



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN INGENIERIA
INGENIERIA CIVIL - GEOTECNIA

**ESTUDIO DE UNA METODOLOGÍA PARA LA DECONVOLUCIÓN DE SEÑALES
SÍSMICAS EN MATERIALES ELASTOPLÁSTICOS**

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

PRESENTA:
EDUARDO DANIEL HERNÁNDEZ TIEMPO

TUTORES PRINCIPALES
DR. MIGUEL ÁNGEL MÁNICA MALCOM, INSTITUTO DE INGENIERIA
DR. LUIS ALEJANDRO PINZÓN UREÑA, UNIV. CATÓLICA STA.MARÍA LA
ANTIGUA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX., FEBRERO DEL 2024



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. Ovando Shelley Efraín

Secretario: DR. Ordaz Schroeder Mario Gustavo

Vocal: DR. Mánica Malcom Miguel Ángel

1er. Suplente: DR. Pinzón Ureña Luis Alejandro

2do. Suplente: DR. Botero Jaramillo Eduardo

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. MIGUEL ÁNGEL MÁNICA MALCOM

A handwritten signature in black ink, written over a horizontal dashed line. The signature is cursive and appears to read 'Miguel Ángel Mánica Malcom'.

FIRMA

RESUMEN

Al realizar análisis dinámicos de respuesta de sitio, utilizando el método de elementos finitos (FE), la señal de entrada se requiere en la base del modelo. Sin embargo, los registros de aceleración generalmente se obtienen en la superficie y, por lo tanto, el movimiento deseado debe deconvolucionarse a la base del modelo. Esta deconvolución de la señal suele realizarse mediante la solución de la propagación unidimensional de ondas de corte en un medio elástico, en el dominio de la frecuencia. En este análisis, se incorpora el comportamiento no lineal mediante el método lineal equivalente, reduciendo iterativamente la rigidez secante y aumentando la relación de amortiguamiento en función de las deformaciones máximas alcanzadas en cada iteración. Sin embargo, cuando se utilizan modelos elastoplásticos avanzados en los análisis FE, es posible que no se recupere el movimiento superficial de campo libre original debido a las diferencias para caracterizar el comportamiento no lineal de los suelos en el método lineal equivalente durante la deconvolución. En este trabajo, se estudia una metodología para la deconvolución de señales sísmicas, en el dominio del tiempo, considerando materiales elastoplásticos no lineales. El procedimiento iterativo se emplea en diferentes escenarios, mediante el código de FE Plaxis 2D, con el objetivo de validar su aplicación. Se estudiaron algunos aspectos de la metodología, como la ventana de tiempo del registro y el uso de distintas señales de entrada. Asimismo, se valida el método a través de un caso de estudio con el sismo de Loma Prieta de 1989. Los resultados obtenidos proporcionan información relevante en el uso del procedimiento de deconvolución para la generación de movimiento de entrada en análisis dinámicos de FE.

ABSTRACT

When performing site response dynamic analyses, using the finite element (FE) method, the input signal is required at the base of the model. However, acceleration records are usually obtained at the surface, and therefore the desired motion must be deconvoluted to the base of the model. The latter is usually performed by solving the one-dimensional propagation of shear waves in an elastic medium, in the frequency domain. In this analysis, the nonlinear behavior is incorporated through the equivalent linear method, iteratively reducing the secant stiffness and increasing the damping ratio as a function of the maximum deformations reached in each iteration. However, when advanced elastoplastic models are used in FE analyses, the original free-field surface motion may not be recovered due to the different approach for the characterization of the nonlinear behavior of soils in the equivalent linear method during deconvolution. In this work, a methodology is studied for the deconvolution of surface ground motions, in the time domain, considering nonlinear elastoplastic materials. The iterative procedure is used in different scenarios, through the FE Plaxis 2D code, in order to validate its application. Some aspects of the methodology were studied, such as the time window of the record and the use of input signals with different characteristics. Furthermore, the method is validated through the case study of the 1989 Loma Prieta earthquake. The results obtained provide relevant insights for the use of the deconvolution procedure to generate input motions for dynamic FE analyses.

