuhlemeyer (1979), demostraron que, para una correcta representación de la transmisión de onda en un modelo, el tamaño espacial del elemento Δl , debe ser menor que aproximadamente un décimo a un octavo de la longitud de onda λ asociada a la frecuencia más alta del movimiento de entrada. Es decir:

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{[10 - 8]} \quad (4.2)$$

Escrito de otra forma:

$$\lambda = \frac{V_s}{f} \rightarrow f = \frac{V_s}{\lambda} \Rightarrow f_{\max} = \frac{V_{s_{\min}}}{10\Delta l} \quad (4.3)$$

Así la frecuencia máxima que podrá ser transmitida por el modelo, será función de la velocidad de onda de corte mínima y la longitud espacial del elemento, esta frecuencia deberá ser un poco mayor que las que imponga la señal de entrada.

- **Amortiguamiento**

Para los análisis dinámicos, el amortiguamiento en modelaciones numéricas debe reproducir la magnitud y forma de la pérdida natural de energía cuando un sistema es excitado con una carga cíclica. De manera general este amortiguamiento se suma al modelo, sin embargo, como se dijo anteriormente si se tiene una ley constitutiva que represente adecuadamente el comportamiento histerético, no sería necesario adicionar amortiguamiento.

No obstante, es común no contar con los parámetros para definir una ley constitutiva compleja que capture este comportamiento, es por esto por lo que a los modelos se les adiciona amortiguamiento, de modo que representen adecuadamente el comportamiento dinámico.

En FLAC^{3D} existen tres diferentes esquemas de amortiguamiento adicional implementados para representar la disipación de energía de los materiales: el amortiguamiento local, el amortiguamiento tipo Rayleigh y el amortiguamiento histerético.

El **amortiguamiento local** actúa añadiendo o sustrayendo masa de los nodos en ciertos tiempos durante un ciclo de oscilación. La masa total del sistema se conserva, ya que la cantidad de masa añadida es la misma que la masa sustraída. El amortiguamiento se especifica a través del coeficiente de amortiguamiento local, α_l , el cual se relaciona con la relación de amortiguamiento crítico ζ mediante la siguiente expresión:

$$\alpha_l = \pi\zeta \quad (4.4)$$

Tiene la desventaja que introduce ruido en la respuesta entre tanto aumente la complejidad de la señal de entrada (como un sismo, con diferentes contenidos de frecuencias).

El **amortiguamiento tipo Rayleigh**, es una “hipótesis” usada tradicionalmente en el análisis de estructuras, de modo que la matriz de amortiguamiento sea proporcional a la matriz de masa y rigidez por medio de dos constantes α y β , así:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (4.5)$$

Donde:

$[C]$: Matriz de amortiguamiento

$[M]$: Matriz de masa

$[K]$: Matriz de rigidez

Aunque ambos términos son dependientes de la frecuencia de oscilación, es posible obtener una respuesta aproximadamente independiente en un determinado rango de frecuencias, con la correcta selección de los parámetros. En FLAC^{3D}, este amortiguamiento se especifica con los parámetros f_m y ζ_m , los cuales se determinan con base en las constantes antes mencionadas de la siguiente forma:

$$\zeta_m = \sqrt{\alpha\beta} \quad (4.6)$$

$$f_m = \frac{\sqrt{\alpha/\beta}}{2\pi} \quad (4.7)$$

Una de las grandes desventajas del amortiguamiento tipo Rayleigh es la penalización en tiempo de cálculo que induce, lo que conlleva a realizar simulaciones con señales cortadas o modelos con geometrías simplificadas a fin de obtener resultados en tiempos razonables.

En el esquema de **amortiguamiento histerético** se utilizan las curvas de degradación del módulo normalizadas, para modificar la rigidez del suelo durante la simulación numérica. En cada intervalo de tiempo de la solución explícita, se calcula el tensor de deformación medio de cada zona, y se obtiene su respectiva deformación angular. A partir de dicha deformación se determina un factor de reducción, utilizado para ajustar el módulo de rigidez al corte de la zona considerada. De esta forma, cuando se llama al modelo constitutivo, éste utiliza el valor del módulo de rigidez modificado. La disipación de energía del modelo es resultado del ciclo de histéresis generado debido a la reducción del módulo durante la simulación, este tipo de amortiguamiento es la aproximación más realista con el comportamiento no lineal suelo. En el caso de un suelo ideal para el cual el esfuerzo dependa sólo de la deformación, una relación constitutiva incremental de la curva de degradación puede ser descrita por el módulo secante normalizado \bar{G} dependiente de la deformación como sigue:

$$\bar{G} = \frac{\bar{\tau}}{\gamma} \quad (4.8)$$

Donde, $\bar{\tau}$ es el esfuerzo de corte normalizado, el cual puede ser obtenido dividiendo el esfuerzo cortante local entre el módulo inicial y γ es la deformación angular. El módulo tangente normalizado \bar{G}_t , es entonces determinado como:

$$\bar{G}_t = \frac{d\bar{\tau}}{d\gamma} = \bar{G} + \gamma \frac{d\bar{G}}{d\gamma} \quad (4.9)$$

El módulo cortante incremental en una simulación no lineal es entonces definido por G_{sec} , donde G_{sec} es el módulo obtenido como la inclinación del ciclo de histéresis. La formulación descrita por las ecuaciones (4.8) y (4.9) es implementada en FLAC^{3D} modificando la tasa de deformación de modo que el tensor de deformación medio (media de todas las subzonas) es calculado antes de hacer uso del modelo constitutivo. En este punto, la lógica histerética es usada, devolviendo un multiplicador del módulo, el cual es usado por el modelo constitutivo. El modelo entonces usa el multiplicador \bar{G}_t para ajustar el valor del módulo cortante tangente de la zona que está siendo calculada.

Las curvas de degradación del módulo utilizadas en la práctica son presentadas usualmente como tablas de valores con espaciamiento logarítmico de la deformación angular. Debido a que el programa utiliza la derivada de la curva de degradación en el cálculo del factor de reducción, es necesario especificar una función continua. FLAC^{3D} contiene cuatro diferentes funciones para especificar una determinada curva de degradación: default, Sig3, Sig4 y Hardin/Drnevich. A partir de la modificación de los parámetros de una determinada función, es posible ajustar los datos de cualquier curva de degradación que deseemos utilizar en los análisis (Itasca Consulting Group, 2012). En este estudio, el modelo sigmoide denominado Sig3 implementado en FLAC^{3D} es empleado para simular el comportamiento histerético del depósito de suelo. La formulación matemática del modelo es:

$$\bar{G} = \frac{a}{1 + \exp\left(-\frac{\log_{10}(\gamma) - x_0}{b}\right)} \quad (4.10)$$

Donde:

- \bar{G} : Módulo secante (G / G_{max})
- γ : Deformación al corte cíclico
- a, b y x_0 : Constantes del modelo

4.2 PERIODO DE VIBRACIÓN NATURAL

Debido a que se tienen los resultados de los periodos naturales de vibración obtenidos por vibración ambiental (Tabla 3.8), estos serán usados como los datos primarios para la calibración de los modelos numéricos. Sin embargo, este es uno de los desafíos que se tiene al usar software de análisis mecánico como FLAC^{3D}, ya que este no tiene implementado una rutina de análisis tipo Análisis Modal Espectral con la cual se obtienen los periodos y formas modales, común en los programas de análisis estructuras como SAP2000.

Para solucionar esto en FLAC^{3D} comúnmente se ha utilizado el siguiente procedimiento: a un modelo se le aplica un sismo, luego en puntos específicos se miden historiales de aceleración y se determina el espectro de respuesta en dichos puntos. Se toma como hipótesis, que la máxima ordenada corresponde al periodo natural debido a que es en este punto (por el efecto de resonancia) donde se presenta la máxima respuesta. Sin embargo, aunque con este procedimiento se obtienen resultados aproximados, la respuesta dista de la solución real debido a que en este cálculo intervienen tanto amortiguamientos como un tren de ondas (sismo) que modifican el periodo de los sistemas analizados, por tanto, en el presente trabajo se utilizó otro procedimiento haciendo uso del código FISH, el cual es el lenguaje nativo de programación de FLAC^{3D}.

4.2.1 Solución analítica

El movimiento de sistemas lineales de un solo grado de libertad (1GDL), visualizados como un marco idealizado de un nivel o un sistema masa-resorte-amortiguador (depósito de suelo homogéneo), sometido a una fuerza externa $p(t)$, se rige por la ecuación (4.1). Si se establece $p(t) = 0$, se obtiene la ecuación diferencial que rige la vibración libre del sistema, que para sistemas sin amortiguamiento ($c = 0$) se especifica como (Chopra, 2012):

$$m\ddot{x} + kx = 0 \quad (4.11)$$

La vibración libre se inicia al sacar el sistema de su posición de equilibrio estático, impartiendo a la masa cierto desplazamiento $x(0)$ y velocidad $\dot{x}(0)$ en el tiempo cero, definido como el instante en que inicia el movimiento:

$$x(0) = x \quad \dot{x}(0) = \dot{x} \quad (4.12)$$

La solución de la ecuación diferencial homogénea sujeta a estas condiciones iniciales se obtiene por métodos comunes:

$$x(t) = x(0) \cos w_n t + \frac{\dot{x}(0)}{w_n} \text{sen} w_n t \quad (4.13)$$

Donde

$$w_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (4.14)$$

La ecuación (4.13) se representa con la Figura 4.3. Ésta muestra que el sistema experimenta un movimiento vibratorio (u oscilatorio) alrededor de su posición de equilibrio estático (o no deformada $x = 0$); y que este movimiento se repite después de cada $2\pi / \omega_n$ segundos, a este tiempo se le conoce como periodo natural de vibración, es decir:

$$T_n = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad (4.15)$$

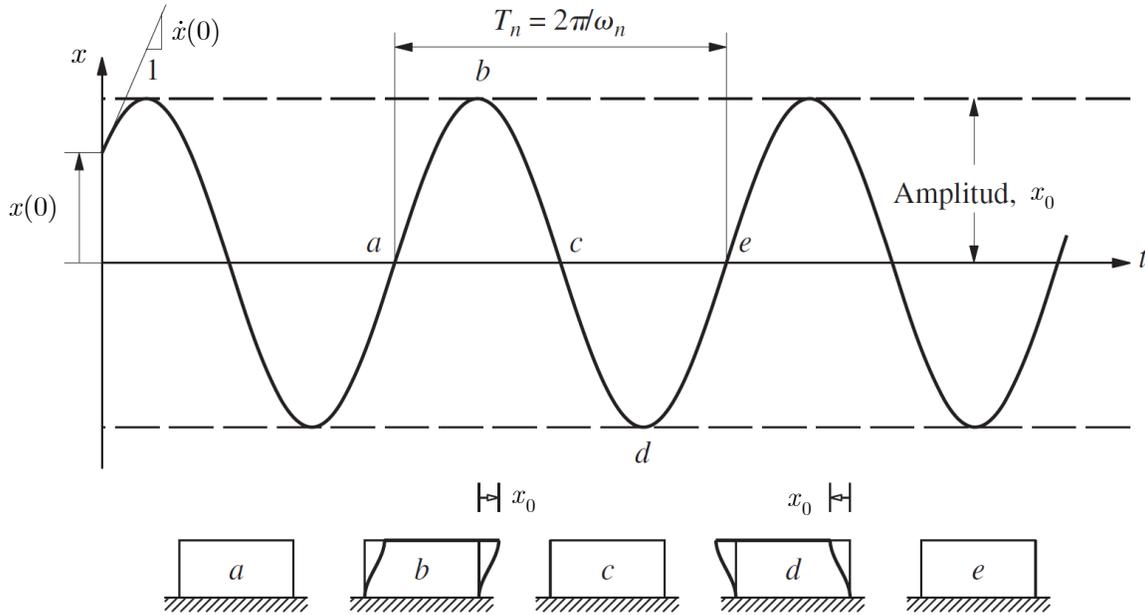


Figura 4.3 Vibración libre de un sistema sin amortiguamiento. Modificado de Chopra, (2012)

4.2.2 Respuesta a un impulso unitario

Una fuerza que actúa durante un tiempo muy corto, pero con un tiempo integral que es finito, se denomina fuerza impulsiva. En la Figura 4.4 se muestra la fuerza $p(t) = 1 / \varepsilon$, con una duración de tiempo ε que inicia en el instante de tiempo $t = \tau$. Tal fuerza en el caso limite cuando $\varepsilon \rightarrow 0$ se llama impulso unitario. La función delta de Dirac $\delta(t - \tau)$ define matemáticamente un impulso unitario centrado en $t = \tau$.

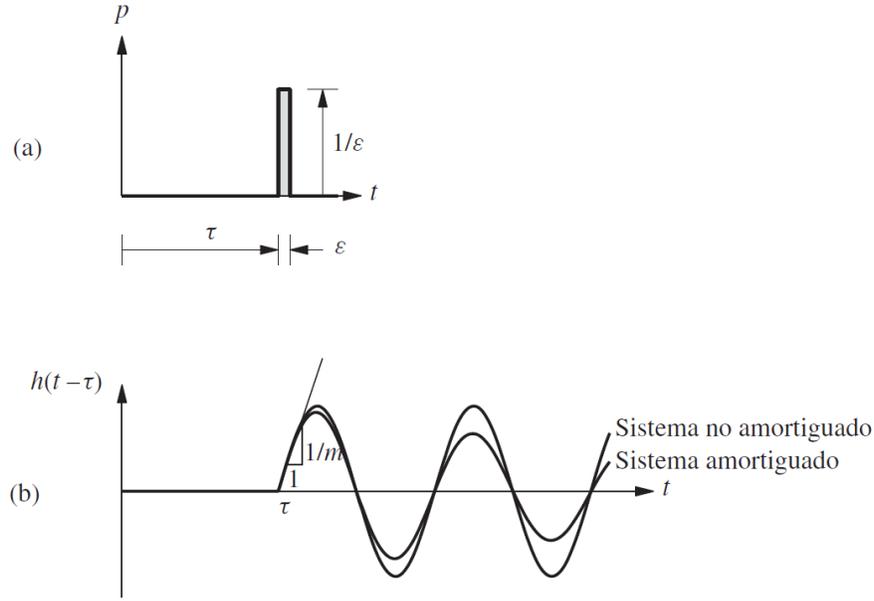


Figura 4.4 (a) Impulso unitario, (b) respuesta al impulso unitario (Chopra, 2012)

Debido a que la fuerza impulsiva actúa durante un periodo de tiempo infinitesimal, un impulso unitario en $t = \tau$ imparte a la masa m , la velocidad y desplazamiento:

$$\dot{x}(\tau) = 1 / m \quad x(\tau) = 0 \quad (4.16)$$

Es decir, un impulso unitario ocasiona vibración libre del sistema de 1GDL debido a la velocidad y desplazamiento inicial dados por (4.16).

4.3 DETERMINACIÓN DE PERIODOS NATURALES EN FLAC^{3D}

Con base en los resultados anteriores, se construyó un algoritmo con el cual se le induce un impulso unitario al sistema centrado en $t = 0$ ($\dot{x}(0) = 1$), luego se remueve la condición inicial y se deja vibrar el sistema hasta alcanzar un numero de ciclos tal que se pueda determinar claramente el periodo de vibración. A continuación, se demuestra la eficiencia del algoritmo tanto para sistemas de masa distribuida (suelo) como para elementos de masa concentrada en los nodos (estructurales).

4.3.1 Periodo natural del suelo

Para depósitos homogéneos, el suelo se comporta como un sistema de 1GDL y su periodo natural de vibración se determina con:

$$T_s = \frac{4H}{V_s} \quad (4.17)$$

A manera de ejemplo, se construyó un modelo en FLAC^{3D} con $H = 20m$ y $V_s = 250m / s$, con lo cual según la ecuación (4.17) su periodo natural de vibración es $T_s = 0.32s$. El modelo en FLAC^{3D} se presenta en la Figura 4.5.

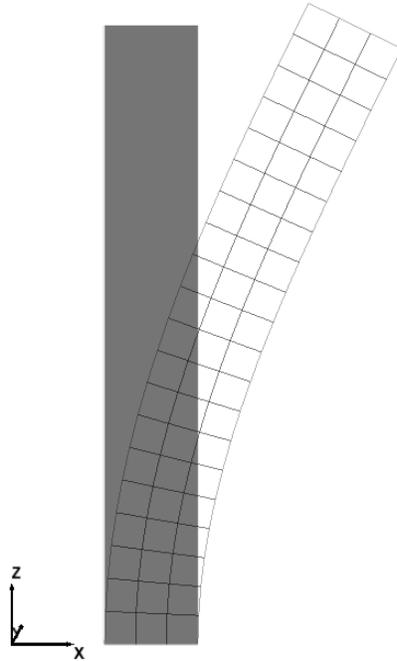


Figura 4.5 Modelo suelo homogéneo(1GDL) en FLAC3D y deformación aumentada para vibración libre

Cabe anotar, que para ingresar las propiedades en FLAC3D del modelo elástico, se hace uso de la relación que se presentan en la ecuación (4.18) para una relación de Poisson ν de 0.3.

$$K = \frac{2G(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)} \quad (4.18)$$

Una vez aplicado el algoritmo, se registra el historial de velocidades en un punto ubicado en el centro de la superficie de la columna, el registro se presenta en la Figura 4.6.

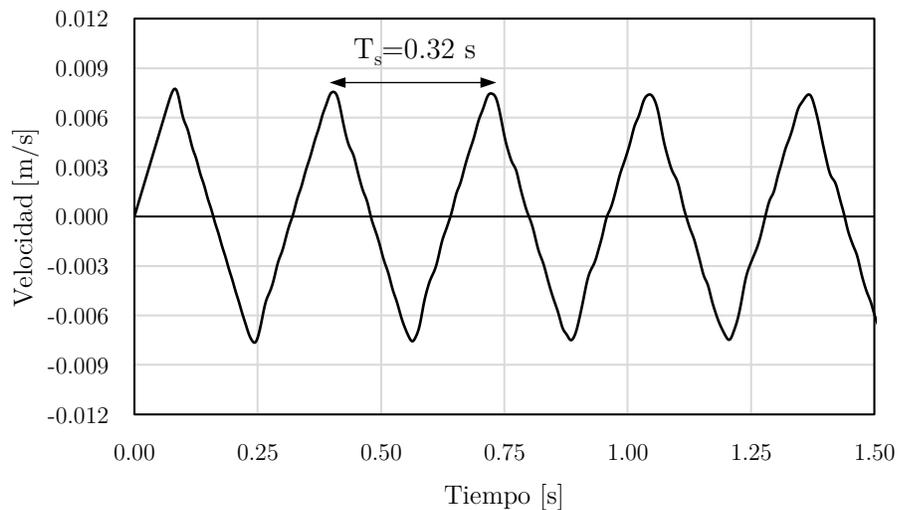


Figura 4.6 Registro de velocidades del modelo de suelo homogéneo en vibración libre

Ahora bien, para suelos estratificados horizontalmente, en los cuales se tienen diferentes propiedades para cada estrato o dicho de otra forma que su rigidez varia con la profundidad, existen varias soluciones las cuales generalmente aparecen en las normas de diseño sísmico, a continuación, se presentan las más comunes:

Promedio pesado de velocidades

$$T_s = \frac{4H}{\bar{V}_s} \quad \text{con} \quad \bar{V}_s = \sum_{i=1}^n \frac{V_{si} * h_i}{h_i} \quad (4.19)$$

Suma de periodos de estratos

$$T_s = \frac{4H}{\bar{V}_s} \quad \text{con} \quad \bar{V}_s = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{h_i / V_{si}} \quad (4.20)$$

Método basado en la solución de Rayleigh (Kramer, 1996)

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \right) \left(\sum_{n=1}^N \gamma_n h_n z_n^2 + z_n z_{n-1} + z_{n-1}^2 \right)} \quad (4.21)$$

Dónde

$$z_n = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{\gamma_i V_{si}^2}}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{\gamma_i V_{si}^2}} \quad (4.22)$$

Sin embargo, las ecuaciones (4.19), (4.20) y (4.21) tienen en común que son soluciones aproximadas, partiendo de planteamientos de sistemas de 1GDL, y aunque la ecuación (4.21) pareciera más completa, ninguna de las anteriores es una solución rigurosa. Para tal efecto, se tiene un algoritmo propuesto inicialmente por Lysmer y Drake, (1972), el cual es un símil a la solución matricial de formas modales para sistemas estructurales de varios grados de libertad. Su deducción parte de aplicar el método del elemento finito (elementos planos) para resolver de la ecuación de movimiento un sistema de varios grados de libertad no amortiguado unidimensional en la dirección vertical. Al plantear la ecuación de movimiento para el sistema se llega a:

$$[K] - [M] \omega_i^2 Z_i = 0 \quad (4.23)$$

Dónde:

$[K]$: Matriz de rigidez global del depósito de suelo, cuya forma para cada estrato es

$$K_i = \frac{G_i}{h_i} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}$$

$[M]$: Matriz de masa depósito de suelo, cuya forma para cada estrato es

$$M_i = \rho_i h_i \begin{bmatrix} 1/3 & 1/6 \\ 1/6 & 1/3 \end{bmatrix}$$

w_i^2 : Frecuencia angular de vibración al cuadrado asociada al modo de vibración i

Z_i : Vector de formas modales asociadas al modo de vibración i

Las matrices globales se ensamblan haciendo conectividad de los componentes verticales de cada matriz individual, de la siguiente forma:

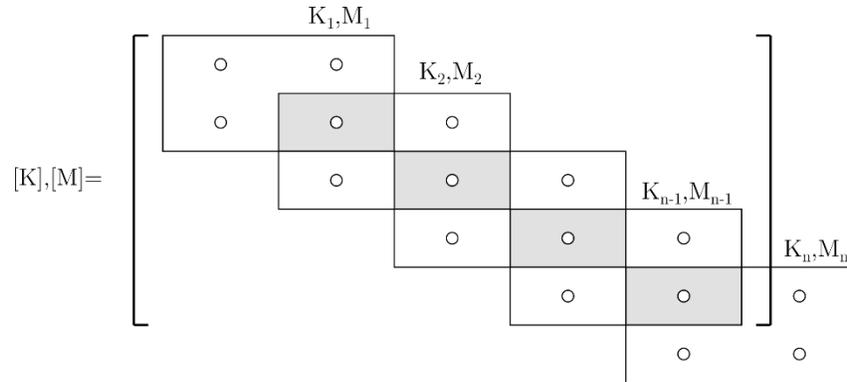


Figura 4.7 Ensamble de matrices globales para solución de periodos de vibración. Modificado de Lysmer y Drake, (1972)

Es así como usando las ecuaciones anteriores y las propiedades del perfil presentadas en la Tabla 3.7, se procedió a calcular el periodo natural del suelo. Los resultados se resumen en la Tabla 4.1 y los cálculos detallados se presentan en el **Anexo 1**.

Tabla 4.1. Periodo natural analítico por diferentes métodos del perfil estratificado

Método	T_s [s]
Promedio pesado de velocidades	0.49
Suma de periodos de estratos	0.53
Método Rayleigh	0.40
Método Lysmer y Drake	0.43

Como se puede notar y recordando el resultado de medición ambiental antes del tratamiento de JG ($T_s = 0.43s$), el método propuesto por Lysmer y Drake (1972) da una solución igual a las mediciones de campo, con lo cual se valida analíticamente la variación de velocidades propuesta.

Ahora bien, para validar la solución en FLAC^{3D}, se construyó un modelo de columna de 3 m x 3 m. Haciendo uso de las ecuaciones (3.1) y (4.18), se presenta en la Tabla 4.2 la propiedades del modelo. En las simulaciones numéricas se utilizará como base un 1 m de Basalto (UG4a), lo cual no modifica la respuesta y sí agiliza los tiempos de cálculo numérico.

Tabla 4.2. Propiedades modelo para verificación periodo de vibración en FLAC^{3D}

Unidad	Profundidad [m]		Vs [m/s]	γ_s [kN/m ³]	G ₀ [MPa]	ν	K [MPa]
	Desde	Hasta					
R	0.0	2.0	140	17.0	34	0.4	159
UG1b	2.0	6.0	160	17.5	46	0.3	99
UG1c	6.0	16.0	250	18.0	115	0.3	248
UG1b2	16.0	30.0	320	18.0	188	0.3	407
UG1b2	30.0	32.0	320	18.0	188	0.3	407
UG1d	32.0	34.0	400	18.5	302	0.3	654
UG4a	34.0	35.0	800	22.0	1435	0.2	1914

El modelo numérico y el historial de velocidades luego de aplicado el algoritmo desarrollado se presenta en la Figura 4.8.