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi sincero agradecimiento a mis padres, Laura y Omar, por el tiempo y el amor incondicional que me han brindado. Su apoyo constante y su sacrificio han sido fundamentales para que yo pueda alcanzar este logro. Gracias por ser mi fuente de inspiración.

De la misma manera, quiero agradecer a mis hermanos Alex y Gael, sus palabras de aliento y comprensión fueron vitales para mantenerme motivado en los momentos más difíciles. Gracias por ser mi apoyo y por celebrar cada uno de mis logros como si fueran propios.

Además, quiero extender mi más profundo agradecimiento a mis asesores de tesis, el Dr. Miguel Mánica y el Dr. Luis Pinzón. Su experiencia, orientación y dedicación han sido esenciales en la elaboración de este trabajo. Sus consejos, críticas constructivas y su paciencia han sido fundamentales para enriquecer mi tesis y mi crecimiento académico. Estoy verdaderamente agradecido por la oportunidad de aprender de su conocimiento y por su compromiso constante.

CONTENIDO

RESUMEN

ABSTRACT

CAPÍTULO 1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1.	Objetivos y Alcances.....	1
1.2.	Contenido de la tesis	2
CAPÍTULO 2.	PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS	3
2.1.	Pruebas de campo.....	5
2.1.1.	<i>Pruebas a bajas deformaciones</i>	5
2.1.1.	<i>Pruebas a grandes deformaciones</i>	11
2.2.	Pruebas de laboratorio.....	12
2.2.1.	<i>Pruebas de laboratorio a bajas deformaciones</i>	13
2.2.2.	<i>Pruebas de laboratorio a grandes deformaciones</i>	15
2.3.	Modelos para caracterizar las propiedades dinámicas.....	18
2.3.1.	<i>Hardin y Drnevich</i>	20
2.3.1.	<i>Vucetic y Dorby</i>	21
2.3.1.	<i>Darendeli y Stokoe</i>	22
CAPÍTULO 3.	ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO.....	23
3.1.	Análisis lineales.....	23
3.1.1.	<i>Análisis lineal con funciones de transferencia</i>	23
3.1.2.	<i>Análisis lineal equivalente</i>	24
3.2.	Análisis no lineales.....	25
3.2.1.	<i>Modelos con amortiguamiento histerético</i>	27
3.2.2.	<i>Modelos con amortiguamiento viscoso</i>	27
CAPÍTULO 4.	TEORÍA DE LA ELASTOPLASTICIDAD	30
4.1.	Criterio de fluencia.....	30
4.1.1.	<i>Condiciones de carga y descarga</i>	31
4.1.2.	<i>Ley de flujo</i>	32
4.1.3.	<i>Formulación de la matriz de rigidez elastoplástica</i>	32
4.1.4.	<i>Endurecimiento</i>	34
CAPÍTULO 5.	MODELO CONSTITUTIVO HARDENING SOIL	36
5.1.	Comportamiento elástico.....	36
5.2.	Mecanismos de fluencia.....	36
5.2.1.	<i>Mecanismo de fluencia desviador</i>	36
5.3.	Ley de flujo y dilatación.....	38
5.3.1.	<i>Mecanismo de fluencia volumétrico</i>	40
5.4.	Rigidez a pequeñas deformaciones	42
CAPÍTULO 6.	METODOLOGÍA DE DECONVOLUCIÓN EN MATERIALES ELASTOPLÁSTICOS	45
6.1.	Descripción de la metodología.....	45
6.1.1.	<i>Técnica de ajuste espectral</i>	49
6.2.	Ejemplo de aplicación en Mánica et al. (2023).....	49
6.3.	Evaluación de la metodología	53
6.3.1.	<i>Espectro objetivo en superficie</i>	54
6.3.2.	<i>Duración de la señal</i>	57
6.3.3.	<i>Diferentes movimientos de entrada iniciales</i>	61

CAPÍTULO 7. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA AL CASO TREASURE ISLAND DURANTE EL SISMO DE LOMA PRIETA.....	66
7.1. Señal de entrada y espectro objetivo	66
7.2. Condiciones estratigráficas y determinación de parámetros	68
7.3. Modelo numérico en Plaxis.....	71
7.4. Resultados obtenidos.....	71
7.4.1. Caso 1. Partiendo del registro de la aceleración en superficie.....	71
7.4.2. Caso 2. Partiendo del registro de Yerba Buena Island.....	73
7.4.3. Caso 3 Partiendo de una señal deconvuelta en el dominio de la frecuencia.....	75
CAPÍTULO 8. CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN.....	78
REFERENCIAS	79

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Alcance y aplicabilidad de las pruebas dinámicas de laboratorio (Das y Ramana, 2011).	3
Figura 2.2 Definición del módulo secante G_{sec} y módulo tangente G_{tan} (Kramer, 1996).	4
Figura 2.3 Variación de la backbone curve y del módulo secante (Kramer, 1996).	4
Figura 2.4 Gráfica tiempo-distancia para cuatro estratos horizontales (Kramer, 1996).	6
Figura 2.5. Esquema general del sistema Crosshole. (ASTM, 2008).	7
Figura 2.6. Esquema general del sistema de sonda suspendida (Biringen, 2010).	8
Figura 2.7. Determinación de los tiempos de arribo (Instituto de Ingeniería, 2018).	9
Figura 2.8. Trazas típicas de llegada de ondas de corte (conjunto de datos polarizados) (ASTM, 2008).	10
Figura 2.9. Esquema general de una prueba de cono dinámico (Robertson y Cabal, 2014).	11
Figura 2.10. Fuerza de torsión aplicada en la probeta de suelo (Das y Ramana, 2011).	13
Figura 2.11. Curvas de respuesta bajo vibración forzada (Flores, 2008).	14
Figura 2.12. Bender element. El voltaje positivo hace que el elemento se doble en una dirección y el voltaje negativo hace que se doble hacia otra (Kramer, 1996).	15
Figura 2.13. Representación esquemática de la configuración de prueba triaxial cíclica controlada por carga o carrera (ASTM, 2003).	16
Figura 2.14 Funcionamiento de la prueba de corte directo simple (Das y Ramana, 2011).	18
Figura 2.15. Ciclo de histéresis no lineal (Ishihara, 1996).	18
Figura 2.16. Regla de Masing (Ishihara, 1996).	19
Figura 2.17. Modelo hiperbólico y definición de la deformación de referencia (Hardin y Drnevich, 1972).	20
Figura 2.18. Curvas de degradación del módulo de rigidez G/G_{max} para diferentes índices de plasticidad (Vucetic y Dorby, 1991).	21
Figura 2.19. Curvas de la relación de amortiguamiento para diferentes índices de plasticidad (Vucetic y Dorby, 1991).	21
Figura 3.1 (a) discretización del sistema de masa concentrada y (b) sistema de masa distribuida (Stewart et al., 2008).	26
Figura 3.2 Ciclo de histéresis producido por el modelo Morh Coulomb. (Itasca, 2023)	26
Figura 3.3 Variación de la relación de amortiguamiento crítico con la frecuencia angular (Itasca, 2023).	28
Figura 4.1 Superficie de fluencia (Krabbenhoft, 2002).	31
Figura 4.2 Carga y descarga plástica (Krabbenhoft, 2002).	32
Figura 4.3 Endurecimiento isotrópico y cinemático (Krabbenhoft, 2002).	34
Figura 5.1 Relación hiperbólica esfuerzo-deformación para una prueba triaxial drenada (Brinkgreve et al., 2022).	37
Figura 5.2 Lugares geométricos de fluencia para diferentes valores del parámetro de estado γ_p y la superficie de falla (Schanz et al., 1999).	38
Figura 5.3 ángulos de dilatancia, Ψ_m y fricción, ϕ_m movilizados para el modelo HS (Brinkgreve et al., 2022).	39
Figura 5.4 Límite de dilatancia para una prueba triaxial drenada (Brinkgreve et al., 2022).	39
Figura 5.5 Obtención del Eoedref a través de pruebas odométricas (Brinkgreve et al., 2022).	40
Figura 5.6 Superficies de fluencia en el plano p' - q (Brinkgreve et al., 2022).	41
Figura 5.7 Comportamiento característico de rigidez-deformación del suelo con rangos de deformación típicos para pruebas de laboratorio y estructuras (Atkinson y Sallfors, 1991).	42
Figura 5.8 Grafica del módulo secante y tangente (Brinkgreve et al., 2022).	44
Figura 6.1. Descripción general de la metodología (Mánica et al., 2023).	45
Figura 6.2. Función por partes para $a_i + 1T$ (Mánica et al., 2023).	47
Figura 6.3 Algoritmo completo del método iterativo de deconvolución (Mánica et al., 2023).	48