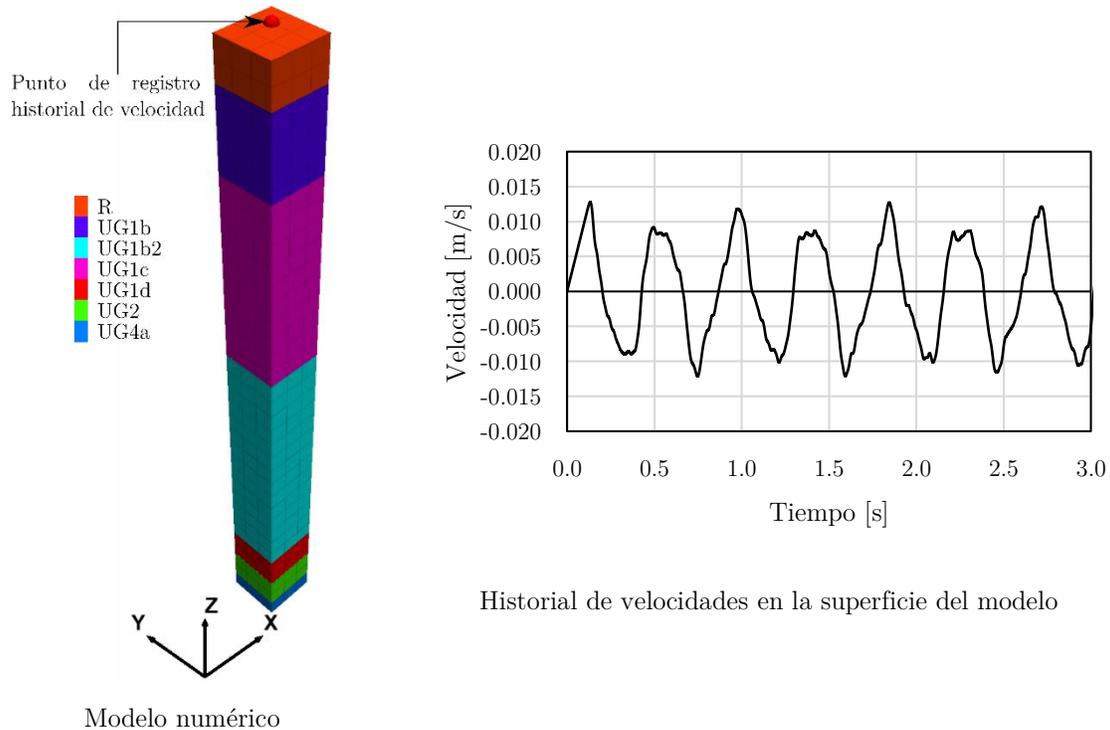


Figura 4.8 Modelo numérico para verificación de periodo natural e historial de velocidades

Debido a que ahora se tienen sistemas de varios grados de libertad, no es tan claro como en el caso del modelo homogéneo (1GDL) determinar gráficamente el periodo natural, para esto se hará uso del espectro de Fourier. En la Figura 4.9, se presenta el espectro de Fourier del historial de vibración libre.

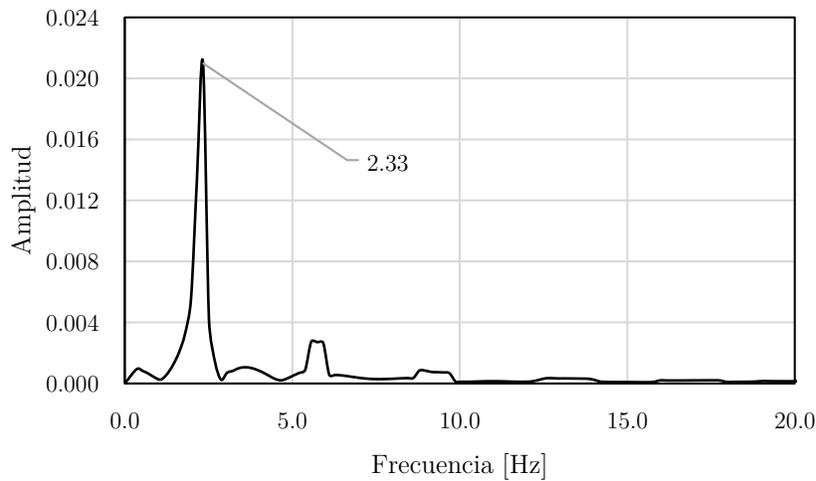


Figura 4.9 Espectro de Fourier de respuesta de vibración libre en $FLAC^{3D}$ depósito de suelo en San Francisco

De la Figura 4.9, es claro que la frecuencia dominante es $f_n = 2.33Hz$ de la cual tomando el inverso, se deduce que el periodo fundamental es $T_s = 0.43s$, el cual coincide con el periodo determinado en campo y la solución analítica de Lysmer y Drake (1972) por lo cual se valida el algoritmo usado como una herramienta para la determinación de periodos naturales de vibración.

4.3.2 Periodo natural de elementos estructurales

A manera de ejemplo y para probar el algoritmo, se decidió construir un modelo sencillo con elementos estructurales (masa concentrada en los nodos) de un marco de un solo nivel el cual pueda ser modelado como un sistema de 1GDL, es decir haciendo la viga de rigidez a flexión infinita, así el movimiento de todos los puntos en el marco puede ser representado sólo con la componente horizontal como se muestra en la Figura 4.10.

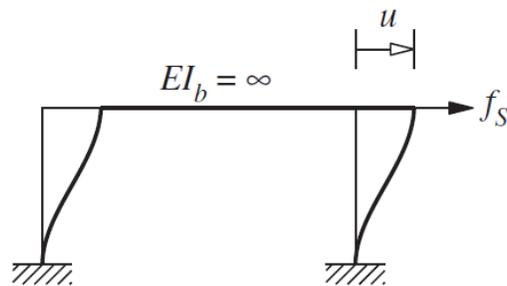


Figura 4.10 Movimiento de un marco de un grado de libertad

Para el ejemplo, las columnas son de sección “I” tipo W14x233 y el peso del nivel se supuso de 300 kN, el marco tiene una altura de 4 m y la luz es de 8 m. Al igual que para el modelo del suelo, se aplicó el mismo algoritmo con la pequeña diferencia que en este tipo de elementos se manipulan las cantidades en los nodos, se registró entonces el historial de velocidades en el

centro de la viga. En la Figura 4.11 se presenta el modelo del marco y la deformada (aumentada).

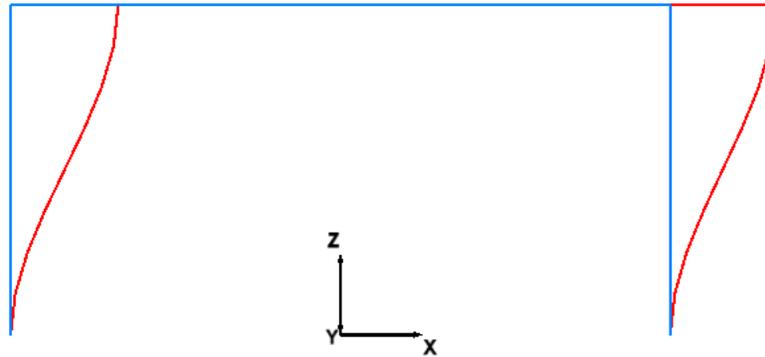


Figura 4.11 Marco de prueba para algoritmo de periodo natural

Para las condiciones dadas, usando la ecuación (4.15), resulta un periodo de $T_e = 0.11s$ el cálculo completo se presenta en el **Anexo 1**, ahora bien en la Figura 4.12 se presenta el registro de velocidades una vez aplicado el algoritmo.

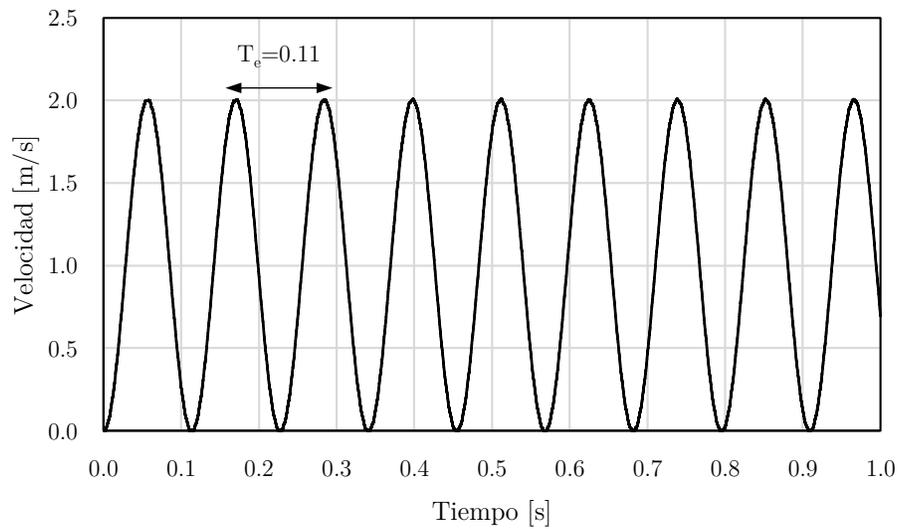


Figura 4.12 Registro de velocidades para el marco de 1GDL

Con base en los resultados anteriores, se tiene que el procedimiento implementado funciona independientemente del tipo de elemento utilizado en la simulación, por tanto, se valida su uso para aplicaciones diversas, entre las cuales está calibrar modelos con base en mediciones tal como se aplicará más adelante.

4.4 TRATAMIENTO DE LA SEÑAL PARA SIMULACIONES DINÁMICAS

Uno de los aspectos poco revisados en las simulaciones dinámicas es el contenido frecuencia de la señal, debido a que este se relaciona directamente con el tamaño de la malla según lo expuesto en el apartado 4.1.1. Es decir, para una correcta simulación dinámica la malla debe tener la capacidad de transmitir las diferentes frecuencias que imponga la señal usada, siendo esta la principal restricción de este tipo de análisis y comúnmente la causa del porque se tienen problemas numéricos al pasar de simulaciones estáticas a dinámicas sin la correcta revisión de la malla.

Otro de los elementos a tener en cuenta, particularmente en las simulaciones dinámicas con FLAC3D, son las condiciones de frontera (ver Figura 4.1 y Figura 4.2) las cuales condicionan la forma de entrada de la señal (historial de aceleraciones, velocidades o esfuerzos). Tal como se ha mencionado, y siguiendo los resultados presentados en trabajos como Mejia, L. H. y E. M. Dawson (2006) y Alonso et al. (2015) se utilizarán condiciones de base flexible, por tanto la señal de entrada debe estar en términos de esfuerzos, la transformación se realiza según Itasca Consulting Group (2012), de la siguiente forma:

$$\tau(t) = 2(\rho V_s) * \dot{x}(t) \quad (4.24)$$

Dónde:

$\tau(t)$: Historial de esfuerzos cortantes

ρ : Densidad

$\dot{x}(t)$: Historial de velocidades

4.4.1 Corrección línea base

Como se aplicó el criterio de duración efectiva, el sismo debe ser corregido debido a que no se están conservando las condiciones de frontera, es decir para el sismo se debe cumplir que tanto la velocidad como el desplazamiento sean 0 al final del movimiento. Para lograr esto, basta con agregar un número suficiente aceleraciones 0 al inicio y final del registro, luego se realiza la corrección por línea base y se verifica nuevamente. Partiendo de la señal mostrada en la Figura 3.38, el resultado de este procedimiento se presenta en la Figura 4.13.

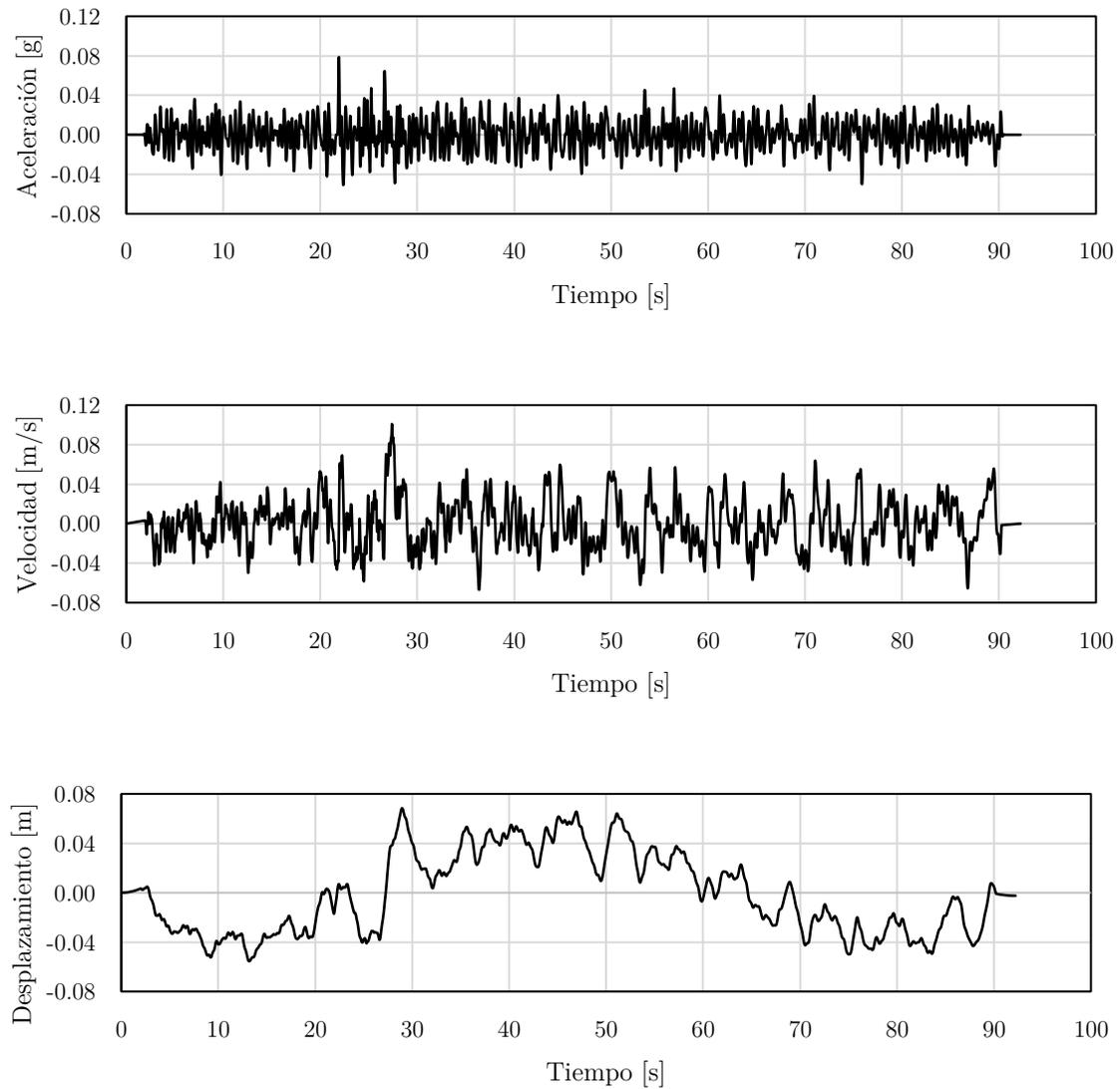


Figura 4.13 Historial de aceleraciones, velocidades y desplazamiento de señal corregida por línea base

Se aprecia que tanto en el historial de velocidades como en los desplazamientos al final del movimiento se llega a valores prácticamente de 0, por tanto, se aprueba el procedimiento. Cabe anotar que la nueva duración del movimiento es de 92.22 s.

4.4.2 Revisión de transmisión de onda

Debido a que se usará una base flexible, la señal sísmica debe ser ingresada al modelo como un historial de esfuerzos directamente proporcional a la velocidad. Entonces el registro de velocidades se considera la señal relevante al momento de evaluar las frecuencias dominantes (Bouzeran L. y Lucarelli A., 2016).

En la Figura 4.14 se presenta el espectro de Fourier del registro del historial de velocidades

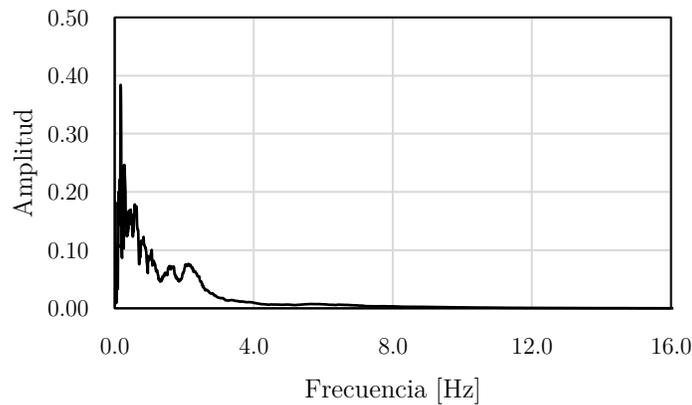


Figura 4.14 Espectro de Fourier para historial de velocidades corregida por línea base

De la Figura 4.14, es claro que las frecuencias dominantes de la señal se encuentran entre 0 y 4 Hz para el registro de velocidad, por tanto, se aplicó un filtro pasa baja a esta frecuencia, con el objetivo de dejar 4 Hz como la frecuencia máxima a transmitir.

Finalmente, en la Figura 4.15 se presenta el historial de aceleraciones y esfuerzos de la señal luego de la corrección por línea base y revisión de frecuencias dominantes. Estas serán las señales que se utilizarán para los análisis posteriores presentados en esta investigación.

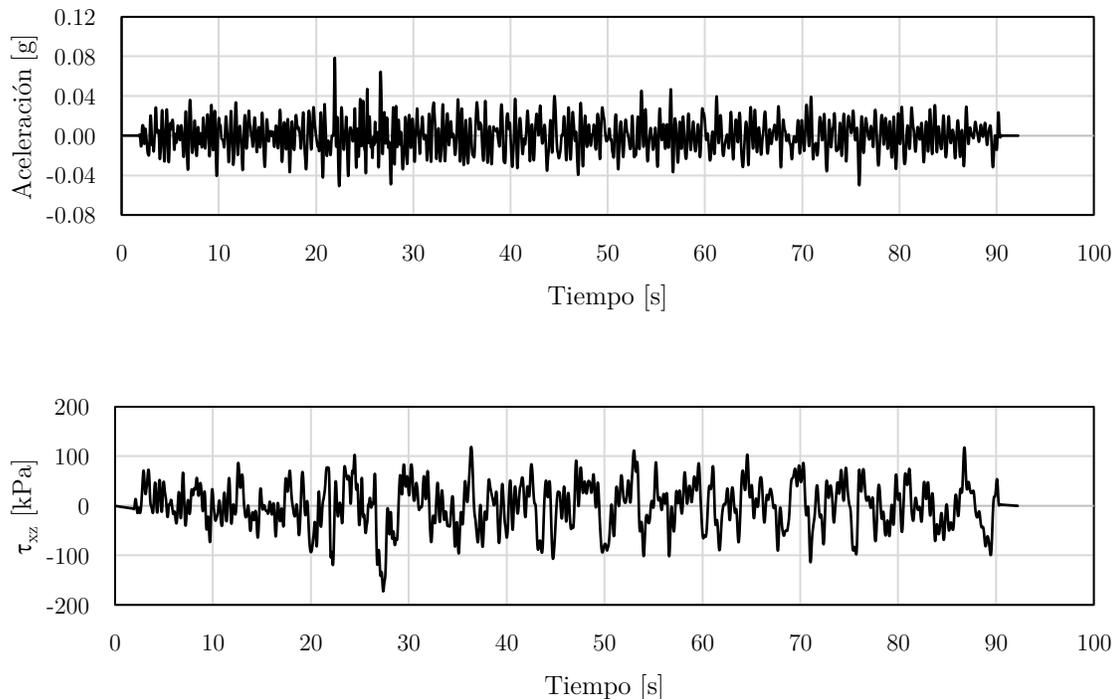


Figura 4.15 Historial de aceleraciones y esfuerzos de señal corregida por línea base y con filtro de frecuencias

De ese modo, se tiene una frecuencia máxima de 4 Hz y una velocidad de onda mínima del perfil de 140 m/s correspondiente al Relleno, por tanto aplicando la ecuación (4.3) se define el tamaño máximo que se puede manejar en la malla. Esta información se consigna en la Tabla 4.3

Tabla 4.3. Máximo tamaño de malla según criterio de transmisión

Velocidad corte mínima [m/s]	140.0
Máxima frecuencia señal velocidad [Hz]	4.0
Tamaño máximo Δl permitido [m]	3.5

Por tanto, para los modelos de análisis se tomará un tamaño máximo de elementos en dirección vertical de 2.0 m y horizontal de 3.0 m, con lo cual se garantiza una correcta transmisión de onda y además se tendrá una malla de dimensiones tales que permitan ejecutar cálculos en tiempos razonables sin afectar los resultados.

4.5 VALIDACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS DE CAMPO LIBRE

Debido a la complejidad numérica de modelar la respuesta dinámica en sistemas suelo-estructura, una de las recomendaciones básicas antes de ejecutar este tipo de análisis es verificar la respuesta de campo libre, esto con el fin de tener la certeza que se están reproduciendo en forma adecuada principalmente en la base y superficie el movimiento del terreno. Por lo tanto, se consideró necesario llevar cabo una serie de análisis, en los cuales se tiene en cuenta solo el depósito de suelo y cuyo objetivo principal fue hacer comparables las respuestas de FLAC^{3D} con aquellas de soluciones unidimensionales para aproximaciones lineal equivalente (LE) como EERA o no lineales (NL) como DEEPSOIL.

4.5.1 Modelo lineal equivalente

Utilizando los parámetros calibrados para el periodo natural del suelo que se presentaron en la Tabla 4.2 y la señal en término de aceleraciones (Figura 4.15) se realizó un modelo en EERA. Particularmente, se subdividió el perfil en substratos con el fin de obtener una respuesta más discretizada. Las curvas de variación de la rigidez y el amortiguamiento con la deformación angular utilizadas son las presentadas en la Figura 3.22 y Figura 3.23. De este modelo se extrae la degradación de la rigidez y la fracción de amortiguamiento luego de aplicado el sismo, con lo cual se simula el modelo lineal equivalente en FLAC^{3D} tal como lo sugiere Itasca Consulting Group (2012).

Las propiedades luego del análisis en EERA se presentan en la Tabla 4.4

Tabla 4.4 Propiedades del perfil degradado luego del análisis lineal equivalente

Unidad	Profundidad [m]		G [MPa]	ζ [%]
	Desde	Hasta		
R	0.0	2.0	29.54	3.74
UG1b	2.0	4.0	34.77	5.67
UG1b	4.0	6.0	29.74	7.87
UG1c	6.0	8.0	90.02	5.25
UG1c	8.0	10.0	86.69	5.78
UG1c	10.0	12.0	82.19	6.57
UG1c	12.0	16.0	77.03	7.47
UG1b2	16.0	20.0	140.00	6.00
UG1b2	20.0	24.0	134.89	6.54
UG1b2	24.0	28.0	131.53	6.90
UG1b2	28.0	30.0	130.03	7.06
UG1d	30.0	32.0	236.21	5.29
UG2	32.0	34.0	235.86	5.31
UG4a	34.0	35.0	1435.27	1.00

El modelo en FLAC^{3D} es igual al presentado en la Figura 4.8, se realizó en dos etapas tal y como se recomienda en Itasca Consulting Group (2012), primero se generó el estado de esfuerzos iniciales restringiendo la base y los movimientos en las caras laterales. Luego se aplica la condición flexible en la base y de campo libre en las caras laterales. Finalmente, se seleccionan puntos a lo largo de la columna para monitorear variables de interés durante el sismo (Figura 4.16).

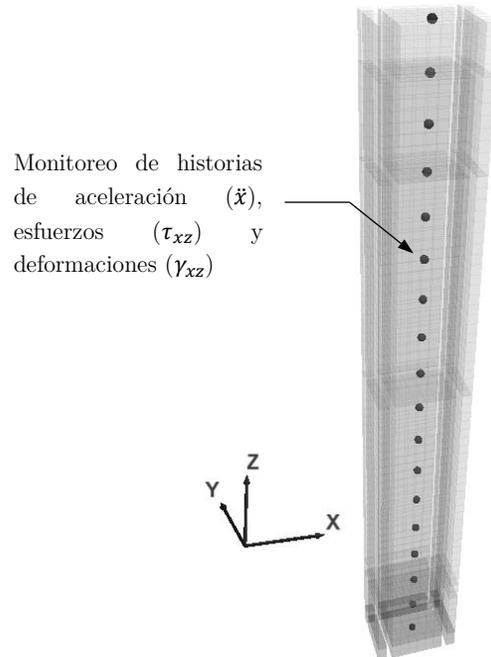


Figura 4.16 Puntos para monitoreo de variables de respuesta en modelo columna.

Para el amortiguamiento se utilizó el tipo Rayleigh para una frecuencia central de 2.33 Hz, que es precisamente la frecuencia natural del depósito de suelo.

La primera revisión consiste en comparar la señal de entrada (base) en ambos modelos, luego se realiza el mismo procedimiento para la señal amplificada en superficie. Con lo anterior, estamos asegurando que se está ingresando de manera correcta la señal y que la transmisión del tren de ondas para la malla usada se realiza correctamente. Para la revisión se centrará la señal entre 20 s y 30 s, que es donde se tienen las máximas aceleraciones.