Figura 6.4. Modelado numérico de una columna de suelo en campo libre.	51
Figura 6.5 Espectros de respuesta en superficie del procedimiento iterativo para el sismo de Irpinia, 1980 EW (Mánica et al., 2023).	52
Figura 6.6 Evolución del error cuadrático medio entre el espectro objetivo y el espectro resultante del proceso iterativo para el sismo de Irpinia, 1980 EW (Mánica et al., 2023).	52
Figura 6.7 Registro de aceleración en superficie para el sismo de Irpinia, 1980 EW.	53
Figura 6.8 Espectro de respuesta en superficie para el sismo de Irpinia, 1980 EW.	53
Figura 6.9 Registro de aceleración en superficie para el sismo de Umbria, 1997 EW.	54
Figura 6.10 Espectro de respuesta en superficie para el sismo de Umbria, 1997 EW.	54
Figura 6.11 Espectros de respuesta en superficie del procedimiento iterativo con diferente espectro objetivo para el sismo de Irpinia, 1980 EW.	55
Figura 6.12 Error cuadrático medio entre el espectro objetivo y el espectro resultante del procedimiento iterativo con diferente espectro objetivo para el sismo de Irpinia, 1980 EW.	55
Figura 6.13 Historia de aceleraciones del movimiento de entrada inicial y de la mejor iteración con diferente espectro objetivo para el sismo de Irpinia, 1980 EW.	55
Figura 6.14 Espectros de respuesta en superficie del procedimiento iterativo con diferente espectro objetivo para el sismo de Umbria, 1997 EW.	56
Figura 6.15 Error cuadrático medio entre el espectro objetivo y el espectro resultante del procedimiento iterativo con diferente espectro objetivo para el sismo de Umbria, 1997 EW.	56
Figura 6.16 Historia de aceleraciones del movimiento de entrada inicial y de la mejor iteración con diferente espectro objetivo para el sismo de Umbria, 1997 EW.	57
Figura 6.17 Intensidad de Arias para el registro de Irpinia.	57
Figura 6.18 Intensidad de Arias para el registro de Umbria.	58
Figura 6.19. Espectros de respuesta en superficie del procedimiento iterativo con la señal recortada para el sismo de Irpinia, 1980 EW.	58
Figura 6.20. Error cuadrático medio entre el espectro objetivo y el espectro resultante del procedimiento iterativo con la señal recortada para el sismo de Irpinia, 1980 EW.	58
Figura 6.21. Espectros de respuesta en superficie del procedimiento iterativo con la señal recortada para el sismo de Umbria, 1997 EW.	59
Figura 6.22 Error cuadrático medio entre el espectro objetivo y el espectro resultante del procedimiento iterativo con la señal recortada para el sismo de Umbria, 1997 EW.	59
Figura 6.23 Historia de aceleraciones de la señal recortada y con ruido blanco para el sismo de Irpinia, 1980 EW.	60
Figura 6.24 Historia de aceleraciones de la señal recortada y con ruido blanco para el sismo de Umbria, 1997 EW.	60
Figura 6.25 Espectros de respuesta en superficie del procedimiento iterativo con la señal recortada y con ruido blanco para el sismo de Irpinia, 1980 EW.	61
Figura 6.26 Espectros de respuesta en superficie del procedimiento iterativo con la señal recortada y con ruido blanco para el sismo de Umbria, 1997 EW.	61
Figura 6.27 Soil test automatizado a través de Jupyter notebook	62
Figura 6.28 Curvas de degradación del módulo de rigidez al corte obtenidas de la simulación en Plaxis para diferentes esfuerzos de confinamiento.	63
Figura 6.29 Curvas de la relación de amortiguamiento crítico obtenidas de la simulación en Plaxis para diferentes esfuerzos de confinamiento.	63
Figura 6.30 Espectros de respuesta en superficie para la primera iteración del procedimiento iterativo con diferentes movimientos de entrada iniciales para el sismo de Irpinia, 1980 EW.	64
Figura 6.31 Espectros de respuesta en superficie del procedimiento iterativo con diferentes movimientos de entrada iniciales para el sismo de Irpinia, 1980 EW.	64
Figura 6.32 Error cuadrático medio entre el espectro objetivo y el espectro resultante del procedimiento iterativo con diferentes movimientos de entrada iniciales para el sismo de Irpinia, 1980 EW.	64