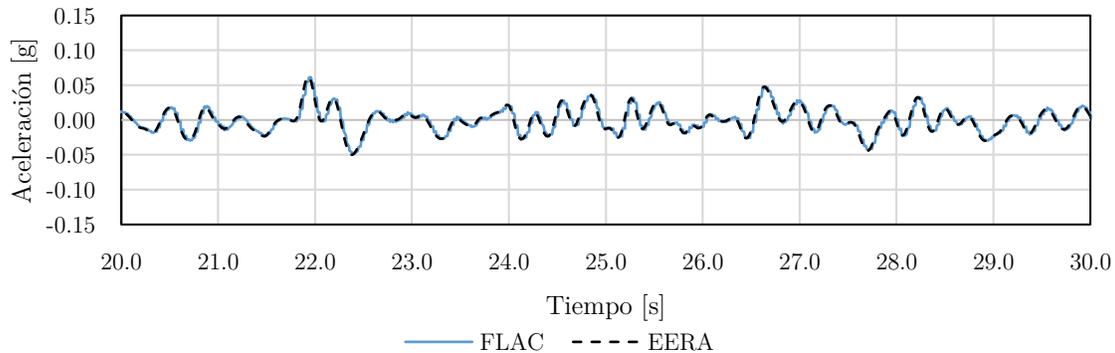


Figura 4.17 Comparación entre FLAC^{3D} y EERA movimiento en la base

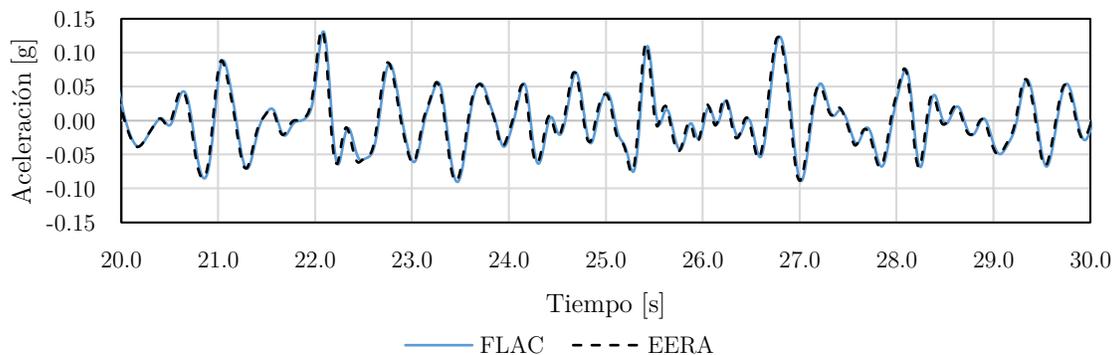


Figura 4.18 Comparación entre FLAC^{3D} y EERA movimiento en superficie

Otra comparación con el análisis en EERA, consiste en contrastar las aceleraciones, esfuerzos cortantes y deformaciones angulares (estas generadas en FLAC^{3D} con un código FISH) a lo largo del perfil como se muestra en la Figura 4.19.

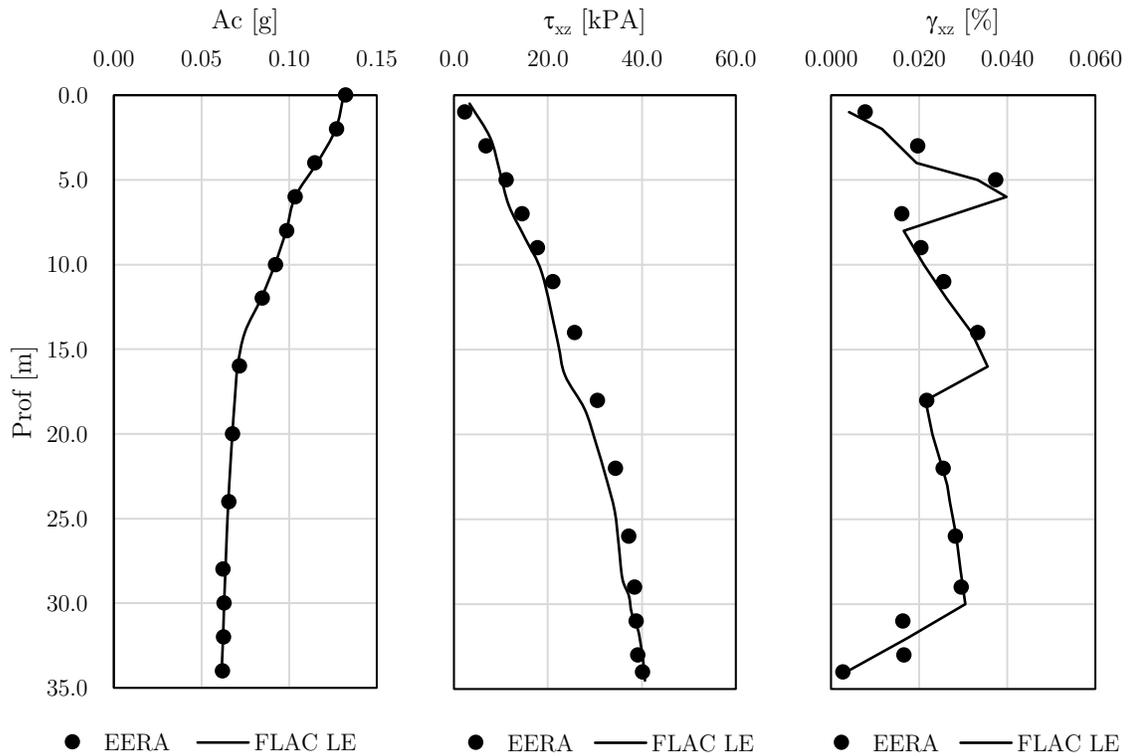


Figura 4.19 Comparación entre FLAC^{3D} y EERA para aceleraciones, esfuerzos y deformaciones cortantes inducidas por el sismo

Con los resultados obtenidos, se tiene que la aproximación lineal equivalente (LE) se modela correctamente en FLAC^{3D} con un amortiguamiento tipo Rayleigh.

4.5.2 Modelo no lineal

Tal como se expuso en el apartado 4.1.1, bajo cargas cíclicas, el módulo de corte de los materiales tiende a decrecer, entretanto la relación de amortiguamiento se incrementa si la magnitud de las deformaciones angulares crece; este comportamiento se ve reflejado en pruebas de laboratorio y es el caracterizado por las curvas de degradación, físicamente es la forma correcta de modelar el comportamiento dinámico del suelo.

Para implementar el modelo histerético Sig3 en FLAC^{3D}, primero se debe hacer un ajuste para determinar los parámetros del modelo. Este se realizó utilizando la herramienta *Curve Fitting Tool* de Matlab, partiendo de la curva presentada en la Figura 3.22. Debido a que son modelos no lineales el ajuste se hace sobre la curva de rigidez y de esta se desprende el cálculo de los amortiguamientos, el procedimiento consiste entonces en verificar en FLAC^{3D} con un modelo simple los amortiguamientos y revisar que estos se ajusten en el rango de deformaciones angulares de interés, que para el caso analizado se encuentran entre 0.001% y 0.03%. Luego de esta verificación, se aplica el amortiguamiento sobre el modelo a analizar y se extraen los

resultados. En la Figura 4.20 se presenta el ajuste determinado y en la Figura 4.21 los amortiguamientos que se desprenden del modelo.

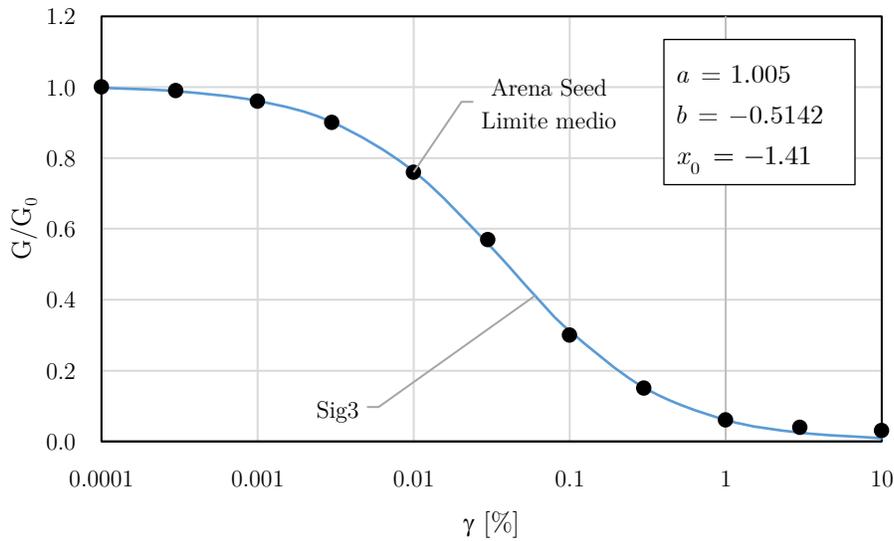


Figura 4.20 Ajuste modelo Sig3 para arenas límite medio

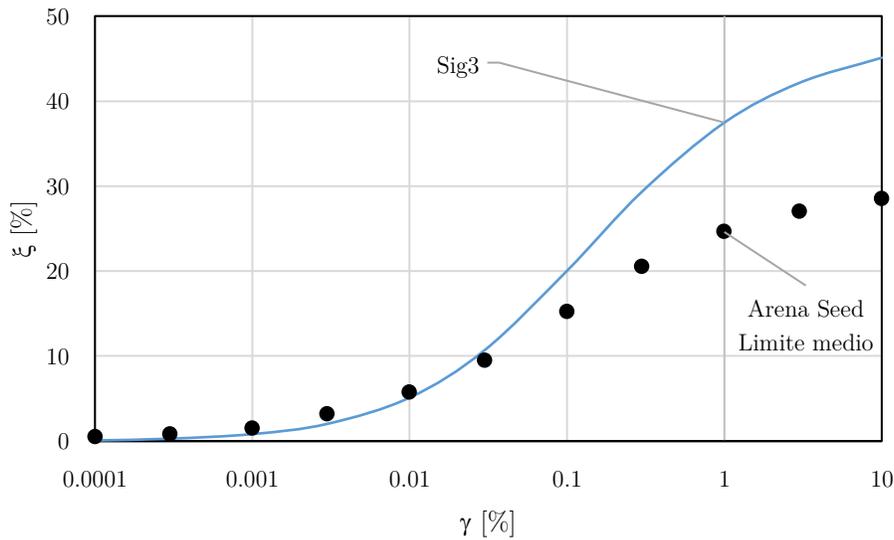


Figura 4.21 Amortiguamientos del modelo Sig3

De las figuras anteriores, se tiene que para los parámetros encontrados el modelo se ajusta a la curva de degradación de rigidez y para el amortiguamiento se aprecia un buen ajuste entre las deformaciones angulares de interés, por tanto, se tomará el modelo como válido para representar el comportamiento de las arenas.

Cabe resaltar que cuando se utiliza el amortiguamiento histerético, se tiene que para bajas deformaciones angulares los modelos generalmente tienen menor amortiguamiento que las

curvas teóricas (y de laboratorio), esta particularidad puede generar ruido en la respuesta, particularmente en alta frecuencia. Aunque este ruido difícilmente afecta la respuesta fundamental del sistema, se ha encontrado que adicionar un 0.2% de amortiguamiento tipo Rayleigh a la frecuencia apropiada es suficiente para remover las oscilaciones residuales sin afectar el paso de tiempo (Bouzeran L. y Lucarelli A., 2016).

A fin de comparar con un modelo similar, se corrió el programa DEEPSOIL (Hashash et al., 2016) para una solución no lineal (NL) en el dominio del tiempo.

Las curvas de degradación teóricas se ajustaron sólo para la rigidez (al igual que en FLAC^{3D}), como se muestra en la Figura 4.22.

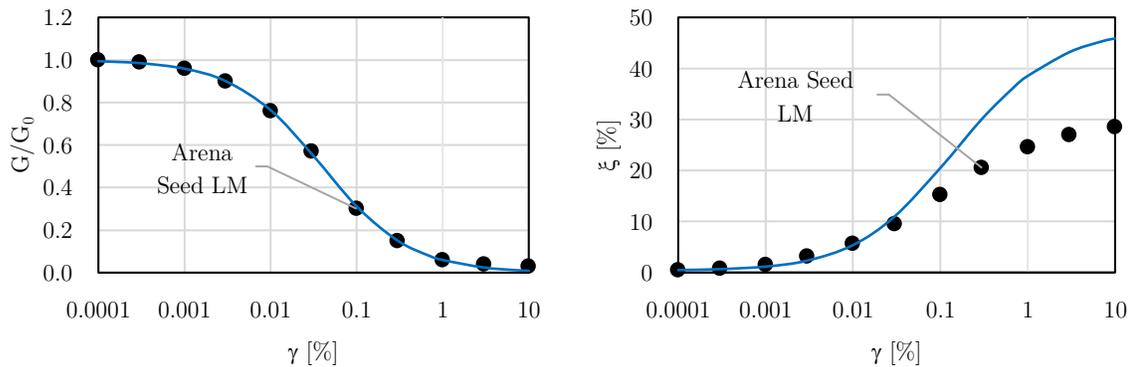


Figura 4.22 Curvas de ajuste modelo NL DEEPSOIL

Los parámetros de ajuste del modelo NL en DEEPSOIL se presentan en la Tabla 4.5 el significado y la forma de aplicación de estos se puede consultar en Hashash et al. (2016).

Tabla 4.5. Parámetros de ajuste modelo NL DEEPSOIL

ξ [%]	0.37
Def. Ref. [%]	0.07
Esfuerzo Ref. [MPa]	0.18
Beta	1.55
s	0.86
b	0.00
d	0.00

Finalmente, se presenta la comparación de igual forma que con el modelo lineal equivalente, es decir, comparando los historiales de aceleraciones y las respuestas máximas en el perfil. Los resultados se presentan a continuación.

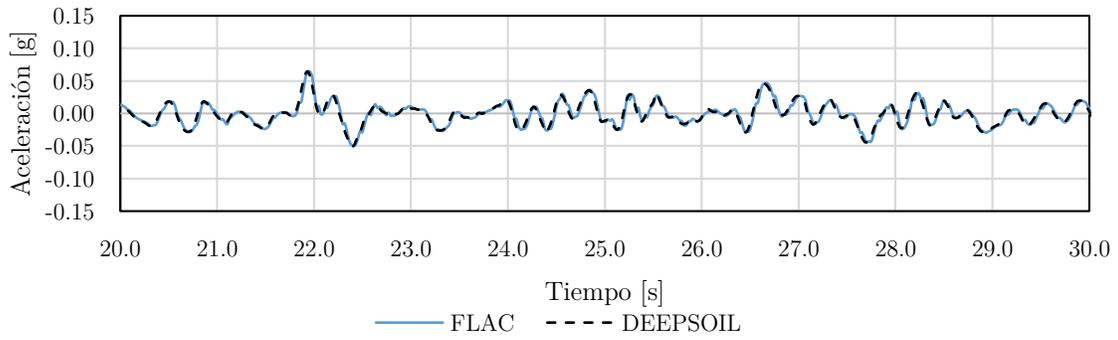


Figura 4.23. Comparación entre FLAC^{3D} y DEEPSOIL movimiento en la base

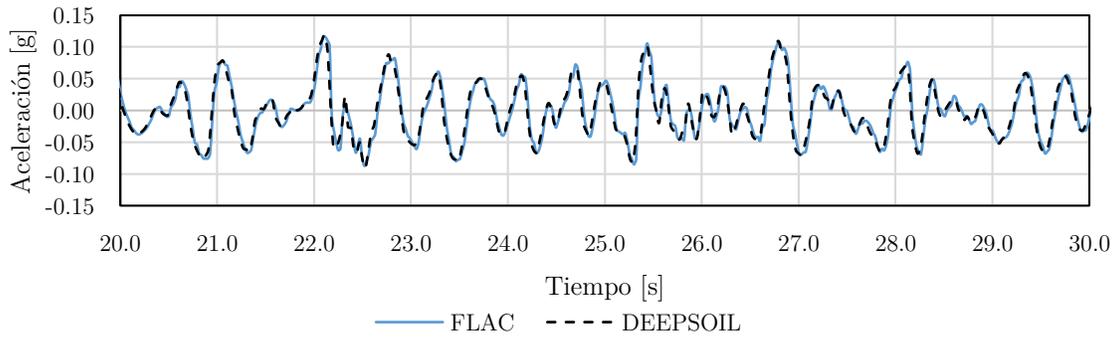


Figura 4.24. Comparación entre FLAC^{3D} y DEEPSOIL movimiento en superficie

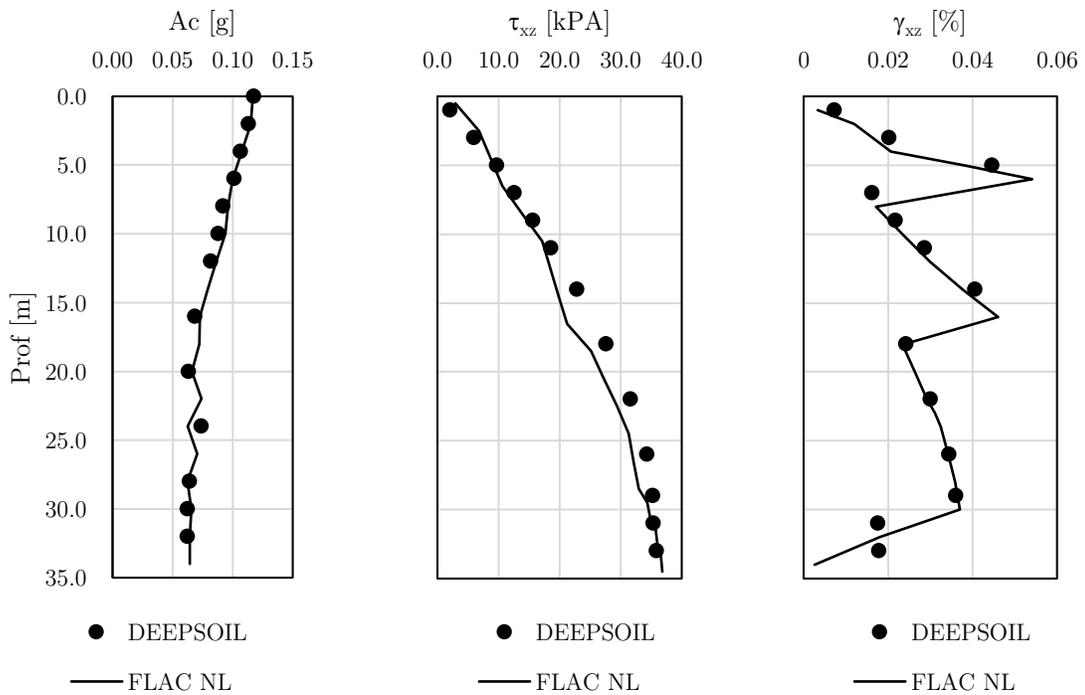


Figura 4.25 Comparación entre FLAC^{3D} y DEEPSOIL para aceleraciones, esfuerzos y deformaciones cortantes inducidas por el sismo

Con base en los resultados obtenidos es claro que ambos tipos de amortiguamientos modelados correctamente entregan resultados satisfactorios, sin embargo, el hecho de la penalización en el paso de tiempo que impone el amortiguamiento tipo Rayleigh hace notar una dificultad a la hora de solucionar modelos complejos (número elevado de zonas, diferentes tamaños de elementos, contraste de rigideces entre elementos, elementos estructurales, etc.), además de que este tipo de amortiguamiento es una solución matemática que no representa el fenómeno físico. Por otro lado, aparte de las bondades expuestas del amortiguamiento histerético el tiempo de cálculo en comparación con amortiguamiento tipo Rayleigh se encuentra en una relación cercana de 1 a 10. Por consiguiente, se considera que el amortiguamiento histerético es la formulación idónea para tratar problemas de interacción suelo – estructura o en general modelos de análisis dinámico.

4.6 MODELO DEL TRATAMIENTO JET GROUTING

Para el modelo geométrico del tratamiento en Jet Grouting, se partió de la ubicación en planta que se presentó en la Figura 3.12 y la sección tipo mostrada en la Figura 3.14. Debido a que el arreglo es en pilas secantes, se tomó como hipótesis que el suelo entre las columnas tendrá poca o nula incidencia en la respuesta dinámica. Se construyó entonces un bloque curvo que sigue el alineamiento de la línea 3 a 12 m de profundidad y con un espesor de 18.0 m.

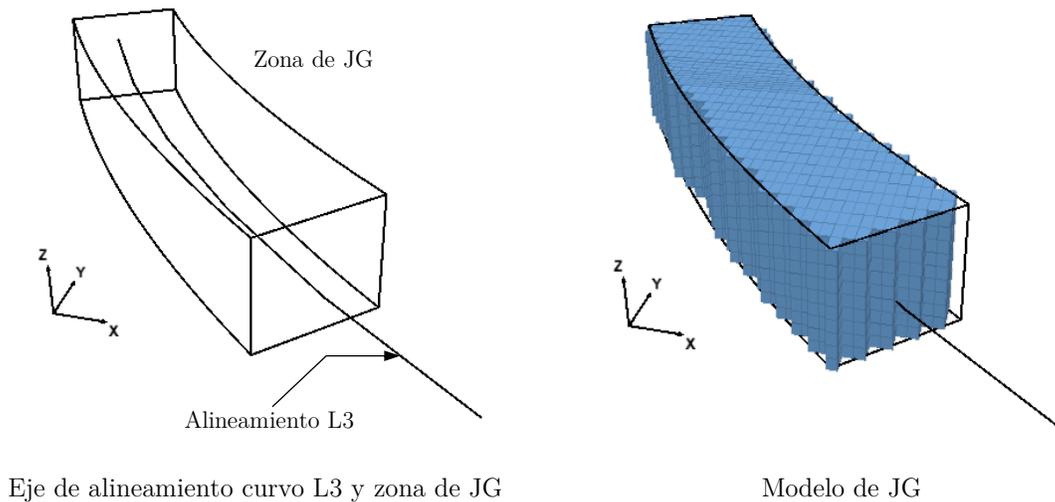


Figura 4.26 Modelo geométrico de JG

4.6.1 Calibración propiedades JG

Para la correcta asignación de las propiedades del JG se partió de las propiedades presentadas en la Tabla 3.4, con base en estas y utilizando el algoritmo de periodo natural se fue variando hasta encontrar un periodo cercano al medido en vibración ambiental para el punto de referencia luego del tratamiento. Para la calibración de las propiedades fue necesario tener el modelo completo debido a que el JG es una zona finita con límites establecidos no es posible

hacer el procedimiento con un modelo tipo columna como el utilizado para el depósito de suelo. El modelo usado se presenta en la Figura 4.27

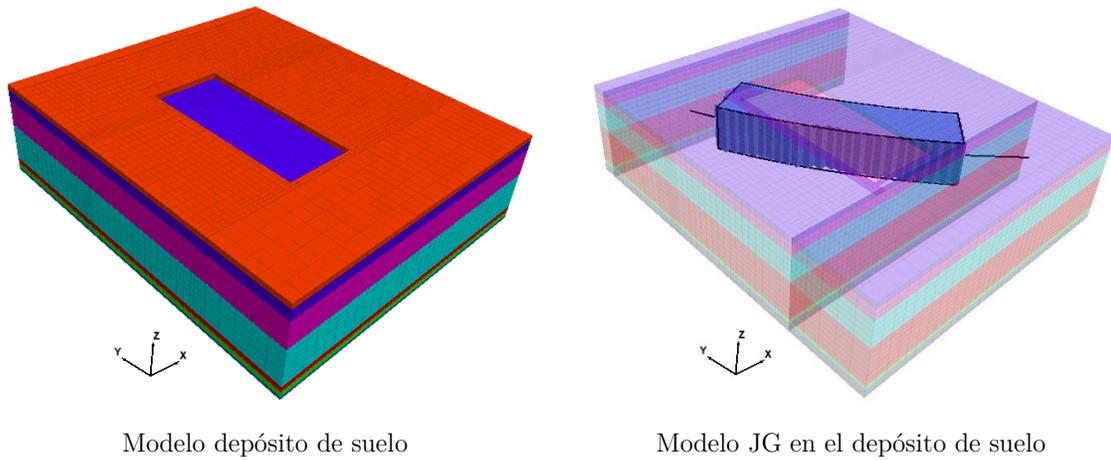


Figura 4.27 Modelo de JG en el depósito de suelo

El procedimiento entonces fue el mismo que se utilizó para el suelo, se generó el estado de esfuerzos iniciales y luego se corrió el algoritmo. El resultado, mostrando directamente el espectro de Fourier de la respuesta se presenta en la Figura 4.28.

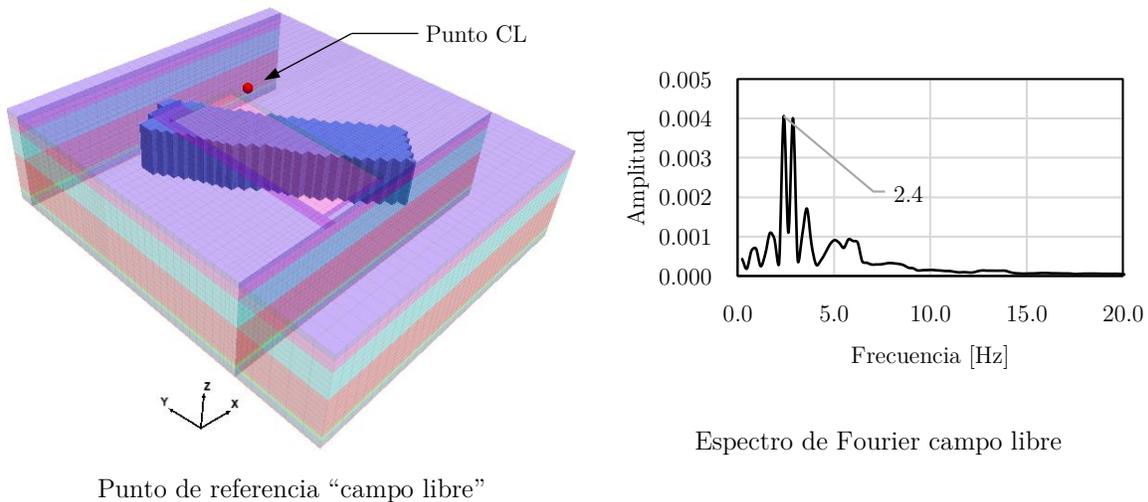


Figura 4.28 Periodo natural depósito con JG

Se tiene entonces que el periodo del punto con tratamiento es a $T_{JG} = 0.42s$, por consiguiente, se validan las propiedades determinadas (Tabla 4.6), las cuales son ligeramente menores a los valores medios de los propiedades determinadas a partir de núcleos extraídos para revisión del tratamiento presentados en CFE (2017), pero 2.6 veces mayores a las mínimas recomendadas por diseño (ver Tabla 3.2).

Tabla 4.6 Propiedades calibradas JG

γ [kN/m ³]	ν	E_{50} [MPa]
16.5	0.2	6500.0

4.7 MODELO ESTRUCTURA TEMPLO SAN FRANCISCO

Para construir el modelo estructural del Templo San Francisco, inicialmente se partió de una geometría básica usando la información presentada en el numeral 3.1.1. Debido a las restricciones en términos de mallado del programa FLAC^{3D} se tomó como hipótesis de trabajo, que el comportamiento de la bóveda tipo nervadura como se define en Meli (2000) del Templo San Francisco (ver Figura 3.6), podría simplificarse a una bóveda de cañón con arcos y pilastras, conservando razonablemente el comportamiento estructural global del Templo.

Para la creación del modelo, se tuvieron en cuenta las recomendaciones expuestas en Abbasi et al. (2013), donde se expone que para minimizar el error relativo entre la solución numérica y una solución analítica cerrada se debe manejar una relación de aspecto de 1.0 a 3.0 y un criterio de ortogonalidad de los elementos máximo de 0.28 (siendo 1.0 la relación ideal es decir ángulos a 90°). Estos criterios fueron revisados para cada elemento del modelo.

4.7.1 Cúpulas del templo y del edificio de 4 niveles

Debido a la forma adoptada para simular la bóveda, la conexión de zonas para simular directamente las cúpulas de estas dos estructuras suponía un desafío complejo. A fin de tener en cuenta su aporte, se realizaron modelos individuales de cada cúpula que se presentan en la Figura 4.29.

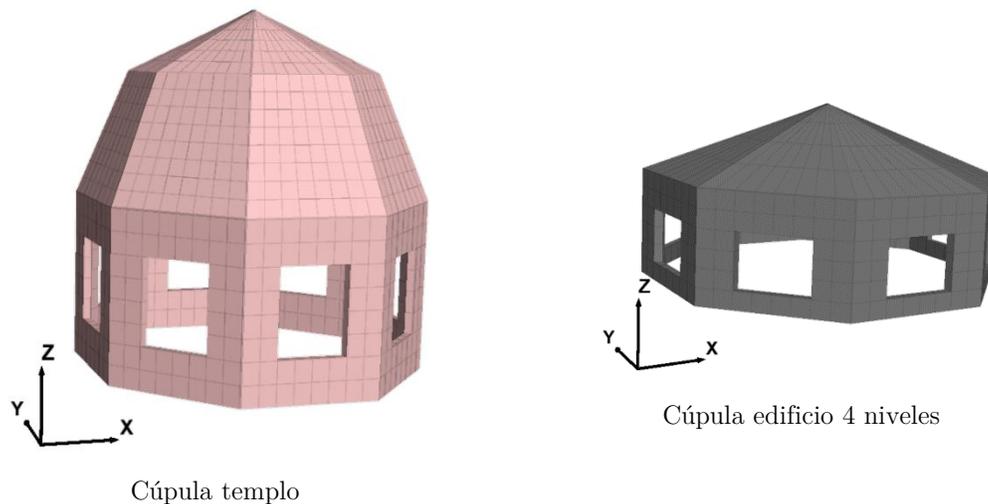
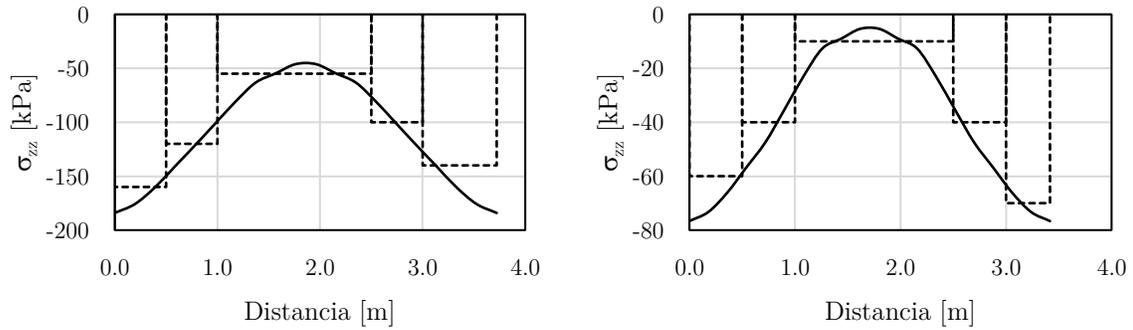


Figura 4.29 Modelos cúpulas

De cada uno se determinó la distribución de esfuerzos verticales en los apoyos (interfaz cúpula – bóveda) y se transformó este en pesos unitarios equivalentes. A causa de los vanos y a la forma geométrica de las cúpulas, la distribución de esfuerzos no es uniforme, es por esta razón

que se ajustaron rectángulos (procedimiento similar a sumas de Riemann) de esfuerzos de dimensiones tales que fueran compatibles con los elementos del modelo general, para con esto realizar la transformación en pesos unitarios equivalentes. La distribución de esfuerzos con sus rectángulos de ajuste se presenta en la Figura 4.30.



Esfuerzos verticales cúpula templo

Esfuerzos verticales cúpula edificio 4 niveles

Figura 4.30 Ajuste de esfuerzos para cúpula de templo y edificio de 4 niveles

4.7.2 Modelo estructura

El modelo general se presenta en la Figura 4.31, detalles del sistema de bóveda, los arcos y pilastras se presenta en la Figura 4.32.

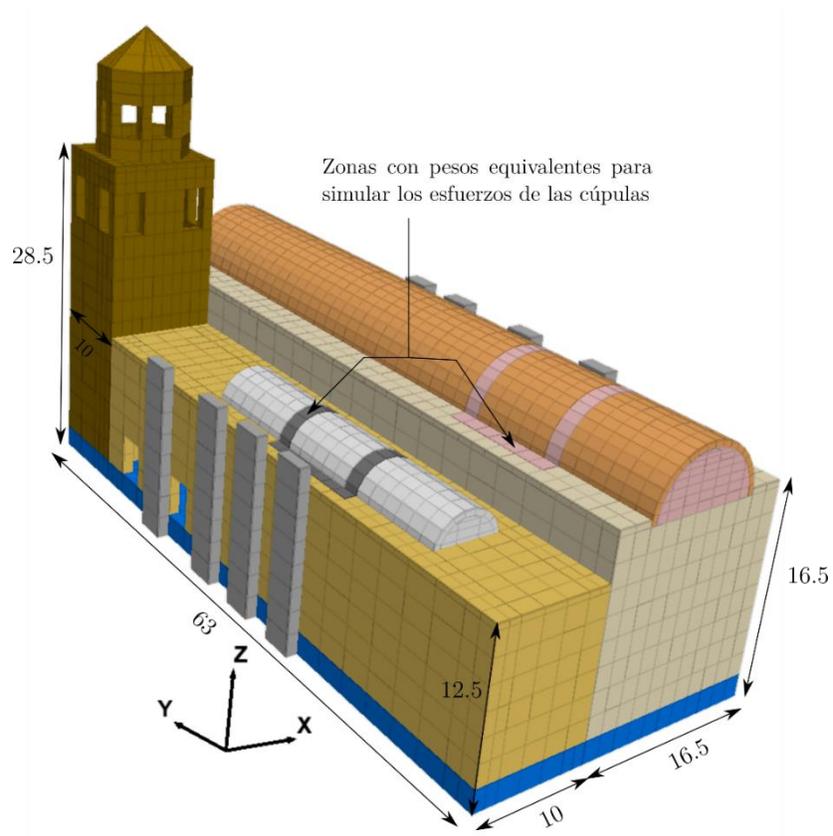


Figura 4.31 Modelo estructural del Templo San Francisco, medidas en [m]

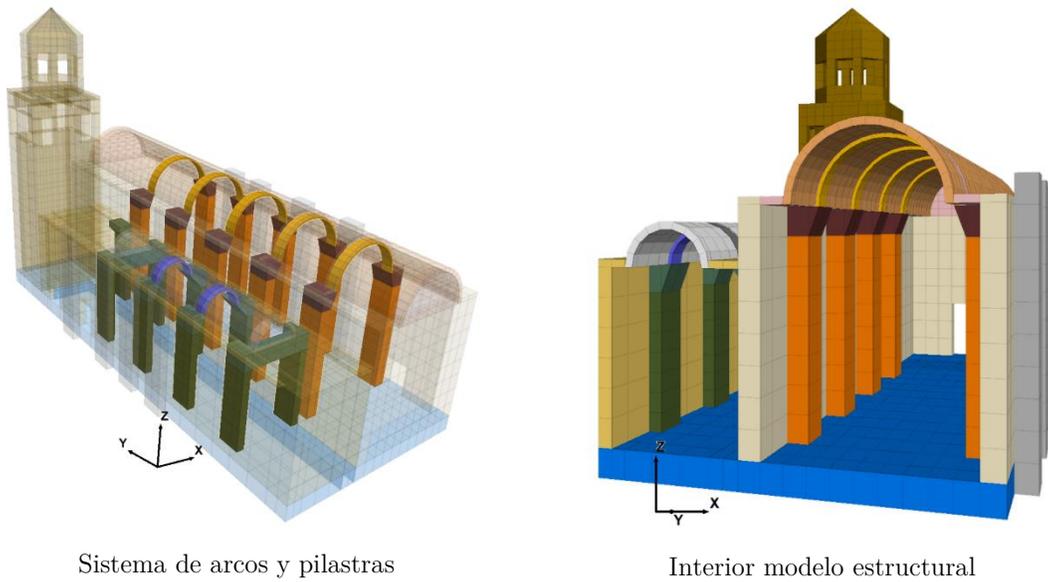


Figura 4.32 Detalles del sistema de bóveda, arcos y pilastras

4.7.3 Calibración propiedades estructura

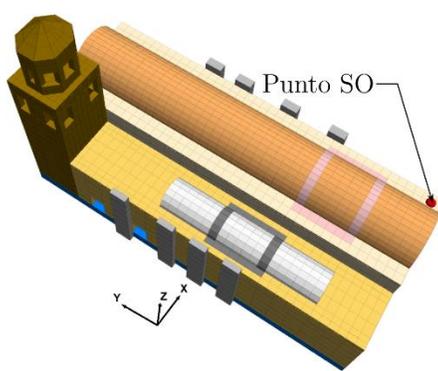
Al igual que con el JG, para la estructura se partió de propiedades promedio presentadas en la literatura, luego se aplicó el algoritmo de periodo de vibración y se fueron variando estas hasta obtener valores cercanos a los medidos en campo en los puntos.

Las propiedades iniciales se tomaron con base en las recomendaciones de Meli (2000) y trabajos similares como Robles (2014) y Durán (2017). Es importante mencionar que para este tipo de Templos, generalmente la bóveda está construida en mampostería de ladrillo y los demás elementos en mampostería de piedra, tal como se referencia en Chávez y Peña (2019), además se tomó como hipótesis que las columnas son de sección compuesta, es decir con núcleo de material común revestido de mampostería de piedra. Las propiedades iniciales se presentan en la Tabla 4.7.

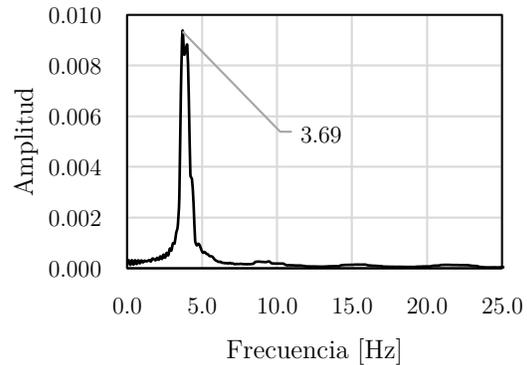
Tabla 4.7 Propiedades iniciales estructura Templo San Francisco

Estructura	γ [kN/m ³]	ν	E [MPa]
Muros de Templo y Edificio	17.0	0.2	350.0
Muros de Torre	17.0	0.2	300.0
Contrafuertes	17.0	0.2	350.0
Fundación	17.0	0.2	350.0
Bóveda y nervios	15.5	0.2	700.0
Columnas	16.0	0.2	525.0

Utilizando las propiedades de la Tabla 4.7, los resultados en términos del periodo para los puntos de control se presentan en la Figura 4.33, Figura 4.34 y Figura 4.35.



Localización punto



Espectro de Fourier

Figura 4.33 Periodo de vibración con propiedades iniciales para el punto SO

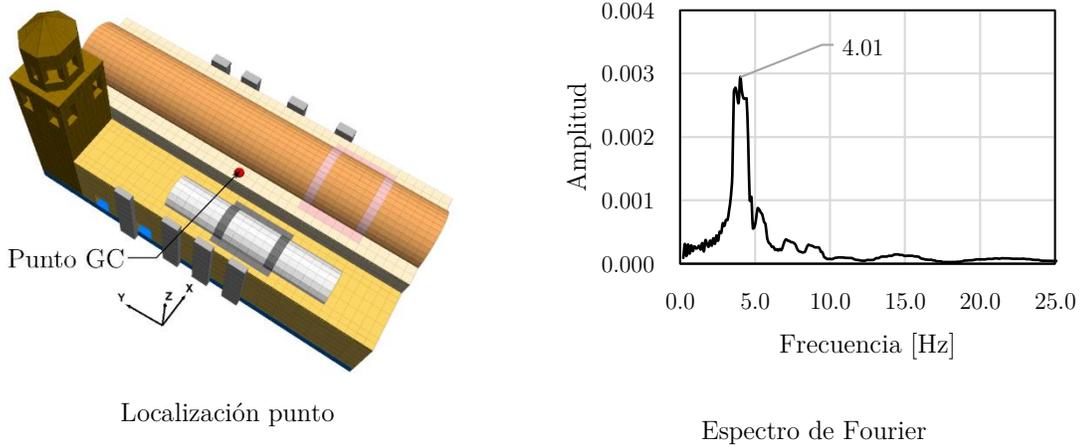


Figura 4.34 Periodo de vibración con propiedades iniciales para el punto GC

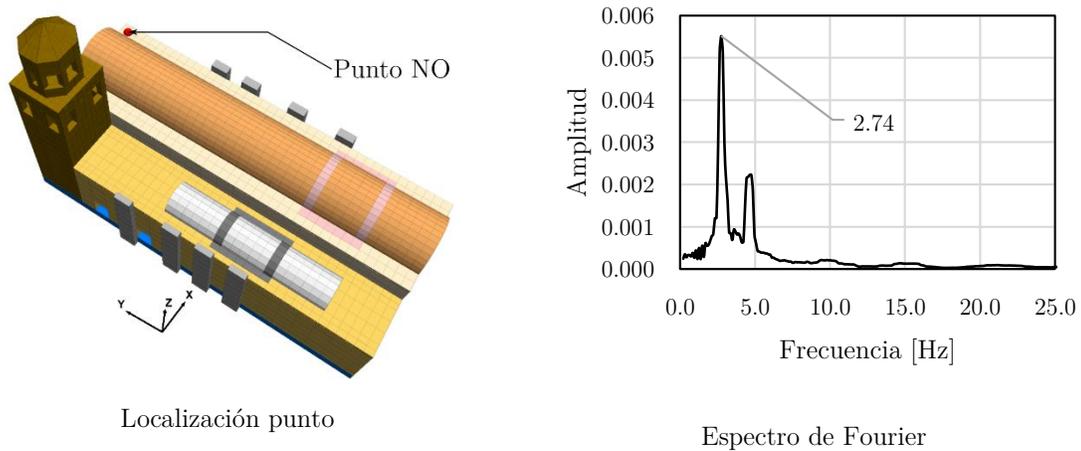


Figura 4.35 Periodo de vibración con propiedades iniciales para el punto NO

Los resultados anteriores, se resumen en la Tabla 4.8 donde además se muestra el porcentaje de error con respecto a las medidas de vibración.

Tabla 4.8 Comparación de periodos en la estructura para propiedades iniciales

Punto	Vibración		Modelo		Error
	T [s]	f [Hz]	T [s]		
SO	0.43	3.69	0.27		37%
GC	0.43	4.01	0.25		42%
NO	0.63	2.74	0.36		42%

De los resultados presentados en la Tabla 4.8, es claro que el modelo con las propiedades iniciales es mucho más rígido que los resultados que se tienen de vibración ambiental, por consiguiente, se iteró disminuyendo las propiedades iniciales. Los espectros de Fourier para las propiedades iteradas se presentan en la Figura 4.36.

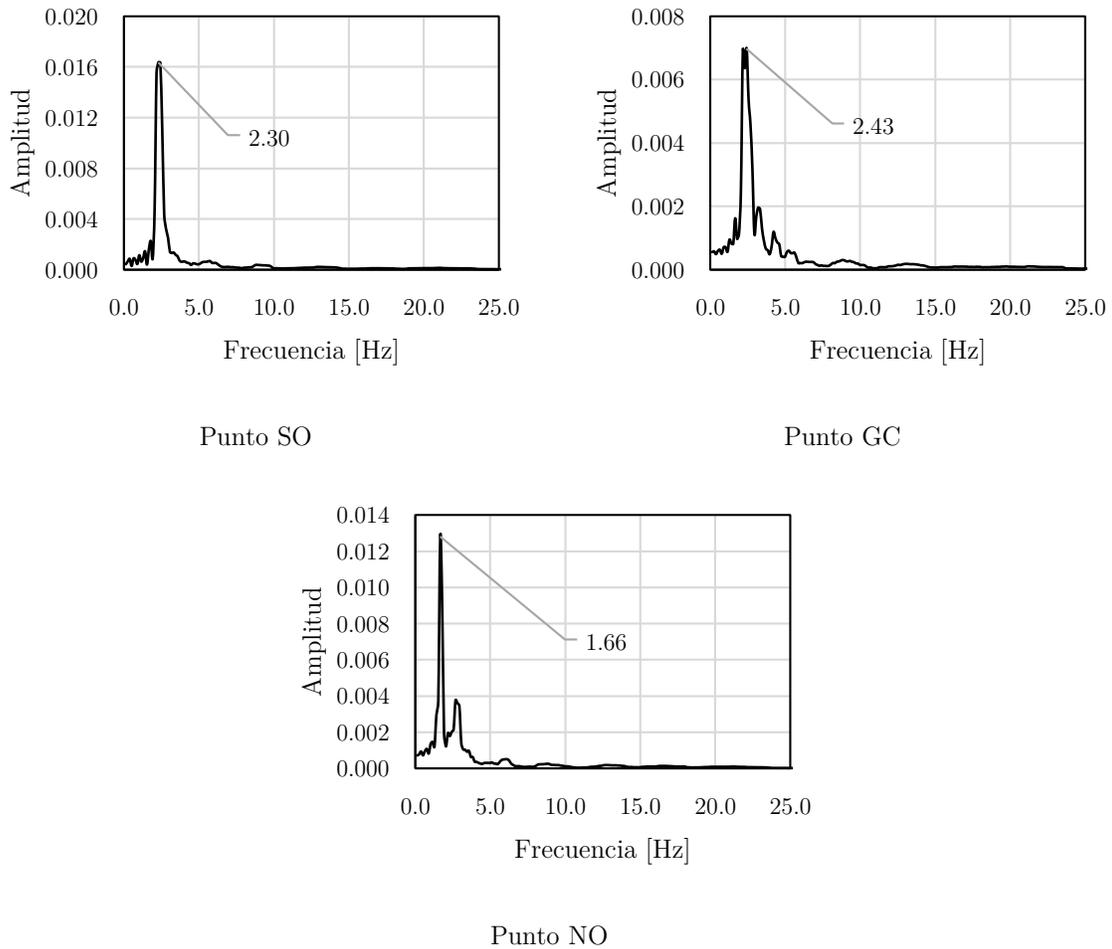


Figura 4.36 Espectros de Fourier para puntos de control con propiedades iteradas

De igual forma se comparan los resultados anteriores con las medidas de vibración en campo.

Tabla 4.9 Comparación de periodos en la estructura para propiedades iteradas

Punto	Vibración		Modelo		Error
	T [s]	f [Hz]	T [s]	f [Hz]	
SO	0.43	2.30	0.43	2.30	-1%
GC	0.43	2.43	0.41	2.43	4%
NO	0.63	1.66	0.60	1.66	4%

Se tiene entonces un error para todos los puntos menor al 5%, el cual se considera bajo teniendo en cuenta las hipótesis con las cuales se construyó el modelo numérico. Las propiedades iteradas finales se presentan en la Tabla 4.10.

Tabla 4.10 Propiedades finales estructura Templo San Francisco

Estructura	γ [kN/m³]	ν	E [MPa]
Muros de Templo y Edificio	17.0	0.2	135.0
Muros de Torre	17.0	0.2	110.0
Contrafuertes	17.0	0.2	135.0
Fundación	17.0	0.2	135.0
Bóveda y nervios	15.5	0.2	225.0
Columnas	16.0	0.2	175.0

Aunque las propiedades presentadas en la Tabla 4.10 son relativamente bajas en comparación con las reportadas en la literatura para este tipo de mampostería, se debe entender que el modelo de la estructura es una simplificación del modelo real, donde se estaba buscando aproximar el comportamiento general y no específico de los elementos. Así mismo, se tiene que en el modelo no se consideraron cambios en las secciones ni las grietas existentes, los cuales afectan de manera considerable el comportamiento estructural.

Se debe considerar además que debido a las intervenciones que ha sufrido el Templo, se han demolido contrafuertes, así como edificios colindantes que anteriormente ayudaban a su soporte.

Si bien se calibraron las propiedades con base en los resultados de mediciones en campo, para estimar correctamente las propiedades mecánicas se deben realizar estudios experimentales de los materiales propios de cada Templo, teniendo en cuenta la heterogeneidad que pudiera presentarse.

Es así como se considera la aproximación encontrada de las propiedades válida para el alcance del presente trabajo.

4.8 INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA

Para analizar la interacción dinámica suelo – estructura del sistema con y sin el tratamiento de JG, se preparó un modelo que recoge todos los resultados mostrados en los apartados anteriores. Para la creación del modelo de interacción, se adicionaron dos hipótesis las cuales se listan a continuación:

- La cimentación del Templo San Francisco es una losa en mampostería desplantada a 2 m de profundidad, es decir queda apoyada sobre la Toba tala denominada UG1b.
- Se considera que la conexión entre el suelo y la cimentación es rígida, es decir no se considera una posible separación o deslizamiento entre el suelo y la cimentación.

El modelo de interacción se presenta en la Figura 4.37.