Figura 6.33 Espectros de respuesta en superficie para la primera iteración del procedimiento iterativo con diferentes movimientos de entrada iniciales para el sismo de Umbria, 1997 EW.....	65
Figura 6.34 Espectros de respuesta en superficie del procedimiento iterativo con diferentes movimientos de entrada iniciales para el sismo de Umbria, 1997 EW.....	65
Figura 6.35 Error cuadrático medio entre el espectro objetivo y el espectro resultante del procedimiento iterativo con diferentes movimientos de entrada iniciales para el sismo de Umbria, 1997 EW.....	65
Figura 7.1 Ubicación de los sitios de Treasure Island y Yerba Buena.....	66
Figura 7.2 Registros de aceleraciones en superficie de Treasure Island y Yerba Buena Island.	67
Figura 7.3 Esquema de los casos de estudio considerados.....	67
Figura 7.4 Curvas de degradación del módulo de rigidez al corte de los materiales en Treasure Island.	69
Figura 7.5 Curvas de la relación de amortiguamiento de los materiales en Treasure Island.	69
Figura 7.6 Curvas de degradación del módulo de rigidez al corte de la simulación en Plaxis.....	70
Figura 7.7 Curvas de la relación de amortiguamiento crítico de la simulación en Plaxis.....	70
Figura 7.8 Geometría, condiciones de frontera y malla del elemento finito	71
Figura 7.9 Espectros de respuesta en superficie del proceso iterativo para el Caso 1.....	72
Figura 7.10 Error cuadrático medio del proceso iterativo para el Caso 1.	72
Figura 7.11 Comparación de aceleraciones en superficie para el Caso 1.....	73
Figura 7.12 Registro de aceleración en Yerba Buena y aceleración deconvuelta para el Caso 2.	73
Figura 7.13 Espectros de respuesta en la superficie para el Caso 2.	74
Figura 7.14 Error cuadrático medio para el Caso 2.....	74
Figura 7.15 Comparación de aceleraciones en superficie para el Caso 2.....	75
Figura 7.16 Registro de aceleración en Tresure Island y aceleración deconvuelta con el método lineal equivalente para el Caso 3.....	75
Figura 7.17 Espectros de respuesta en superficie para el Caso 3.	76
Figura 7.18 Error cuadrático medio para el caso 3.....	76
Figura 7.19 Comparación de los errores cuadráticos para los tres casos de análisis.....	76
Figura 7.20 Comparación de las aceleraciones en la base para el Caso 3.....	77