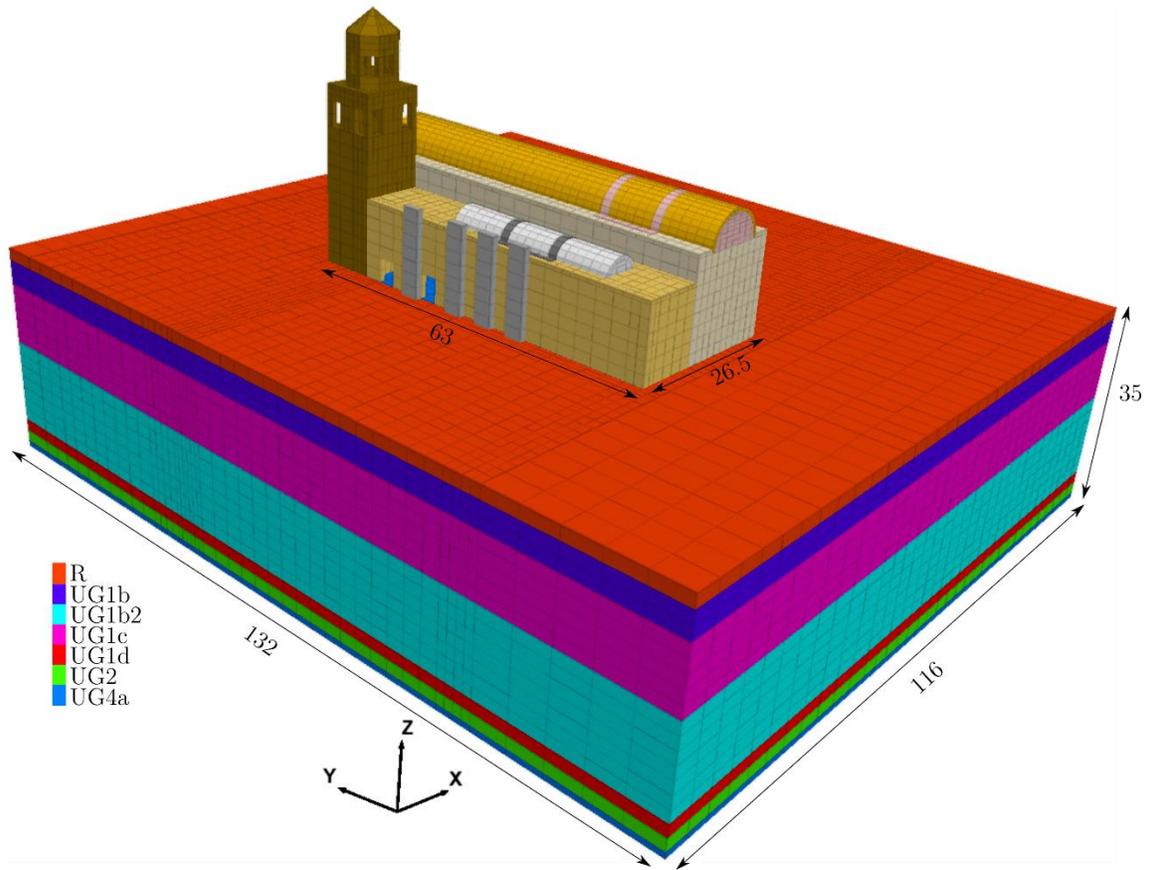


Figura 4.37 Modelo de interacción suelo – estructura, medidas en [m]

Los detalles del mejoramiento en JG en el modelo de interacción se presentan en la Figura 4.38. La evaluación del efecto del JG en la respuesta consistió entonces en medir los efectos sobre el suelo y la estructura para un modelo con y sin mejoramiento.

Se tomaron diferentes condiciones de frontera para los análisis estáticos y dinámicos. Para los análisis estáticos donde sólo se analizan cargas por gravedad, el fondo del suelo se fija en todas las direcciones, mientras que sólo se permite movimiento vertical en las cuatro caras del depósito. Para los análisis dinámicos, se aplican condiciones de campo libre en los lados reemplazando la condición de frontera anterior y en la base se aplica la condición de frontera flexible, por consiguiente, se induce el sismo como un historial de esfuerzos (ver Figura 4.15).

Para los análisis dinámicos se tomó para la estructura una relación de amortiguamiento del 15% según resultados para este tipo de materiales presentados por Chávez, (2010) y para el JG del 5%, ambos utilizando el tipo local de FLAC^{3D}, para el depósito de suelo se utilizó el modelo histerético tal como se mencionó en el apartado 4.5.2.

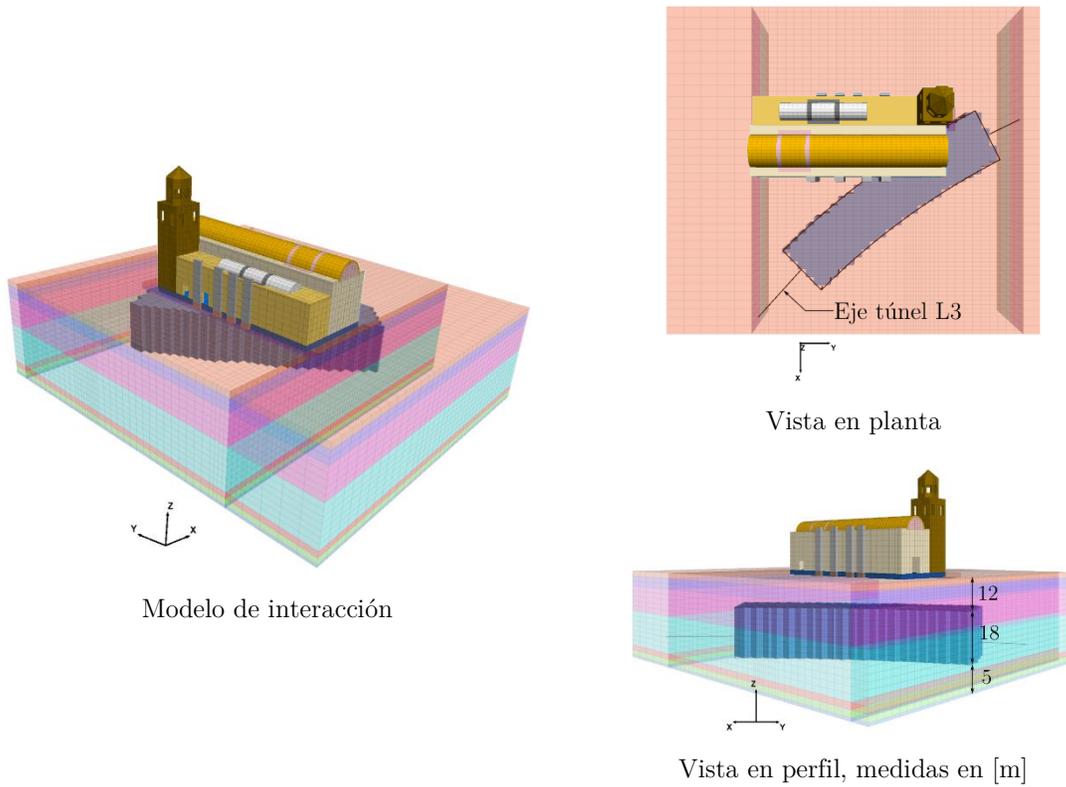


Figura 4.38 Detalle de Jet Grouting en modelo de interacción

4.8.1 Efecto del JG en la respuesta dinámica del depósito de suelo

Para evaluar el efecto del JG en el depósito, se tomó como punto de referencia el punto denominado “Campo libre” (ver Figura 3.25), en este se registró la variación de la aceleración, esfuerzo cortante y deformación angular durante el sismo para condiciones con y sin tratamiento. En la Figura 4.39 se presentan las respuestas máximas a lo largo del perfil para ambas condiciones.

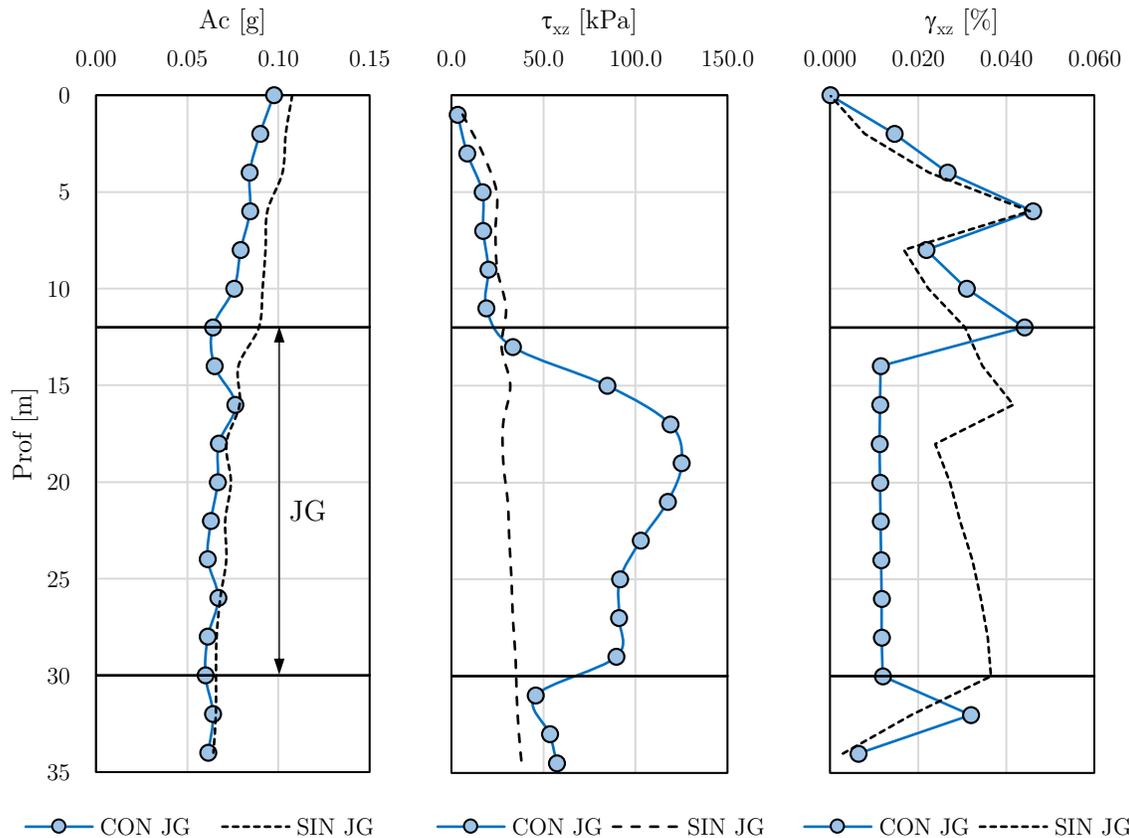


Figura 4.39 Efecto en aceleraciones, esfuerzos y deformaciones cortantes inducidas por el sismo para el modelo con y sin JG

Se tiene entonces, que debido al JG las aceleraciones disminuyen de manera apreciable entre los 0 m y los 16 m de profundidad; por debajo de los 16 m (es decir a unos 4 m de haber iniciado el mejoramiento en JG) no se aprecian grandes diferencias. Es decir, en término de las máximas aceleraciones en el suelo, el efecto del JG se aprecia por encima de este al reducir las aceleraciones aproximadamente un 10%.

En término de los esfuerzos cortantes y las deformaciones angulares generados por el sismo, se aprecia un fuerte cambio en la zona del JG al aumentar los primeros y disminuir los segundos, lo que es una consecuencia directa del modelo utilizado para aproximar el comportamiento del JG; al tener un módulo al corte mucho más alto que el suelo original y al no ser sometido a una degradación cíclica como el suelo, el equilibrio se alcanza aumentando el esfuerzo de corte y disminuyendo las deformaciones correspondientes. Por encima del tratamiento se aprecia una leve disminución de los esfuerzos de corte generados por el sismo por el efecto de la interacción con el JG, en contraste por debajo del JG los esfuerzos generados se mantienen mayores a los estimados para condiciones sin tratamiento. Para las deformaciones angulares, por encima y por debajo del JG no se aprecian grandes diferencias entre ambos modelos.

Se puede decir entonces, que el efecto del JG en término de esfuerzos y deformaciones causados por el sismo es apreciable en la zona del tratamiento y produce una leve disminución de los esfuerzos cortantes en superficie. En término de las aceleraciones máximas del terreno, se tiene una disminución aproximadamente del 10% que comienza a unos 2 m de iniciado del tratamiento y se mantiene hasta superficie. Con base en los resultados anteriores, es claro que, aunque el JG se encuentre a 12 m de profundidad si produce una reducción de las solicitaciones sísmicas en superficie.

Otra forma de ver el efecto del JG en el suelo es comparar los espectros de respuesta en superficie (calculado para un amortiguamiento del 15% como se expuso anteriormente), esta información se presenta en la Figura 4.40.

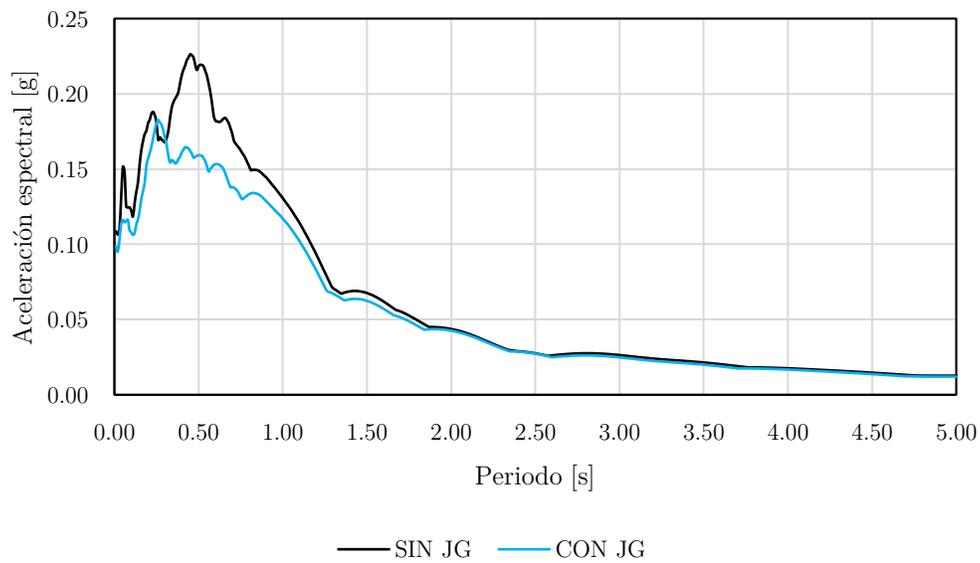


Figura 4.40 Espectro de respuesta en campo libre

De la Figura 4.40, se tiene que efectivamente el tratamiento en JG disminuye las aceleraciones espectrales en campo libre, principalmente en el intervalo de periodos 0.30 s a 0.80 s, que es dónde se encuentran la mayoría de las estructuras de altura media, incluido el Templo San Francisco, se espera entonces que se reduzcan las solicitaciones sobre la estructura debido al JG.

Para ver el efecto del JG en los demás puntos del terreno, se determinó el perfil de aceleraciones máximas para diferentes puntos (ver Figura 4.41), en condiciones con y sin tratamiento.

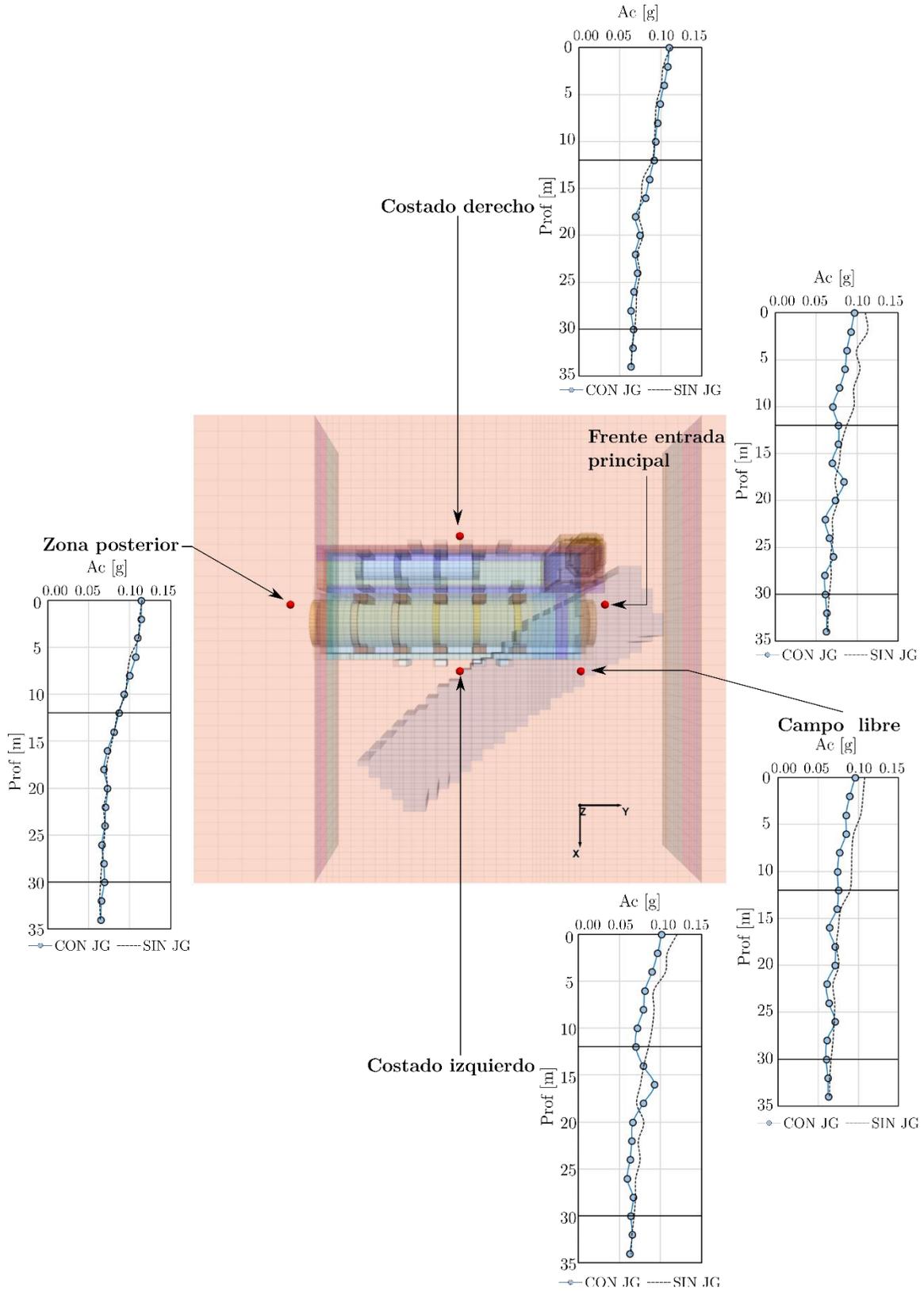


Figura 4.41. Perfiles de aceleración máxima en el depósito de suelo

Con base en los resultados presentados en la Figura 4.41, se puede afirmar que la posición del punto de análisis con respecto al JG influye en la respuesta dinámica del depósito, así en los puntos cercanos se tiene una disminución visible de la aceleración en superficie y en puntos lejanos al JG no se aprecia un cambio significativo en las aceleraciones máximas sin y con JG. Para visualizar mejor este efecto, se tomó la distancia entre el centroide del JG y cada uno de los puntos analizados en la Figura 4.41, se determinó el cambio en la aceleración horizontal máxima PHA (*Peak Horizontal Acceleration*), este parámetro se tomó como una medida de la influencia del JG en superficie, el resultado se presenta en la Figura 4.42.

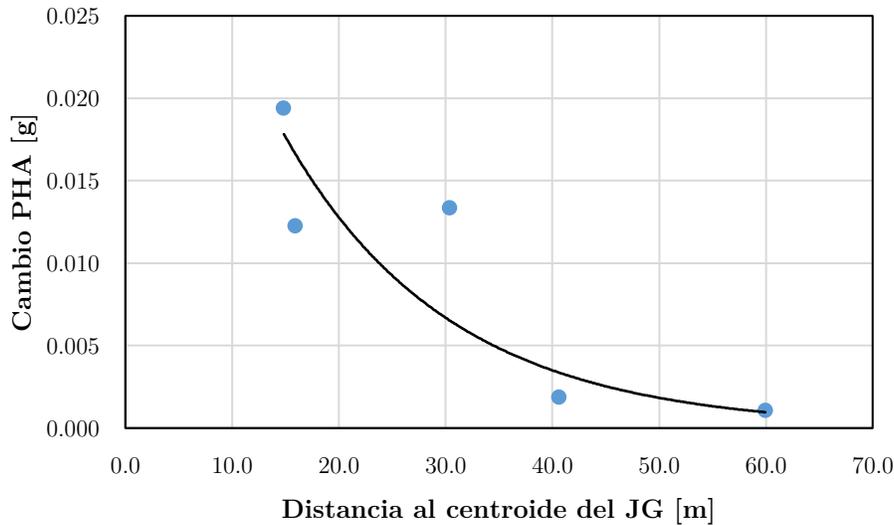


Figura 4.42. Influencia del JG con la distancia

Se observa en la Figura 4.42 una tendencia exponencial decreciente de la influencia del JG en la respuesta dinámica del depósito, así para puntos alejados más de 35.0 m el cambio en la aceleración horizontal es menor a 0.005 g o aproximadamente menor al 5% de la aceleración determinada con el modelo sin JG.

4.8.2 Cambio en el movimiento debido a la interacción cinemática

Como se explicó en el apartado 2.4, en la interacción dinámica la cimentación no sigue el movimiento de campo libre. Esta inhabilidad de la cimentación causa los efectos conocidos como interacción cinemática alterando el movimiento de entrada en la estructura. Para determinar la influencia del JG en la interacción cinemática se analizó la respuesta en un punto ubicado en el centro del Templo a nivel de la cimentación (Figura 4.43).

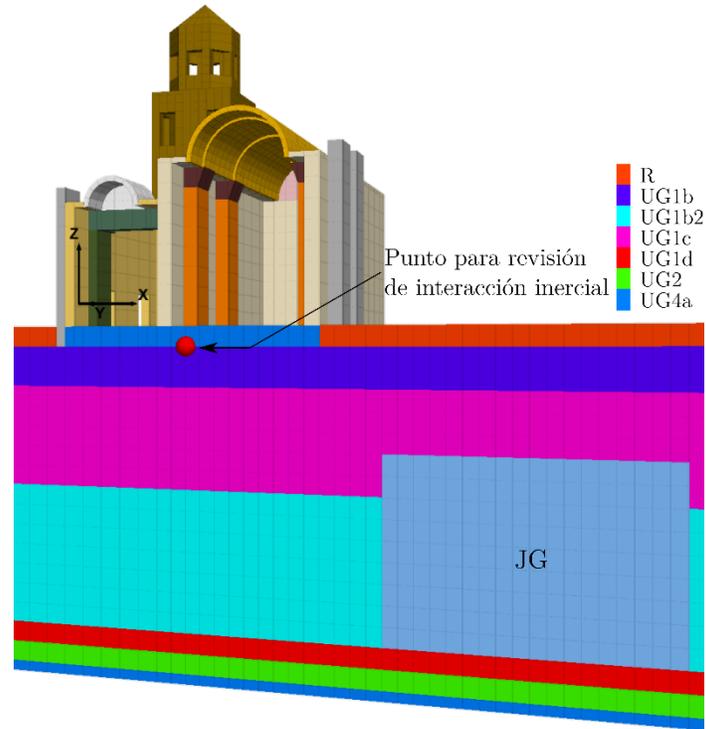


Figura 4.43. Punto de control para revisión de interacción cinemática

Se presenta inicialmente, una comparación del movimiento en campo libre con el movimiento que resulta de la interacción con la cimentación, para mejor visualización se centra en una ventana entre los 20 s a 30 s.

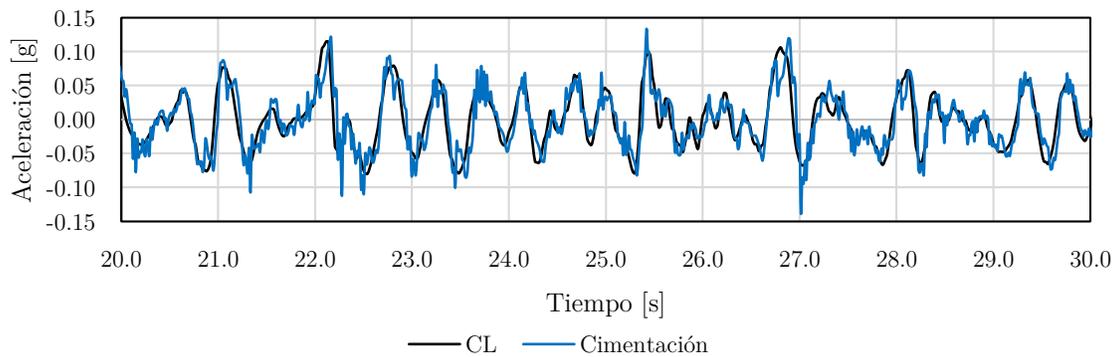


Figura 4.44. Efecto de interacción cinemática

Es de notar que el efecto de la cimentación es un cambio en las aceleraciones que se presentan en los picos de movimiento, así como oscilaciones de menor periodo que no ocurren en el movimiento de campo libre. Se tiene entonces un aumento en los picos de aceleración debido al efecto de interacción cinemática.