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1. Correlaciones con pruebas de campo para grandes deformaciones (Kramer, 1996).	12
Tabla 6.1 Parámetros del ejemplo de aplicación (Pinzón et at., 2020).	49
Tabla 6.2 Propiedades de los movimientos de entrada (Mánica et at., 2023).	51
Tabla 6.3 Parámetros de la columna de suelo discretizada.	62
Tabla 7.1 Estratigrafía considerada para el sitio Treasure Island.....	68
Tabla 7.2 Estratigrafía considerada para el sitio Yerba Buena	68
Tabla 7.3. Parámetros de los materiales de Treasure Island.....	70

SIMBOLOGÍA

$ACC_{i=0}^{base}$	=	Aceleración inicial en la base del modelo.
$AF_i(T)$	=	Factor de amplificación.
A_c	=	Área del espécimen después de la consolidación.
$a_{máx}$	=	Aceleración máxima.
$a_{i+1}(T)$	=	Variable que controla la magnitud de las correcciones del modelo.
c	=	Cohesión.
C	=	Matriz de amortiguamiento Rayleigh.
$d\sigma$	=	Incremento de esfuerzos.
$d\epsilon$	=	Incremento de deformación total.
$d\epsilon^e$	=	Incremento de deformaciones elásticas.
$d\epsilon^p$	=	Incremento de deformaciones plásticas.
$d\Lambda$	=	Incremento del multiplicador plástico.
D^e	=	Matriz de rigidez elástica.
D^{ep}	=	Matriz de rigidez elastoplástica.
D_s	=	Profundidad de la fuente.
D_G	=	Profundidad del geófono.
$D5-95$	=	Duración significativa.
E	=	Módulo de elasticidad.
E_i	=	Módulo de elasticidad inicial.
e	=	Relación de vacíos.
E_s	=	Elevación de la parte superior de la perforación en la que se ubica la fuente.
E_G	=	Elevación de la parte superior de la perforación en la que se ubican los geófonos.
E_{50}	=	Parámetro de rigidez correspondiente a la carga desviadora.
E_{50}^{ref}	=	Parámetro de rigidez correspondiente a la carga desviadora a una presión de referencia.
E_{oed}	=	Parámetro de rigidez correspondiente a la carga volumétrica.
E_{oed}^{ref}	=	Parámetro de rigidez correspondiente a la carga volumétrica a una presión de referencia.
E_{ur}	=	Módulo de elasticidad de descarga-recarga.
E_{ur}^{ref}	=	Módulo de elasticidad de descarga-recarga correspondiente a una presión de referencia.
$F_{i=1}^{raw}(T)$	=	Factor de corrección.
$F_{i+1}(T)$	=	Factor de corrección ajustado.
F_{jk}	=	Relación en función de los espectros de respuesta.
F_t	=	Fuerza de torsión.
f	=	Función de fluencia.
f_c	=	Función del mecanismo de fluencia volumétrico.
\bar{f}	=	Función de esfuerzos.
f_i	=	Frecuencia inicial.
Δf	=	Incremento de frecuencia.
f_f	=	Frecuencia final.
f_0	=	Frecuencia correspondiente a la aceleración máxima.

f_{max}	=	Frecuencia más grande contenida en la señal de entrada.
f_{mix}	=	Frecuencia central para el rango en que el amortiguamiento Rayleigh es independiente de la frecuencia.
G	=	Módulo de rigidez al corte del suelo.
g	=	Función de potencial plástico.
∇g	=	Gradiente de potencial plástico.
G_{max}	=	Módulo de rigidez al corte máximo.
G_{ur}	=	Módulo de rigidez al corte de descarga-recarga.
G_{sec}	=	Módulo de rigidez al corte secante.
G_{tan}	=	Módulo de rigidez al corte tangente.
h	=	Altura de la probeta.
i_1	=	Ángulo de incidencia.
i_2	=	Ángulo de refracción.
I	=	Momento polar de inercia.
I_0	=	Momento polar de inercia de la masa vibrante sobre la probeta.
IP	=	Índice de plasticidad.
IA	=	Intensidad de Arias.
\mathbf{K}	=	Matriz global de rigidez de Rayleigh.
K	=	Módulo dinámico de deformación volumétrica.
K_0	=	Coefficiente de empuje en reposo.
K_s	=	Módulo de rigidez volumétrica.
K_c	=	Módulo de rigidez volumétrica de expansión.
K_s^{ref}	=	Módulo de rigidez volumétrica de referencia en descarga-recarga.
L	=	Longitud.
l_c	=	Distancia lineal corregida.
l_g	=	Distancia entre geófonos.
L_H	=	Distancia horizontal entre la parte superior de la perforación de la fuente y de la perforación del geófono.
L_R	=	Distancia en línea recta.
L_S	=	Altura del espécimen después de la consolidación.
\mathbf{M}	=	Matriz global de masa de Rayleigh.
M	=	Parámetro que delimita la ordenada del mecanismo de fluencia volumétrico.
m	=	Exponente que controla la dependencia de los esfuerzos en el modelo HS.
M_s	=	Magnitud del sismo.
M_w	=	Magnitud de momento.
P_c	=	Carga cíclica que se aplicará a la muestra.
p^{ref}	=	Presión de referencia.
p'	=	Esfuerzo medio efectivo.
p_p	=	Parámetro que define la magnitud del mecanismo de fluencia volumétrico.
$\Delta p'$	=	Incremento del esfuerzo medio efectivo.
q	=	Esfuerzo desviador.
q_f	=	Esfuerzo desviador último.

q_a	=	Esfuerzo desviador asintótico.
R_1	=	Receptor 1 para sonda suspendida.
R_2	=	Receptor 2 para sonda suspendida.
R_γ	=	Relación entre la deformación cortante efectiva y la deformación cortante máxima.
R_f	=	Relación de falla entre el esfuerzo desviador último y el esfuerzo desviador asintótico.
R_{jb}	=	Distancia Joyner Boore al plano de ruptura.
R_{rup}	=	Distancia más cercana al plano de ruptura.
$SA^{target}(T)$	=	Espectro de respuesta del movimiento objetivo.
$SA_i^{base}(T)$	=	Espectro de respuesta en la base del modelo.
$SA_i^{surface}(T)$	=	Espectro de respuesta en la superficie.
S_{DA}	=	Deformación de amplitud doble.
S	=	Relación de esfuerzo.
SR	=	Espectro de respuesta.
t	=	Tiempo de recorrido.
T	=	Periodo de vibración.
$t_{p,s,1}$	=	Tiempos de arribo de las ondas P y S en el geófono 1.
$t_{p,s,2}$	=	Tiempos de arribo de las ondas P y S en el geófono 2.
$\ddot{\mathbf{u}}$	=	Vector de aceleración.
$\ddot{\mathbf{u}}_g$	=	Vector de aceleración en la base.
$\dot{\mathbf{u}}$	=	Vector de velocidad.
\dot{u}_x	=	Velocidad horizontal de la partícula del movimiento ascendente que se propaga.
\mathbf{u}	=	Vector de desplazamiento.
V_a	=	Velocidad media aparente.
$V_{p,s}$	=	Velocidades de onda.
V_1	=	Velocidad de la capa superior de suelo.
V_2	=	Velocidad de la capa inferior de suelo.
V_P	=	Velocidad de propagación de ondas de compresión.
V_S	=	Velocidad de propagación de ondas de corte.
x_S	=	Desviación en el eje N-S a la profundidad de la fuente.
x_G	=	Desviaciones en el eje N-S a la profundidad del geófono.
y_S	=	Desviación en el eje E-O a la profundidad de la fuente.
y_G	=	Desviaciones en el eje N-S a la profundidad del geófono.
X	=	Distancia horizontal entre el centro de la fuente de energía y la perforación.
α	=	Constante de amortiguamiento proporcional a la masa.
$\boldsymbol{\alpha}$	=	Vector de define n parámetros de estado de un material en específico
β	=	Constante de amortiguamiento proporcional a la rigidez.
γ	=	Deformación angular.
γ^p	=	Parámetro de estado en función de las deformaciones plásticas.
γ_r	=	Deformación angular de referencia.
γ_s	=	Peso unitario del suelo.
$\gamma_{máx j}^{(i)}$	=	Deformación cortante máxima.