Para analizar el efecto del JG sobre el movimiento de entrada en la estructura, se presenta una comparación similar, esta vez superponiendo las aceleraciones con y sin tratamiento en el mismo punto.

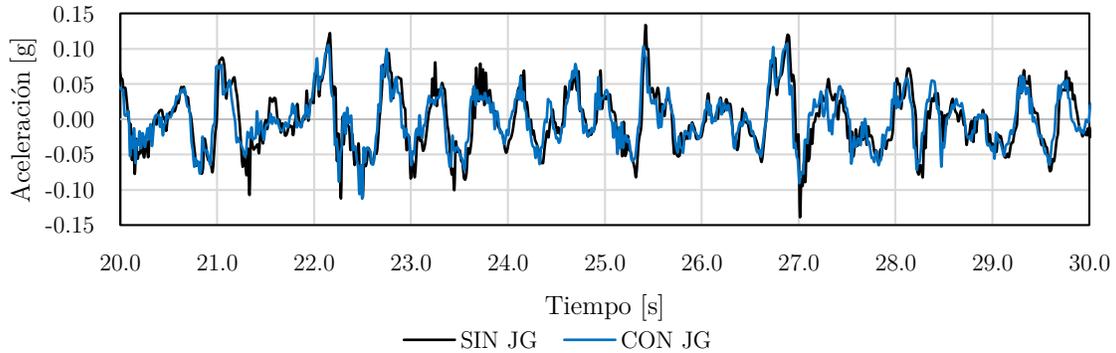


Figura 4.45. Efecto del JG en el movimiento bajo la cimentación

Se observa que el efecto del JG es en algunos puntos disminuir las aceleraciones, mientras las aumenta en otros, es decir no hay una tendencia fija, aunque si es clara la disminución en las máximas ordenadas. Al igual que con los movimientos del suelo, se presenta en la Figura 4.46 una comparación de las máximas aceleraciones con y sin tratamiento para el punto bajo la cimentación, el efecto del JG se percibe sólo en superficie reduciendo la máxima aceleración sobre la estructura.

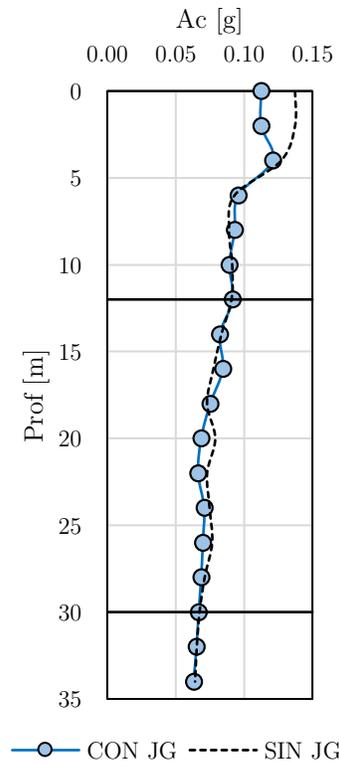


Figura 4.46. Comparación de máximas aceleraciones bajo la cimentación

4.8.3 Cambio en las aceleraciones espectrales sobre del Templo debido al JG

Con base en los resultados de investigaciones similares como las de (Mánica, 2013) y (Sedighi et al., 2017), los efectos de este tipo de tratamientos son fácilmente apreciables en espectros de respuesta para aceleraciones espectrales. Es así como se tomaron diferentes puntos sobre la estructura y se determinaron los espectros luego de aplicado el sismo para las condiciones con y sin JG, se incluye además el espectro de respuesta de campo libre para la condición sin tratamiento. La ubicación de los puntos de análisis se presenta en la Figura 4.47.

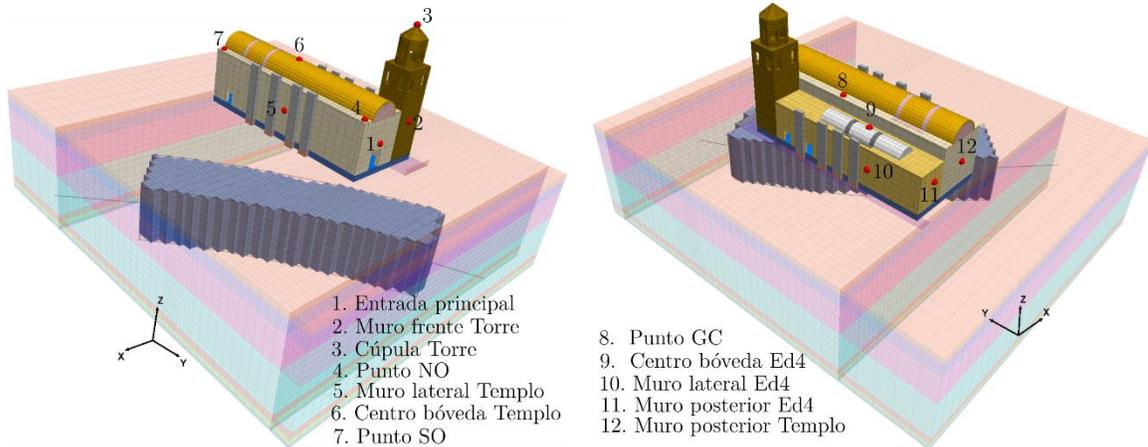


Figura 4.47. Ubicación de puntos de análisis para análisis de cambio en aceleración espectral

De la Figura 4.48 a la Figura 4.59 se presentan los resultados obtenidos.

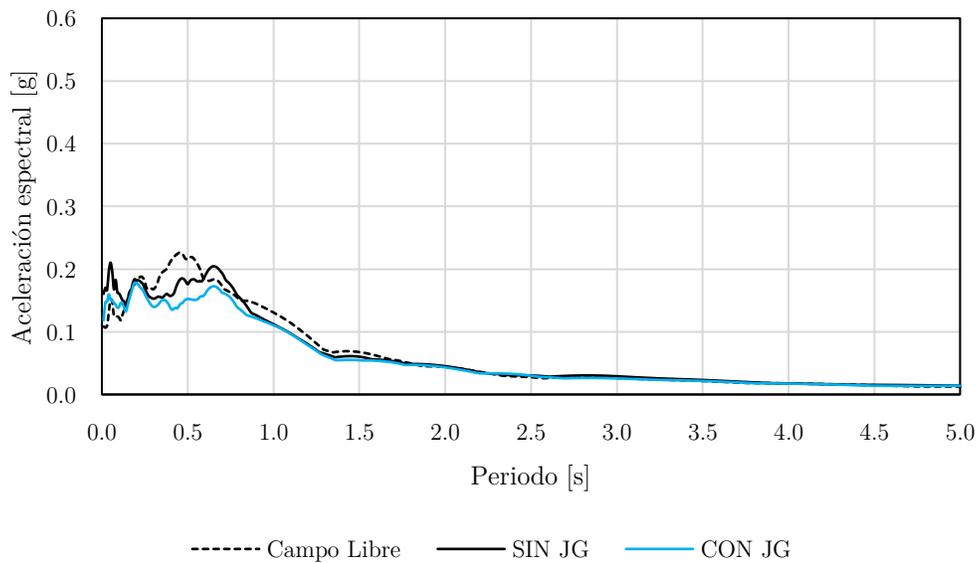


Figura 4.48 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG. Punto 1 Entrada principal

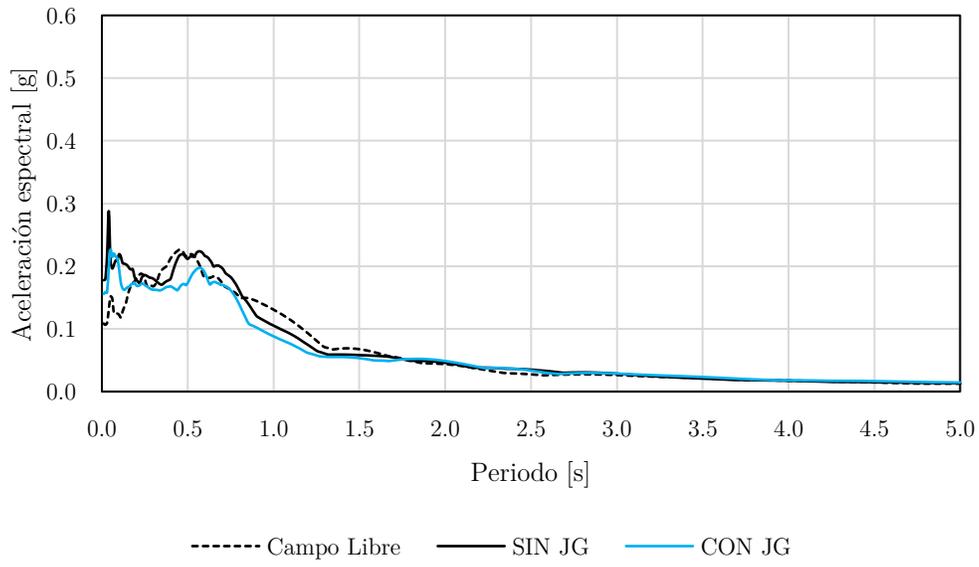


Figura 4.49 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG.
Punto 2 Muro frente Torre

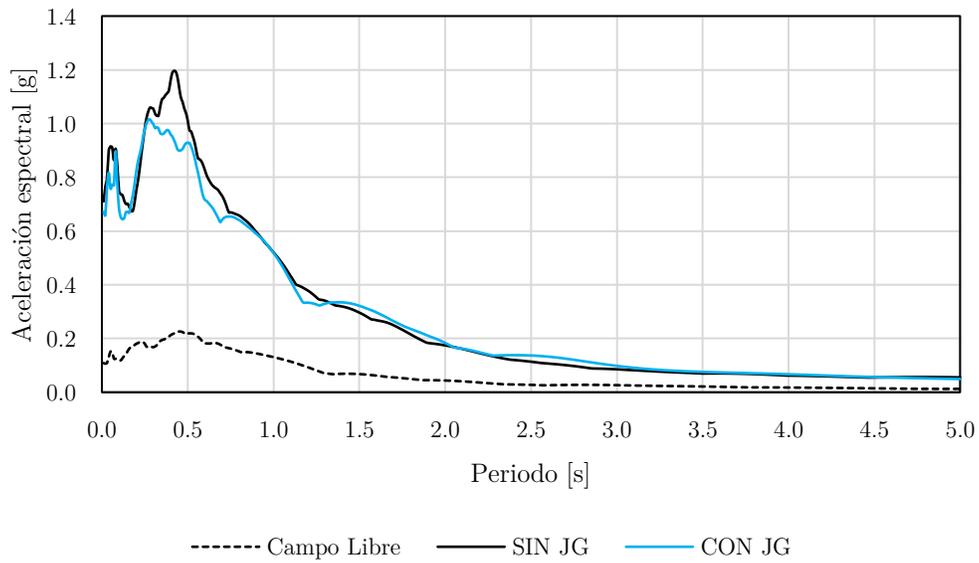


Figura 4.50 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG.
Punto 3 Cúpula Torre

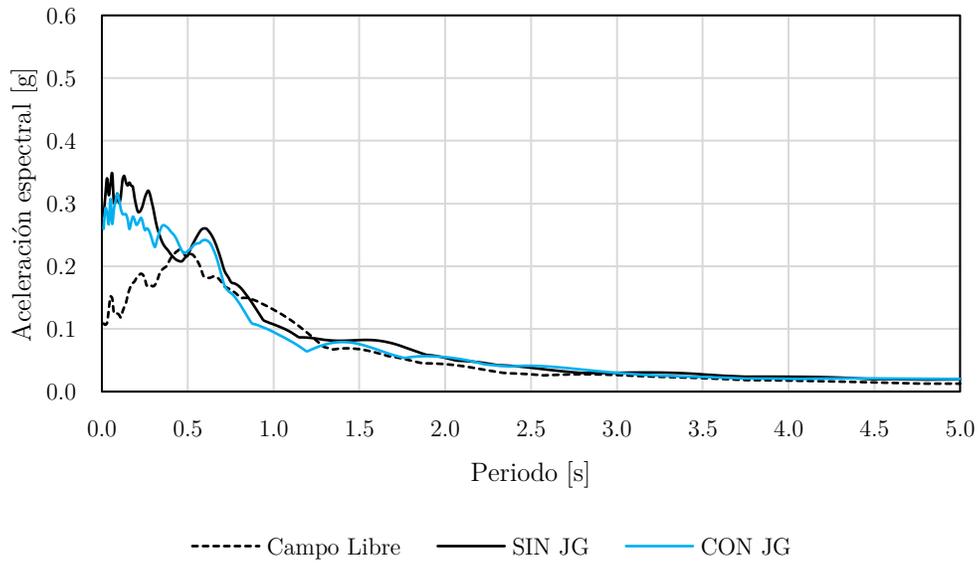


Figura 4.51 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG.
Punto 4 NO

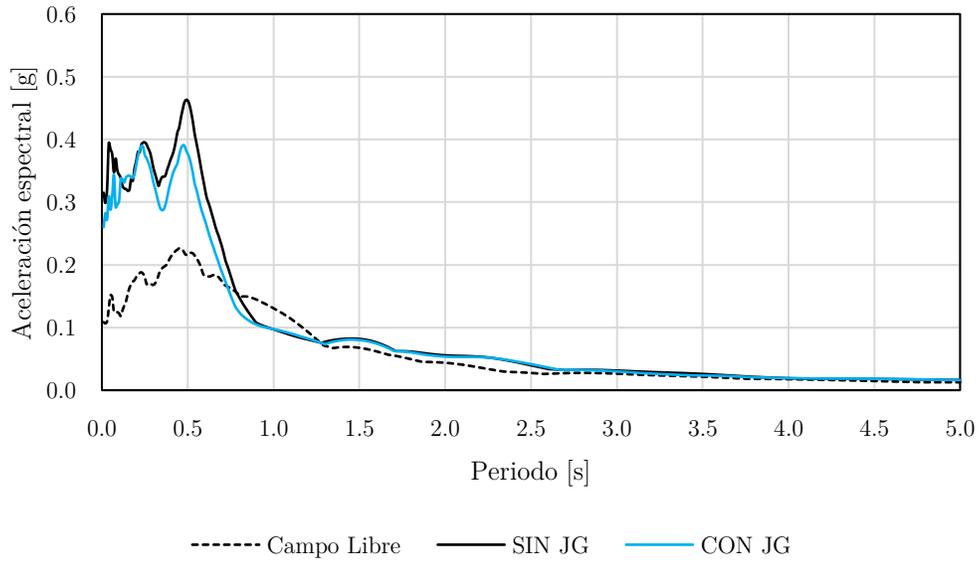


Figura 4.52 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG.
Punto 5 Muro lateral Templo

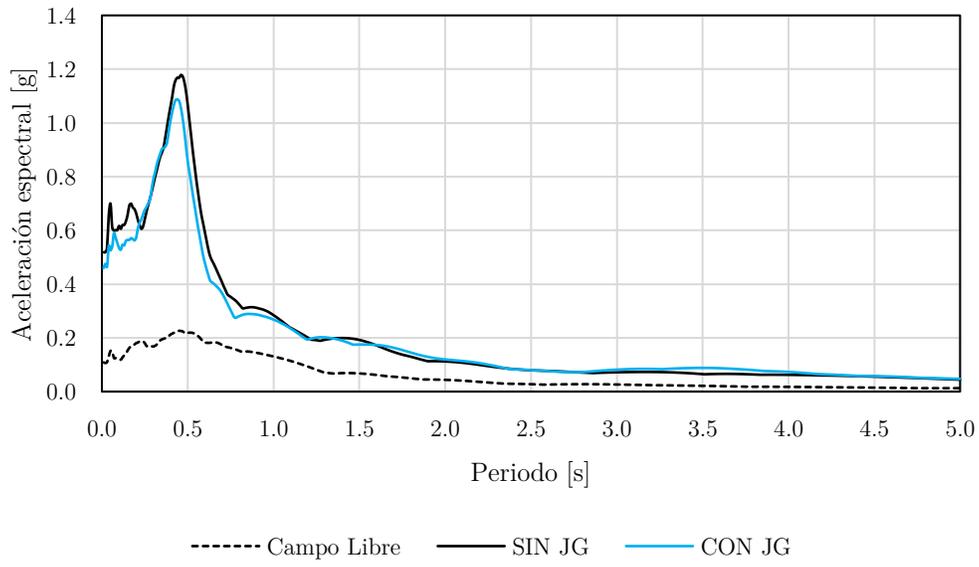


Figura 4.53 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG.
Punto 6 Centro bóveda Templo

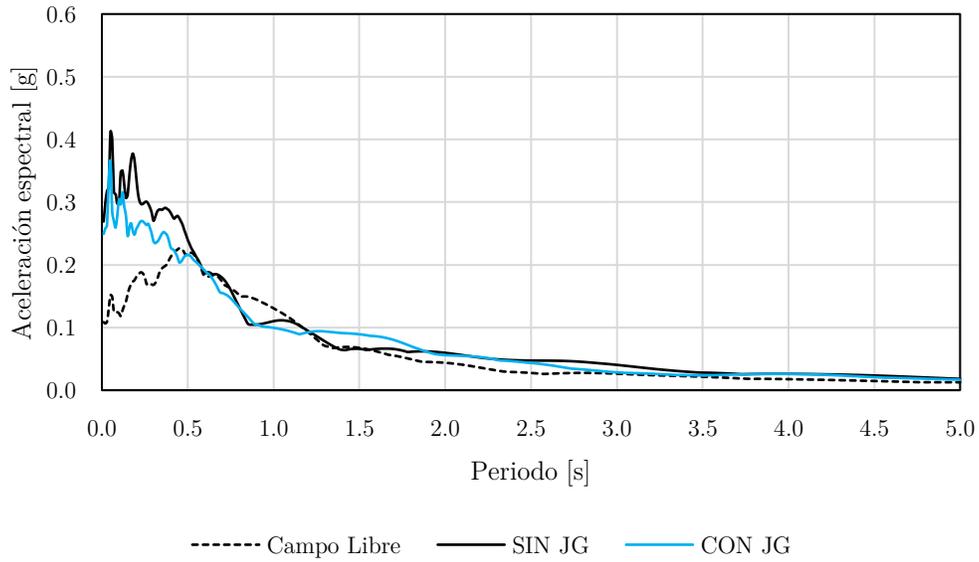


Figura 4.54 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG.
Punto 7 SO

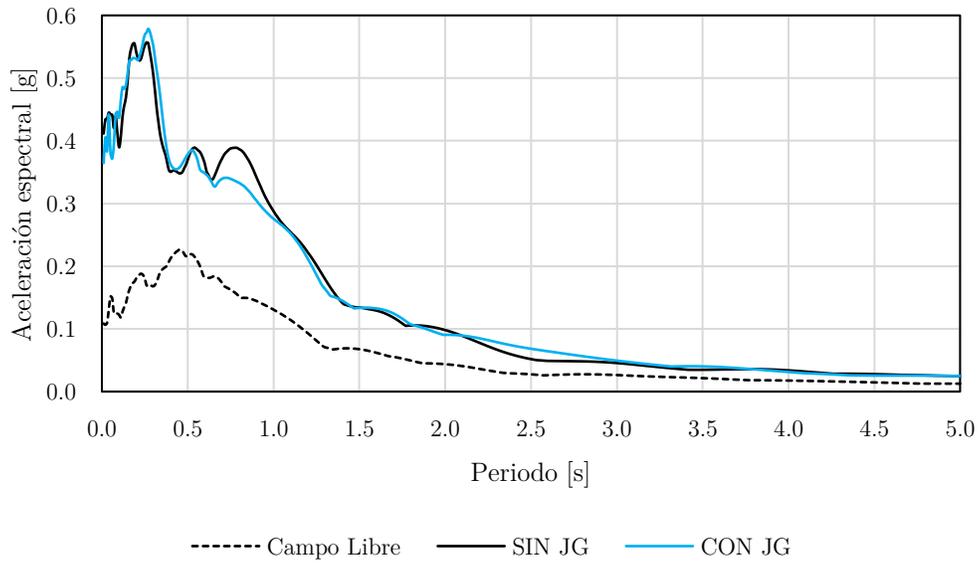


Figura 4.55 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG.
Punto 8 GC

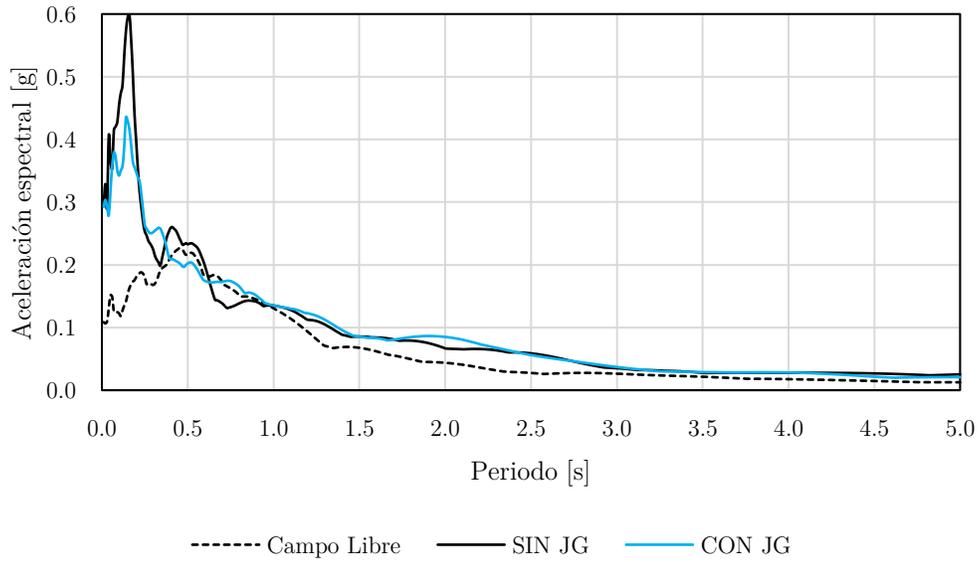


Figura 4.56. Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG.
Punto 9 Centro bóveda Ed4

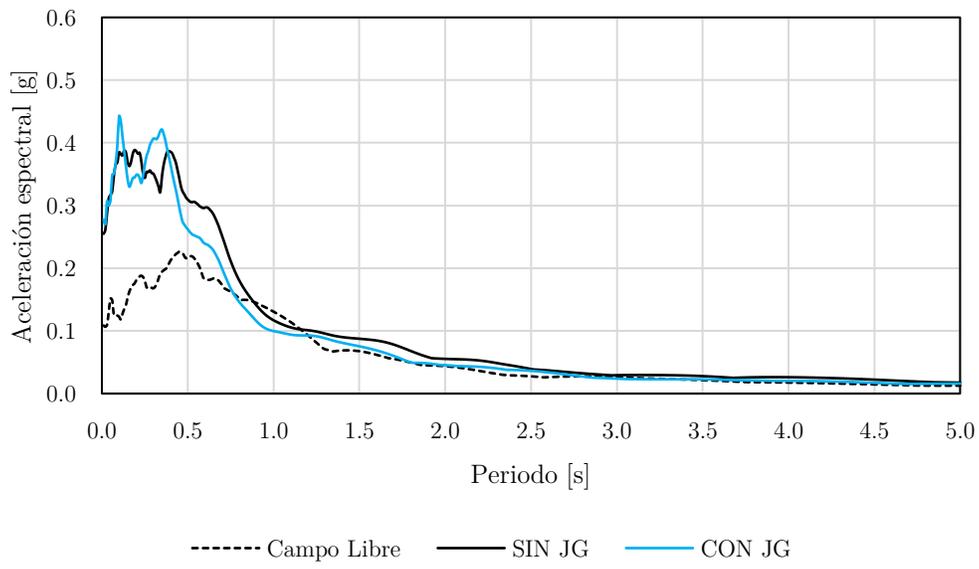


Figura 4.57 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG.
Punto 10 Muro lateral Ed4

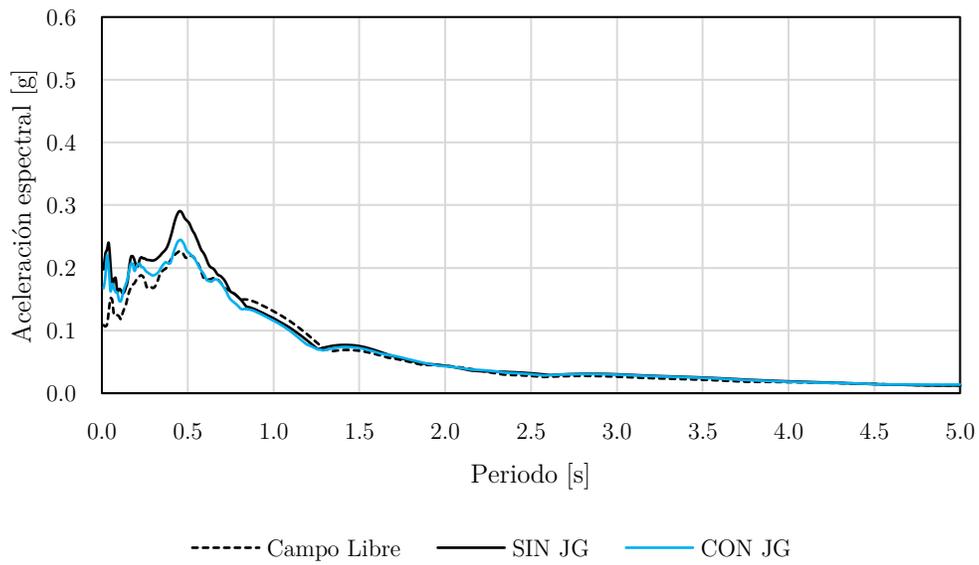


Figura 4.58 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG.
Punto 11 Muro posterior Ed4

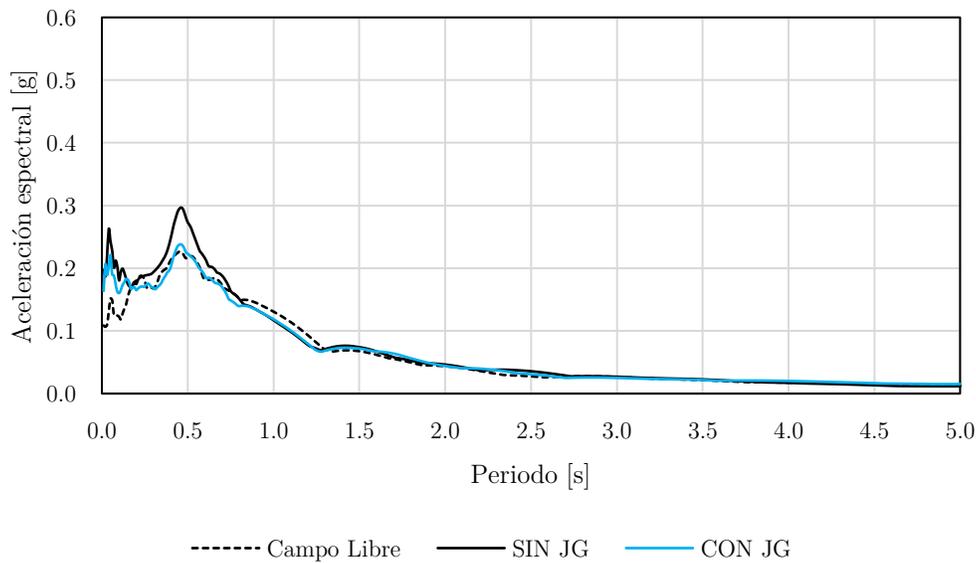


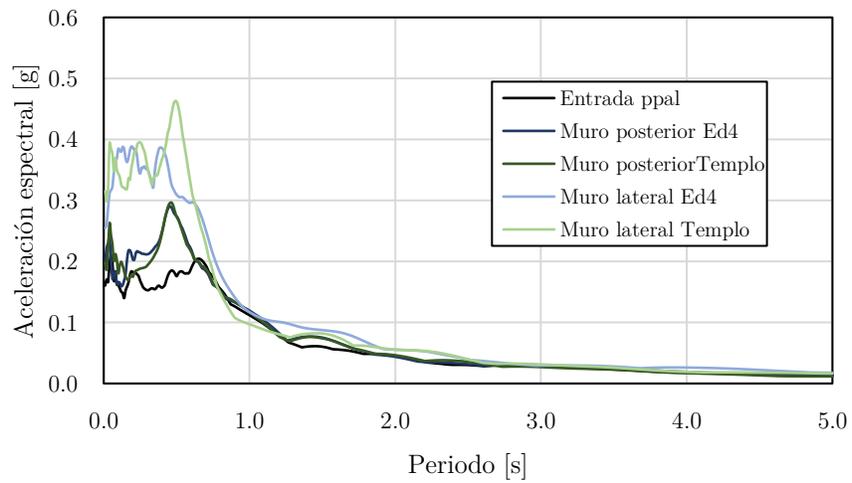
Figura 4.59 Comparación de aceleraciones espectrales para la condición con y sin JG.
Punto 12 Muro posterior Templo

Del análisis de los resultados en término de las aceleraciones espectrales puede decirse que, de manera generalizada el efecto del JG es disminuir las sollicitaciones dinámicas sobre la estructura, el efecto es visible hasta periodos de 1 s, luego de los cuales no se aprecia efecto del JG.

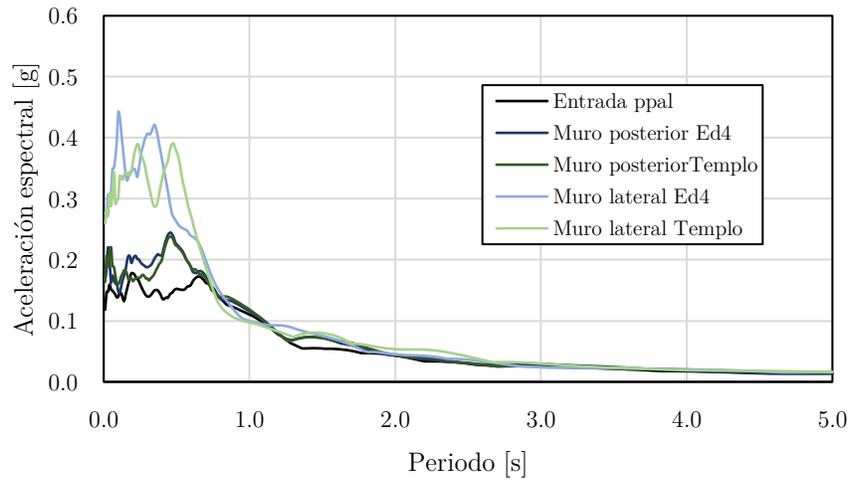
Particularmente, en el punto 8 (Punto GC) y 10 (Muro lateral Ed4) se tienen aceleraciones espectrales iguales y ligeramente mayores en los periodos de interés (0.0 a 1.0 s) en relación con los espectros determinados sin JG. Dicho comportamiento puede asociarse a que son puntos alejados de la zona de tratamiento y podrían estar sujetos a una mayor fuerza sísmica a causa de una redistribución de aceleraciones, este aumento es del orden hasta del 10% para el punto 10 en periodos menores a 0.45 s. Para periodos mayores se presenta un comportamiento similar a los demás puntos.

Así mismo, se puede decir que las aceleraciones espectrales máximas sobre la estructura ocurren en periodos similares tanto para el modelo con y sin JG, por lo que se puede inferir que la presencia del JG no modifica la forma de vibración horizontal sobre el eje x (traslación) natural de la estructura.

Para la comparación de los diferentes niveles de aceleración espectral sobre el Templo de San Francisco, se agruparon los espectros con base en alturas similares, de ese modo se tienen los puntos que se encuentran a una altura de 7.5 m (medidos con respecto al nivel del terreno) que son los puntos 1, 5, 10, 11 y 12 según la Figura 4.47, luego aquellos ubicados a una altura promedio de 15.5 m (2, 4, 7, 8 y 9) y finalmente, los puntos 3 y 6 por encima de 21 m que son los correspondientes al centro de la bóveda del templo y la cúpula de la Torre.

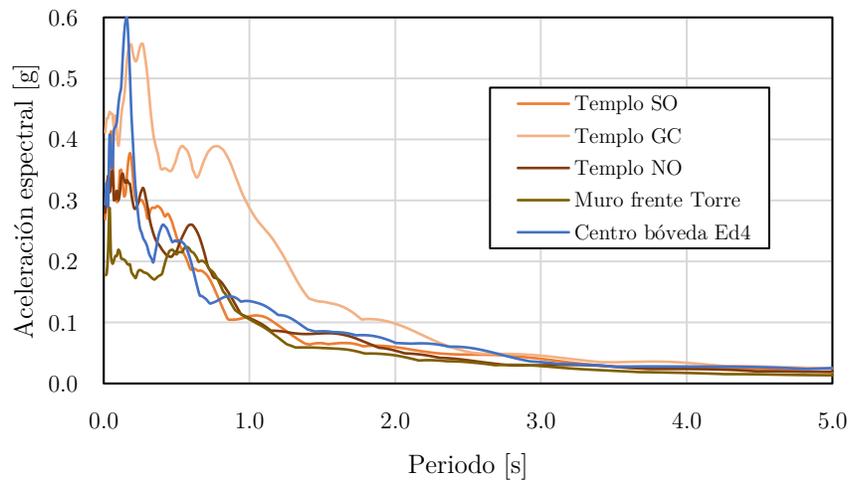


Sin JG

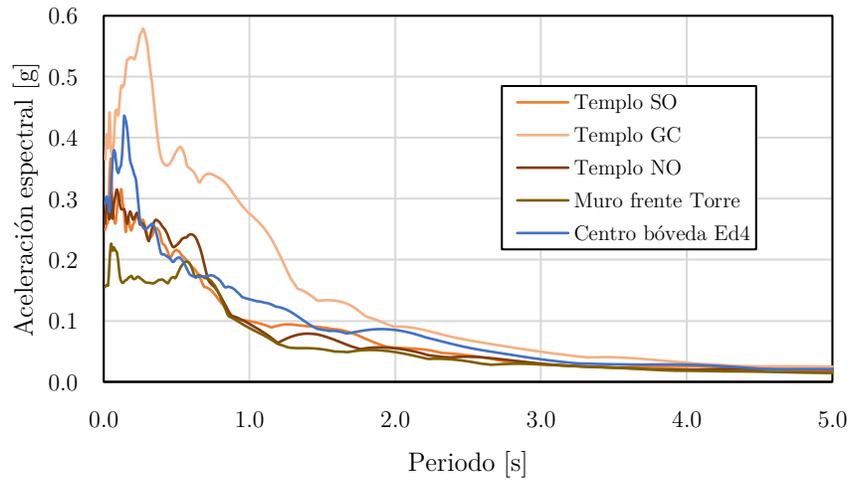


Con JG

Figura 4.60. Comparación de aceleraciones espectrales sobre el Templo de San Francisco para puntos a una altura de 7.5 m

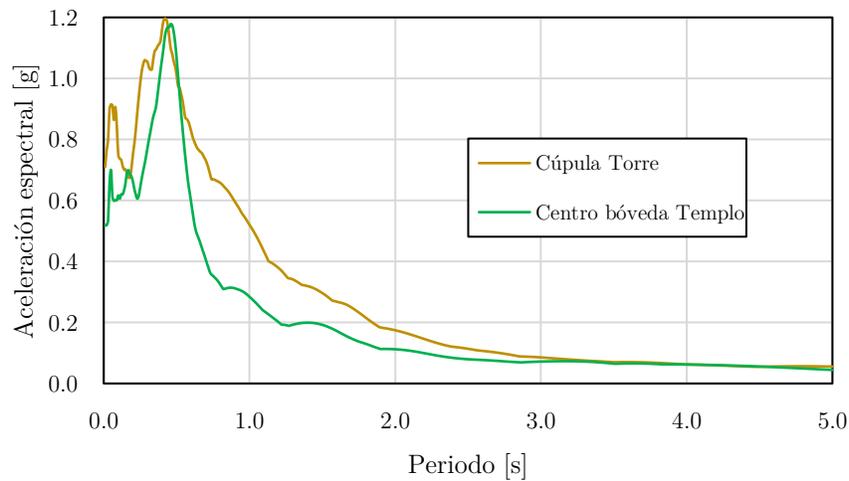


Sin JG

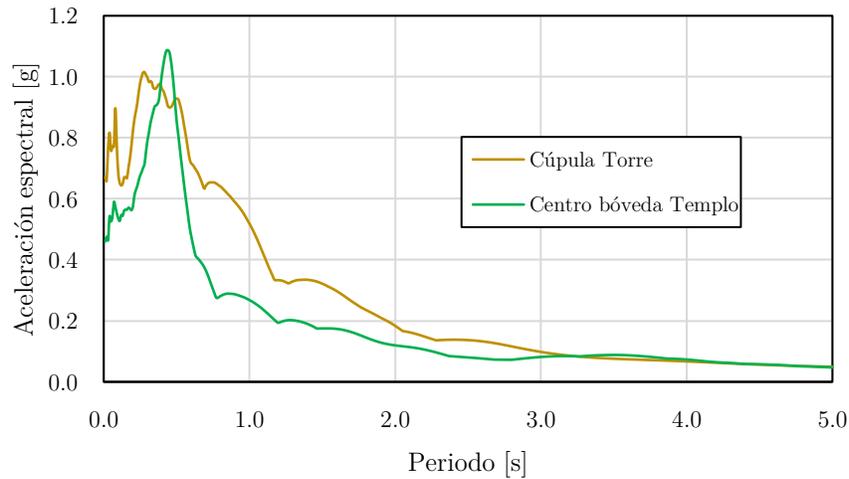


Con JG

Figura 4.61. Comparación de aceleraciones espectrales sobre el Templo de San Francisco para puntos a una altura media de 15.5 m



Sin JG



Con JG

Figura 4.62. Comparación de aceleraciones espectrales sobre el Templo de San Francisco para puntos a alturas superiores a 21.0 m

De las figuras anteriores, se tiene un aumento de las aceleraciones espectrales conforme se gana altura en la estructura lo cual es lógico con la distribución de masa del Templo. En relación con el JG, los cambios más visibles se aprecian en los puntos superiores (Figura 4.62), sin embargo, esto se debe a la visualización de los puntos, ya que las diferencias se mantienen en el orden del 10% mencionado anteriormente.

Teniendo en cuenta que los cambios apreciables en las ordenadas espectrales se dan en los periodos cortos, se puede decir que estos están ligados al cambio en la respuesta del suelo como consecuencia del mejoramiento y no a un cambio en la respuesta estructural dinámica. Es de notar que en los trabajos previos de referencia que se consultaron en relación con la respuesta dinámica de inclusiones rígidas, se reporta una disminución apreciable en las ordenadas espectrales para inclusiones conectadas a la estructura, sin embargo, para las condiciones

particulares del presente trabajo, en donde el tratamiento del JG no está conectado a la cimentación y se encuentra a 12 m de profundidad, su influencia sobre el comportamiento dinámico de la estructura es baja.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES

El principal objetivo de la presente investigación fue determinar el efecto de un tratamiento tipo Jet Grouting en la respuesta dinámica de un templo de valor histórico considerando tanto el cambio en la señal debido al comportamiento del suelo (efectos locales) como las características de la estructura. Lo anterior se realizó mediante el uso de modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas en el software FLAC^{3D}.

Los análisis se centraron en el caso particular del Templo San Francisco, estructura de valor histórico ubicada en la zona metropolitana de Guadalajara. Bajo el Templo a unos 18 m profundidad cruza el túnel que servirá para la ampliación del Tren Ligero de Guadalajara, con la llamada línea 3. Se tiene entonces que, debido a la influencia del túnel, se debieron adoptar medidas de protección en las estructuras de valor histórico sobre el centro de Guadalajara, particularmente en el Templo San Francisco, se aplicó como medida de protección columnas de Jet Grouting como mejoramiento del suelo alrededor de la zona del túnel.

Para la caracterización de las propiedades geotécnicas, se partió de los resultados que se obtuvieron del proyecto de diseño de la Línea 3 (SENER, 2012), complementados con trabajos de campo ejecutados por el Instituto de Ingeniería, UNAM (Rodríguez, 2017). Dentro de los trabajos de campo, se le dio particular importancia a las medidas de vibración ambiental realizadas tanto en el suelo como sobre puntos específicos de la estructura, ya que estas se utilizaron como base para la calibración de los modelos numéricos.

El primer paso para lograr el objetivo fue desarrollar un algoritmo permitiera determinar el periodo de vibración natural de sistemas mecánicos utilizando el lenguaje FISH, de este análisis se tienen las siguientes conclusiones:

- i. Independientemente del sistema analizado, suelo o estructura, luego de generar un impulso tipo Dirac, el sistema entrará en vibración libre, este principio fue la base para escribir el algoritmo desarrollado e implementarlo en FLAC^{3D}, las pruebas que se realizaron para soluciones analíticas mostraron la exactitud del algoritmo y su versatilidad tanto para sistemas de un grado de libertad como para sistemas de varios grados de libertad.
- ii. Si bien se tienen diferentes soluciones para determinar el periodo natural de suelos estratificados, las cuales generalmente aparecen en códigos de diseño sísmico, poco se menciona de las hipótesis o restricciones de las mismas, en este trabajo se encontró que ninguna de las soluciones clásicas resulta en una aproximación fiable al periodo natural del suelo, teniendo que recurrir a soluciones más “elaboradas” como la de Lysmer y Drake (1972), que hoy en día es de fácil implementación en una hoja de cálculo simple. Aunque se podría pensar que la solución basada en la

propuesta de Rayleigh (Kramer, 1996) y referenciada a las actuales NTC-2017 para la Ciudad de México brinda resultados confiables, su error con respecto a la solución exacta para las condiciones de este trabajo es casi del 10%, lo que en términos de velocidad de onda de corte para un estrato de 4 m en un perfil de 35 m de espesor significa cambiar de 250 m/s a 180 m/s es decir un error del 28%, con lo cual se modificaría sensiblemente la respuesta total del depósito.

Para un correcto análisis numérico, primero se debe entender e implementar correctas condiciones de frontera, así como una señal dinámica que sea compatible con la discretización de la malla implementada, de este análisis se tienen las siguientes observaciones:

- i. Dado que los análisis dinámicos consumen considerablemente mayor tiempo de computo que los análisis estáticos, es común cortar los sismos con el criterio de duración efectiva utilizando el gráfico de Husid, otra práctica común es utilizar ventanas de tiempo (donde aparecen las máximas aceleraciones) modificando las condiciones iniciales. Sin importar el método utilizado, es de suma importancia verificar que la señal a utilizar en la modelación numérica cumpla las condiciones de frontera, es decir, se debe cumplir que tanto la velocidad como el desplazamiento sean 0 al final del movimiento.
- ii. Revisar el criterio de transmisión de onda es de suma importancia a la hora de realizar análisis dinámicos, ya que aplicando este, se controla la frecuencia máxima que se puede propagar por un elemento en función de su tamaño. Este criterio puede llegar a ser crítico en perfiles de suelos poco rígidos donde se necesitarían elementos muy pequeños para una correcta transmisión, lo que se traduce en enormes tiempos de computación. De lo anterior es claro que es un error pasar de análisis estáticos a análisis dinámicos directamente. El procedimiento correcto es entonces, de contemplarse análisis dinámicos, crear una malla que pueda transmitir las frecuencias de la señal de entrada sin llegar a ser de un tamaño tal que se requiera un considerable tiempo de análisis.

Se hizo una validación de los movimientos en campo libre, en donde se evaluaron dos esquemas de amortiguamiento; de dicha calibración se pudo concluir lo siguiente:

- i. El amortiguamiento tipo Rayleigh, aunque representa de manera adecuada la disipación de energía del suelo, tiene el inconveniente de requerir un intervalo de tiempo muy pequeño para la estabilidad de modelación y, por lo tanto, requiere tiempos de cómputo elevados, además este tipo de amortiguamiento requiere un análisis previo de respuesta unidimensional tipo Shake o similares, en el cual las propiedades equivalentes son dependientes de la señal de entrada, teniendo que modificarse si esta cambia. Otra restricción es que este tipo de esquema más que una representación física es una solución matemática, por tanto, aunque se tengan buenos resultados, no se refleja el comportamiento histerético del suelo.
- ii. Los modelos histeréticos correctamente implementados, representan de manera correcta el comportamiento no lineal del suelo cuando se somete a cargas que varían

con el tiempo, dado que su desarrollo parte de las curvas de degradación; su implementación es sencilla y tienen la ventaja que no imponen penalización en el intervalo de tiempo, además que sus parámetros de ajuste son independientes de la señal y dependen más del comportamiento del suelo. Este tipo de esquema es el ideal cuando se tienen ensayos dinámicos que definen la rigidez y amortiguamiento del suelo para diferentes niveles de deformación (como parejas de triaxial cíclico y columna resonante).

Estructuralmente, la gran mayoría de Templos históricos basan su estabilidad en la masa de sus elementos, ya que en general se trata de materiales no reforzados con poca rigidez en comparación con elementos de concreto reforzado o acero estructural. Es evidente que la gran mayoría de estas estructuras utilizan elementos tipo arco en sus bóvedas y techos debido a su excelente comportamiento a compresión y correcta transmisión de cargas hacia los costados, por lo que es común encontrar contrafuertes hacia los lados de los Templos históricos, ya que estos tienden a concentrar esfuerzos en los muros laterales debido al empuje que ocasionan las bóvedas.

En los análisis de interacción suelo estructura (ISE), se requiere que tanto el suelo como la estructura sean representados de manera correcta, en el presente trabajo se hizo el esfuerzo de generar un modelo que representara de manera razonable el comportamiento de la estructura, incluyendo los muros, vanos, bóvedas, pilastras y nervios. A lo largo de los análisis se pudo constatar los cambios significativos en la respuesta dinámica al ir mejorando el modelo estructural. Por tanto, para los análisis ISE es de suma importancia conocer e implementar correctamente tanto el modelo del suelo como de la estructura y si se aplican simplificaciones saber estas en qué restringen las conclusiones que se dan acerca de los análisis implementados.

El uso de mejoramiento tipo JG resultó ser benéfico para la estructura en término de su respuesta dinámica. Se determinó que la presencia del JG disminuye notablemente las deformaciones angulares en el suelo generadas por un sismo en la zona del tratamiento, así mismo se notó que por encima del depósito tratado las aceleraciones máximas del terreno disminuyeron un 10%, así como también se determinó una disminución de los esfuerzos cortantes generados por el sismo.

Debido a que el mejoramiento del suelo sólo se aplicó en la zona de influencia del túnel de la L3, el efecto sobre el terreno cambia en relación con la distancia a este, se encontró que, tomando la distancia entre el centroide y los puntos de análisis, la influencia del tratamiento en la respuesta dinámica es menor al 5% a partir de 35 m de separación, lo cual es aproximadamente dos veces el largo del JG.

Se pudo constatar el cambio que sufre el movimiento por el efecto de la cimentación (interacción inercial), no obstante, debe recordarse que la forma y características de esta en la investigación fue supuesta con base en lo reportado para templos similares. Al analizar los cambios que sufre el movimiento, en términos de la respuesta dinámica es importante determinar adecuadamente tanto las propiedades de los materiales como la forma geométrica

de la cimentación, por lo que se recomienda para trabajos similares posteriores, realizar pozos a cielo abierto con los cuales se pueda obtener esta información

Al comparar las aceleraciones espectrales sobre el Templo para análisis con y sin JG, se notó que de manera general se disminuyen los valores para periodos menores a 1 s, por encima de este periodo el efecto del JG desaparece. En casi todos los puntos se tuvieron menores aceleraciones espectrales, sin embargo, para los puntos más alejados del tratamiento se presentó un pequeño aumento de las aceleraciones espectrales o no se notaron cambios, lo cual es una consecuencia de la distancia de influencia del tratamiento.

Finalmente, aunque se realizó un modelo numérico lo más cercano a la realidad para evaluar en condiciones de ISE el efecto en la respuesta dinámica de un tratamiento tipo JG, para lograr lo anterior se plantaron varias hipótesis, por tanto, a fin de mejorar los resultados presentados en esta investigación se sugiere:

- i. Utilizar un modelo constitutivo avanzado para el suelo que capture tanto el comportamiento a bajas deformaciones como a niveles de deformación de análisis estáticos, con esto ya no sería necesario incluir esquemas de amortiguamiento adicional en el modelo del suelo.
- ii. Aunque se supuso un modelo elástico lineal para la mampostería histórica, este tipo de materiales se encuentra alejado de esta simplificación, resultados experimentales como los mostrados por (Chávez, 2010) muestran que este material presenta degradación ante cargas cíclicas (similar al suelo), sería interesante entonces aplicar un modelo que capturara este comportamiento sobre este material. Además, es conocido que estos materiales en cierto punto presentan un comportamiento frágil, lo cual numéricamente supone una redistribución de esfuerzos compleja ya que se tendrán puntos que ya no admiten deformación, el modelo numérico debería capturar a su vez este comportamiento.
- iii. Para los análisis tipo ISE los elementos de interfaz son de gran importancia ya que permiten tanto un deslizamiento como un desprendimiento de la malla en los contactos suelo-estructura, por lo tanto, el uso de estos elementos da la posibilidad de simular comportamientos más acordes con la realidad.

REFERENCIAS

- Abbasi, B., Russell, D., Taghavi, R., 2013. FLAC3D mesh and zone quality. *Contin. Distinct Elem. Numer. Model. Geomech.*
- Al Atik, L., Abrahamson, N., 2010. An Improved Method for Nonstationary Spectral Matching. *Earthq. Spectra* 26, 601–617. <https://doi.org/10.1193/1.3459159>
- Alonso, F.L.F., Carlos, A.Z.J., Omar, V.M.C., Alejandro, V.V., 2015. Site Response Analysis (SRA): A Practical Comparison Among Different Dimensional Approaches. *Stand Alone* 1041–1048. <https://doi.org/10.3233/978-1-61499-603-3-1041>
- Arias, A., 1970. A Measure of Earthquake Intensity. *Seism. Des. Nucl. Power Plants MIT Press Camb. Mass.* 438–483.
- Bai, Y., Yang, Z., Jiang, Z., 2014. Key protection techniques adopted and analysis of influence on adjacent buildings due to the Bund Tunnel construction. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 41, 24–34. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2013.11.005>
- Bardet, J.P., Ichii, K., Lin, C.H., 2000. EERA: A Computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits. University of Southern California.
- Bouzeran L., Lucarelli A., 2016. West Ashley Sewer Tunnel FLAC3D Model for Concrete Shaft: Seismic Analysis.
- Burland, J.B., Standing, J.K., 1997. Geotechnical monitoring of historic monuments. Presented at the Geotechnical Engineering for Preservation of Monuments and Historic Sites, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 321–341.
- Cadena, N., 2016. Levantamiento Arquitectónico San Francisco de Asís.
- Catedrales e Iglesias, n.d. 0529 Templo San Francisco de Asís.
- CFE, 2017. Exploración directa e indirecta para verificar la integridad del tratamiento de suelo (columnas de Jet Grouting) realizado en el templo de San Francisco de Asís, localizado en la ciudad de Guadalajara, Jalisco.
- CFE, 2015. Programa de Diseño Sísmico. PRODISIS.
- Chapra, S.C., Canale, R.P., 2010. Numerical methods for engineers, 6th ed. ed. McGraw-Hill Higher Education, Boston.
- Chávez, M., 2010. Validación Experimental de Modelos Analíticos para el Estudio del Comportamiento Sísmico de Estructuras Históricas (Tesis de Doctorado). Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Chávez, M.M., Peña, F., 2019. Influence of the Thickness of Vaults and Buttresses in the Structural Response of Mexican Colonial Temples, in: Aguilar, R., Torrealva, D.,

-
- Moreira, S., Pando, M.A., Ramos, L.F. (Eds.), Structural Analysis of Historical Constructions. Springer International Publishing, Cham, pp. 862–870. https://doi.org/10.1007/978-3-319-99441-3_93
- Chopra, A.K., 2012. Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering, 4th ed. ed. Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J.
- Clough, R.W., Penzien, J., 2004. Dynamics of structures, 2. ed., reprint. ed. McGraw-Hill, New York.
- Colapietro, D., Fiore, A., Netti, A., Fatiguso, F., Marano, G., de Fino, M., Cascella, D., Ancona, A., 2014. DYNAMIC IDENTIFICATION AND EVALUATION OF THE SEISMIC SAFETY OF A MASONRY BELL TOWER IN THE SOUTH OF ITALY, in: Proceedings of the 4th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2013). Presented at the 4th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Institute of Structural Analysis and Antiseismic Research School of Civil Engineering National Technical University of Athens (NTUA) Greece, Kos Island, Greece, pp. 3459–3470. <https://doi.org/10.7712/120113.4751.C1418>
- Consorcio Túnel GUADALAJARA, 2016. Tratamiento del Terreno Bajo La Iglesia San Francisco Jet Grouting (No. OT-CGV-817). México.
- Croce, P., 2014. Jet Grouting: Technology. CRC Press, Boca Raton.
- Di Mariano, A., Gens, A., Gesto, J. M., Schwartz, H., 2007. Ground deformation and mitigating measures associated with the excavation of a new Metro line. Presented at the n Geotechnical engineering in urban environments: proceedings of the 14th European conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Rotterdam, the Netherlands, pp. 1901–1906.
- Díaz, M., 2018. Asentamientos Inducidos por Tuneleo en la Catedral de Guadalajara (Tesis de Maestría). Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Durán, A., 2017. Caracterización Dinámica de Naves de Templos Coloniales Mexicanos (Tesis de Licenciatura). Universidad Nacional Autónoma de México.
- Durgunoglu, H.T., Chinchelli, M., Ikiz, S., Emrem, C., Hurley, T., Catalbas, F., 2004. Soil Improvement with Jet-Grout Columns: A Case Study from the 1999 Kocaeli Earthquake. Presented at the International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, New York, USA.
- Fatahi, B., Van Nguyen, Q., Xu, R., Sun, W., 2018. Three-Dimensional Response of Neighboring Buildings Sitting on Pile Foundations to Seismic Pounding. Int. J. Geomech. 18, 04018007. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001093](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001093)

- Floroiu, L., Schweiger, H.F., 2015. Parametric study of the seismic ground response of a linear visco-elastic soil layer improved by stone columns or pile-like elements. *geotechnik* 38, 304–315. <https://doi.org/10.1002/gete.201400038>
- Gajo, A., Soranzo, M., Vitaliani, R., 1997. Subsoil characteristics and foundation settlement analysis of St. Mark's basilica in Venice. Presented at the Geotechnical Engineering for Preservation of Monuments and Historic Sites, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 637–647.
- García, N., 2007. Funcionamiento y Seguridad Estructural de los Templos Conventuales del Siglo XVI en México (Tesis de Doctorado). Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Goded, T., Cattari, S., Lagomarsino, S., Giovinazzi, S., Ingham, J., Marotta, A., Liberatore, D., Sorrentino, L., Oottonelli, D., Pinna, M., Clark, W., 2016. Vulnerability analysis of unreinforced masonry churches (EQC 14/660) – Final Report. <https://doi.org/10.13140/RG.2.1.2921.6241>
- Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Groholski, D.R., Phillips, C.A., Park, D., 2016. DEEPSOIL 6.1, User Manual. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Husid, R., 1969. Características de terremotos, análisis general. *Rev. IDIEM* 8 21–42.
- Itasca Consulting Group, 2012. FLAC3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions. Version 5.0 User's Guide.
- Katzenbach, R., Leppla, S., Vogler, M., Seip, M., Kurze, S., 2013. Soil-structure-interaction of Tunnels and Superstructures During Construction and Service Time. *Procedia Eng.* 57, 35–44. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.04.007>
- Kramer, S.L., 1996. Geotechnical earthquake engineering, Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics. Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J.
- Lagomarsino, S., 2006. On the vulnerability assessment of monumental buildings. *Bull. Earthq. Eng.* 4, 445–463. <https://doi.org/10.1007/s10518-006-9025-y>
- Ledesma, A., Alonso, E.E., 2017. Protecting sensitive constructions from tunnelling: the case of World Heritage buildings in Barcelona. *Géotechnique* 1–12. <https://doi.org/10.1680/jgeot.SiP17.P.155>
- Lysmer, J., Drake, L.A., 1972. A Finite Element Method for Seismology, in: *Methods in Computational Physics: Advances in Research and Applications*. Elsevier, pp. 181–216. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-460811-5.50009-X>
- Lysmer, J., Kuhlemeyer, R.L., 1979. Finite dynamic model for infinite media. *J. Eng. Mech. Div.* 95(4), 859–878.
- Mánica, M.Á., 2013. Comportamiento Dinámico De Inclusiones Rígidas (Tesis de Maestría). Universidad Nacional Autónoma de México, México.

-
- Martin, J.R., Olgun, C.G., 2006. Liquefaction Mitigation Using Jet-Grout Columns — 1999 Kocaeli Earthquake Case History. American Society of Civil Engineers, pp. 349–358. [https://doi.org/10.1061/40864\(196\)47](https://doi.org/10.1061/40864(196)47)
- Mejia, L. H., E. M. Dawson, 2006. Earthquake Deconvolution for FLAC. Presented at the FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics (Proceedings of the 4th International FLAC Symposium, Itasca Consulting Group Inc., Madrid, España.
- Meli, R., 2000. Ingeniería estructural de los edificios históricos. Fundación ICA, México.
- Miranda P., 2018. Mil 603 templos históricos, con daños por sismos. El Universal.
- Moreno, G., 2011. Análisis Paramétrico de la Geometría de Templos Típicos de la Época Colonial (Tesis de Licenciatura). Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Nakamura, Y., 1989. A Method for Dynamic Characteristics Estimation of Subsurface using Microtremor on the Ground Surface. Presented at the Quarterly Report of Railway Technical Research Institute (RTRI), pp. 25–33.
- Olgun, C.G., Martin, J.R., 2010. Seismic performance of soil-mix panel reinforced ground. Presented at the International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California.
- Ovando-Shelley, E., Pinto Oliveira, M.O., Santoyo Villa, E., Hernández, V., 2008. Mexico City: Geotechnical Concerns in the Preservation of Monuments. *Int. J. Archit. Herit.* 2, 60–82. <https://doi.org/10.1080/15583050701612887>
- Peck, R.B., 1969. Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics. *Géotechnique* 19, 171–187. <https://doi.org/10.1680/geot.1969.19.2.171>
- Pitilakis, K., Trevelopoulos, K., Anastasiadis, A., Senetakis, K., 2011. Seismic response of structures on improved soil. Presented at the 8th International Conference on Structural Dynamics, EUROLYN 2011, Leuven, Belgium, pp. 72–81.
- Rayamajhi, D., Nguyen, T.V., Ashford, S.A., Boulanger, R.W., Lu, J., Elgamal, A., Shao, L., 2014. Numerical Study of Shear Stress Distribution for Discrete Columns in Liquefiable Soils. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.* 140, 04013034. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000970](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000970)
- Robles, M., 2014. Análisis Estructural de la Parroquia de San Bartolomé Apóstol (Tesis de Licenciatura). Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Rodríguez, J.F., 2010. Modelado Del Comportamiento De Pilotes E Inclusiones Sometidos A Consolidación Regional, En La Zona Lacustre De La Ciudad De México (Tesis de Doctorado). Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Rodríguez, M., 2017. Mapa de isoperiodos predominantes de vibrar del suelo en el entorno del templo de San Francisco de Asís, Guadalajara, Jalisco, México. Instituto Ingeniería UNAM.

- Salcedo, M. del R., 2016. Protección De Los Monumentos Históricos En La Construcción De La Línea 3 De TEU De Guadalajara (Tesis de Maestría). Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Schnabel, P.B., Lysmer, J., Seed, H.B., 1972. SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. UCB/EERC-72/12, Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley.
- Sedighi, P., Schweiger, H.F., Wehr, W.J., 2017. Effect of Jet-Grout Columns on the Seismic Response of Layered Soil Deposits. *Int. J. Geomech.* 17, 04016085. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000771](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000771)
- Seed, H.B., Idriss, I.M., 1970. Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses (No. Report No. EERC 70-10). Earthquake Engineering Resource Center, University of California, Berkley, California.
- SENER, 2012. 10.1.82 Informe Ejecutivo de los Estudios Complementarios de Mecánica de Suelos. Anexo 2-Informe Geotécnico (No. DGTFM2112- ME- A00- GEOTE- 00002). México.
- Trifunac, M.D., Brady, A.G., 1975. A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 65, 581–626.
- UNIÓN, 2013. Línea 3: el tren ligero de la discordia entre Zapopan y Tlajomulco.
- Universidad de Guadalajara, 1997. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para Guadalajara.
- Wolf, J.P., 1985. Dynamic soil-structure interaction, Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- Xu, R., Fatahi, B., 2019. Assessment of Soil Plasticity Effects on Seismic Response of Mid-Rise Buildings Resting on End-Bearing Pile Foundations, in: Fatahi, B., Mwanza, A., Chang, D.T.T. (Eds.), *Sustainable Design and Construction for Geomaterials and Geostructures*. Springer International Publishing, Cham, pp. 146–159. https://doi.org/10.1007/978-3-319-95753-1_12
- Zamudio, P., 2002. Obtención de las Propiedades Dinámicas en Campo y en Laboratorio y Generación del Espectro de Sitio en el Subsuelo del Mercado Libertad (Tesis de Maestría). Universidad de Guadalajara, México.

ANEXO 1

DETERMINACIÓN DE PERIODOS DE VIBRACIÓN

A. SUELOS ESTRATIFICADOS

Tomando como base el perfil que se describe en la Tabla 4.2, se determina el periodo natural del depósito estratificado por los diferentes métodos expuestos en el apartado 4.3. En la Tabla A1 se presentan los datos para los cálculos.

Tabla A1. Propiedades del perfil para cálculo de periodo natural

Unidad	Profundidad [m]		H_i [m]	V_s [m/s]	γ_s [kN/m ³]	ρ [kNs ² /m ⁴]	G_0 [kPa]
	Desde	Hasta					
R	0.0	2.0	2.0	140	17.0	1.73	33965
UG1b	2.0	4.0	2.0	160	17.5	1.78	45668
UG1b	4.0	6.0	2.0	160	17.5	1.78	45668
UG1c	6.0	8.0	2.0	250	18.0	1.83	114679
UG1c	8.0	10.0	2.0	250	18.0	1.83	114679
UG1c	10.0	12.0	2.0	250	18.0	1.83	114679
UG1c	12.0	16.0	4.0	250	18.0	1.83	114679
UG1b2	16.0	20.0	4.0	320	18.0	1.83	187890
UG1b2	20.0	24.0	4.0	320	18.0	1.83	187890
UG1b2	24.0	28.0	4.0	320	18.0	1.83	187890
UG1b2	28.0	30.0	2.0	320	18.0	1.83	187890
UG1d	30.0	32.0	2.0	400	18.5	1.89	301733
UG2	32.0	34.0	2.0	400	18.5	1.89	301733

A.1 Promedio de velocidades

Se utiliza la ecuación (4.19), los cálculos se presentan en la Tabla A2

Tabla A2. Cálculo de periodo natural método promedio de velocidades

$\sum V_{si} * h_i$	V_s [m/s]	T_s [s]
9500.00	279.41	0.49

A.2 Promedio de lentitudes

Se utiliza la ecuación (4.20), los cálculos se presentan en la Tabla A3.

Tabla A3. Cálculo de periodo natural método promedio de lentitudes

$\sum h_i / V_{si}$	V_s [m/s]	T_s [s]
0.13	255.57	0.53

A.3 Método Rayleigh

Para calcular el periodo natural por este método primero se determinan los coeficientes z_n dados por la ecuación (4.22)

Tabla A4. Coeficientes para método Rayleigh

z_i	Radical
1.00	0.027
0.82	0.019
0.68	0.013
0.54	0.009
0.49	0.007
0.44	0.006
0.38	0.008
0.27	0.004
0.21	0.002
0.14	0.001
0.07	0.000
0.04	0.000
0.02	0.000
0.00	0.000
Σ	0.096

Se determina luego la cantidad $\sum d_i / G_i$ que para los datos analizados resulta 0.0003, finalmente, aplicando la ecuación (4.21) se determina el periodo que resulta 0.40 s.

A.4 Método Lysmer y Drake

Inicialmente, se determinan las matrices individuales de masa y rigidez para cada estrato, dada la discretización del perfil, se tienen 14 estratos, por tanto, se deben determinar 14 matrices de masa y rigidez. De la Tabla A5 a la Tabla A16 se muestran las matrices de cada estrato.

Tabla A5. Matriz de rigidez y masa para el estrato 1

K_1	<table style="border-collapse: collapse;"> <tr><td style="padding: 2px 10px;">16982.67</td><td style="padding: 2px 10px;">-16982.67</td></tr> <tr><td style="padding: 2px 10px;">-16982.67</td><td style="padding: 2px 10px;">16982.67</td></tr> </table>	16982.67	-16982.67	-16982.67	16982.67	M_1	<table style="border-collapse: collapse;"> <tr><td style="padding: 2px 10px;">1.16</td><td style="padding: 2px 10px;">0.58</td></tr> <tr><td style="padding: 2px 10px;">0.58</td><td style="padding: 2px 10px;">1.16</td></tr> </table>	1.16	0.58	0.58	1.16
16982.67	-16982.67										
-16982.67	16982.67										
1.16	0.58										
0.58	1.16										

Tabla A6. Matriz de rigidez y masa para el estrato 2

K_2	<table style="border-collapse: collapse;"> <tr><td style="padding: 2px 10px;">22833.84</td><td style="padding: 2px 10px;">-22833.84</td></tr> <tr><td style="padding: 2px 10px;">-22833.84</td><td style="padding: 2px 10px;">22833.84</td></tr> </table>	22833.84	-22833.84	-22833.84	22833.84	M_2	<table style="border-collapse: collapse;"> <tr><td style="padding: 2px 10px;">1.19</td><td style="padding: 2px 10px;">0.59</td></tr> <tr><td style="padding: 2px 10px;">0.59</td><td style="padding: 2px 10px;">1.19</td></tr> </table>	1.19	0.59	0.59	1.19
22833.84	-22833.84										
-22833.84	22833.84										
1.19	0.59										
0.59	1.19										

Tabla A7. Matriz de rigidez y masa para el estrato 3

K_3	<table style="border-collapse: collapse;"> <tr><td style="padding: 2px 10px;">22833.84</td><td style="padding: 2px 10px;">-22833.84</td></tr> <tr><td style="padding: 2px 10px;">-22833.84</td><td style="padding: 2px 10px;">22833.84</td></tr> </table>	22833.84	-22833.84	-22833.84	22833.84	M_3	<table style="border-collapse: collapse;"> <tr><td style="padding: 2px 10px;">1.19</td><td style="padding: 2px 10px;">0.59</td></tr> <tr><td style="padding: 2px 10px;">0.59</td><td style="padding: 2px 10px;">1.19</td></tr> </table>	1.19	0.59	0.59	1.19
22833.84	-22833.84										
-22833.84	22833.84										
1.19	0.59										
0.59	1.19										

Tabla A8. Matriz de rigidez y masa para el estrato 4

K ₄	57339.45	-57339.45	M ₄	1.22	0.61
	-57339.45	57339.45		0.61	1.22

Tabla A9. Matriz de rigidez y masa para el estrato 5

K ₅	57339.45	-57339.45	M ₅	1.22	0.61
	-57339.45	57339.45		0.61	1.22

Tabla A10. Matriz de rigidez y masa para el estrato 6

K ₆	57339.45	-57339.45	M ₆	1.22	0.61
	-57339.45	57339.45		0.61	1.22

Tabla A11. Matriz de rigidez y masa para el estrato 7

K ₇	28669.72	-28669.72	M ₇	2.45	1.22
	-28669.72	28669.72		1.22	2.45

Tabla A12. Matriz de rigidez y masa para el estrato 8

K ₈	46972.48	-46972.48	M ₈	2.45	1.22
	-46972.48	46972.48		1.22	2.45

Tabla A13. Matriz de rigidez y masa para el estrato 9

K ₉	46972.48	-46972.48	M ₉	2.45	1.22
	-46972.48	46972.48		1.22	2.45

Tabla A14. Matriz de rigidez y masa para el estrato 10

K ₁₀	46972.48	-46972.48	M ₁₀	2.45	1.22
	-46972.48	46972.48		1.22	2.45

Tabla A15. Matriz de rigidez y masa para el estrato 11

K ₁₁	93944.95	-93944.95	M ₁₁	1.22	0.61
	-93944.95	93944.95		0.61	1.22

Tabla A16. Matriz de rigidez y masa para el estrato 12

K_{12}	$\begin{bmatrix} 150866.46 & -150866.46 \\ -150866.46 & 150866.46 \end{bmatrix}$	M_{12}	$\begin{bmatrix} 1.26 & 0.63 \\ 0.63 & 1.26 \end{bmatrix}$
----------	--	----------	--

Tabla A17. Matriz de rigidez y masa para el estrato 13

K_{13}	$\begin{bmatrix} 150866.46 & -150866.46 \\ -150866.46 & 150866.46 \end{bmatrix}$	M_{13}	$\begin{bmatrix} 1.26 & 0.63 \\ 0.63 & 1.26 \end{bmatrix}$
----------	--	----------	--

Tabla A18. Matriz de rigidez y masa para el estrato 14

K_{14}	$\begin{bmatrix} 1435270.1 & -1435270.1 \\ -1435270.1 & 1435270.1 \end{bmatrix}$	M_{14}	$\begin{bmatrix} 0.75 & 0.37 \\ 0.37 & 0.75 \end{bmatrix}$
----------	--	----------	--

Luego, se arma la matriz de masa y rigidez global tal como se presentó en la Figura 4.7, de ese modo estas quedan:

Tabla A19. Matriz global de rigidez

K_G	$\begin{bmatrix} 16983 & -16983 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -16983 & 39817 & -22834 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -22834 & 45668 & -22834 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -22834 & 80173 & -57339 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -57339 & 114679 & -57339 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -57339 & 114679 & -57339 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -57339 & 86009 & -28670 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -28670 & 75642 & -46972 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -46972 & 93945 & -46972 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -46972 & 93945 & -46972 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -46972 & 140917 & -93945 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -93945 & 244811 & -150866 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -150866 & 301733 & -150866 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -150866 & 1586137 \end{bmatrix}$
-------	---

Tabla A20. Matriz global de masa

	1.2	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
	0.6	2.3	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
	0.0	0.6	2.4	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
	0.0	0.0	0.6	2.4	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
	0.0	0.0	0.0	0.6	2.4	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	2.4	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
M_G	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	3.7	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.2	4.9	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.2	4.9	1.2	0.0	0.0	0.0	0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.2	4.9	1.2	0.0	0.0	0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.2	3.7	0.6	0.0	0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	2.5	0.6	0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	2.5	0.6
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	2.0

Para la solución, partiendo de la ecuación de movimiento para vibración libre de sistemas no amortiguados se multiplica la ecuación por la inversa de la matriz global de masa, con lo cual el término de frecuencias queda multiplicado por la matriz identidad, de ese modo haciendo el cambio de variable $w_i^2 = \lambda$, se tiene:

$$[M_G]^{-1}[K_G] - \lambda[I] = 0$$

El cual es un problema tipo valores y vectores propios, cuya solución de detalla en libros comunes de métodos numéricos cómo (Chapra y Canale, 2010), la solución no trivial para el problema analizado se presenta en la

Tabla A21. Solución sistema para frecuencias

	14.53
	36.97
	59.44
	88.36
	114.40
w_i	141.30
	164.63
	209.30
	230.20
	265.20
	282.21
	370.41
	483.96
	972.58

De dónde la frecuencia angular natural del sistema o del primer modo de vibración es $w_1 = 14.53 \text{ rad} / s$, la cual corresponde a un periodo natural de vibración de $T_s = 0.43 \text{ s}$.

B. MARCO DE UN GRADO DE LIBERTAD

De los análisis de pendiente-deflexión, se tiene que para una condición empotrado – empotrado, la deflexión para una carga es:

$$\Delta = \frac{Fh^3}{12EI} \quad (\text{A.1})$$

Así la rigidez K de las columnas para el caso en que la viga se considera de rigidez infinita, puede calcularse cómo:

$$K = \frac{12EI}{h^3} \quad (\text{A.2})$$

Dónde:

E : Módulo de elasticidad

I : Segundo momento de inercia de la sección

h : Altura del elemento

El esquema del problema a resolver se muestra en la Figura A1

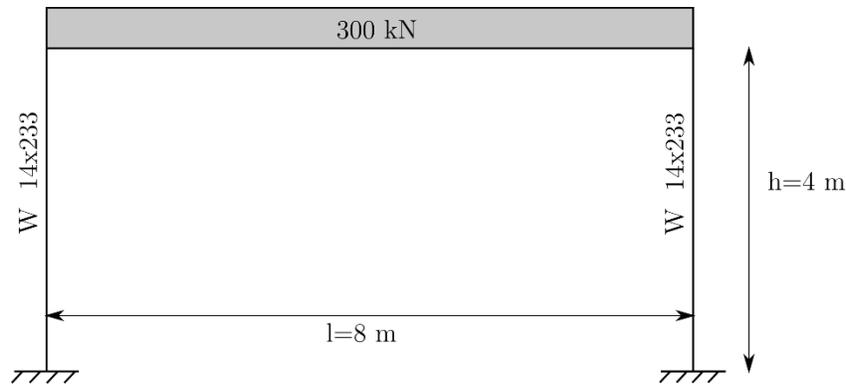


Figura A1. Esquema de marco para determinar periodo de vibración

Las propiedades de interés de la sección W 14x233 se presentan en la Tabla A22

Tabla A22. Propiedades sección W 14x233

E [kPa]	2.00E+08
A [in ²]	68.5
A [m ²]	0.044
I _{xx} [in ⁴]	3010
I _{xx} [m ⁴]	1.25E-03

Aplicando la ecuación (A.2) para el marco mostrado (2 columnas) se tiene que la rigidez del sistema es $K = 93964.2 \text{ kN} / \text{m}$, así el periodo natural de vibración se calcula usando la ecuación (4.15), resultando $T_e = 0.11 \text{ s}$.