$\gamma_{eff j}^{(i)}$	=	Deformación cortante efectiva.
$\gamma_{0.70}$	=	Módulo de rigidez al corte en el que el módulo de corte secante se reduce al 70%.
γ_c	=	Máxima deformación angular cíclica aplicada.
Δ_x	=	Tamaño del elemento más grande de la malla.
ΔT_{R2-R1}	=	Diferencia en los tiempos de viaje de las ondas transversales desde la fuente hasta los receptores a mayor y menor profundidad.
∇f	=	Gradiente de la función de fluencia (componente normal a la superficie de fluencia).
ϵDA	=	Esfuerzo axial de amplitud doble.
ϵSA	=	Esfuerzo axial de amplitud única.
ϵ_1	=	Deformación vertical.
ϵ_v	=	Deformación volumétrica.
ϵ_q^p	=	Deformación plástica desviadora.
ϵ_v^p	=	Deformación plástica volumétrica.
$\Delta \epsilon_v^p$	=	Incremento de deformación plástica volumétrica.
ϵ	=	Deformación unitaria axial.
Φ	=	Azimut respecto al norte desde la parte superior de la perforación de la fuente hasta la perforación del geófono.
λ	=	Relación de amortiguamiento.
$\lambda_{máx}$	=	Relación de amortiguamiento cuando $\frac{G}{G_{máx}}$ tiende a cero.
$\lambda_{0 min}$	=	Longitud de onda mínimo.
λ_{min}	=	Relación de amortiguamiento crítico mínima.
ν	=	Relación de Poisson.
ν_{ur}	=	Relación de Poisson para descarga/recarga
λ_i	=	Relación de amortiguamiento crítico del modo i .
ρ	=	Densidad.
σ	=	Vector que contiene las seis componentes independientes del tensor de esfuerzos.
σ'_v	=	Esfuerzo vertical efectivo.
σ'_c	=	Esfuerzo efectivo de confinamiento.
σ'_3	=	Esfuerzo principal menor
τ	=	Esfuerzo cortante.
$\tau_{máx}$	=	Esfuerzo cortante máximo.
φ	=	Ángulo de fricción interna.
φ_m	=	Ángulo de fricción movilizado.
φ_{cv}	=	Ángulo de fricción en estado crítico.
Ψ	=	Ángulo de dilatancia.
Ψ_m	=	Ángulo de dilatancia movilizado.
ω_n	=	Frecuencia circular natural de la probeta.
ω_i	=	Frecuencia circular del modo i .
ω_{min}	=	Frecuencia circular para el rango en que el amortiguamiento Rayleigh es independiente de la frecuencia.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

Cuando se realizan análisis dinámicos numéricos a través de métodos como el elemento finito (FEM), la excitación sísmica de entrada debe aplicarse en la base del modelo. Sin embargo, los registros de aceleración en profundidad rara vez están disponibles. El movimiento deseado puede determinarse a través de un procedimiento de deconvolución, que suele realizarse mediante la solución de la propagación unidimensional de ondas de corte en un medio elástico, en el dominio de la frecuencia. El software de más utilizado para este análisis, basado en el enfoque lineal equivalente, es el SHAKE (Schnabel et al., 1972), así como su versión modificada SHAKE91 (Idriss y Sun, 1992). Sin embargo, como se detalle más adelante, existen varias dificultades relacionadas con su aplicación.

Investigaciones recientes identifican algunas inconsistencias en el uso del método lineal equivalente en análisis de respuesta de sitio. Bolisetti et al. (2014) realizaron un estudio basado en el análisis de respuesta con SHAKE, y dos softwares más que trabajan con métodos no lineales (DEEPSOIL y LS-DYNA), para el diseño de estructuras nucleares. Concluyen que el método lineal equivalente no es capaz de reproducir la respuesta de aceleración de altas frecuencias, lo que da como resultado aceleraciones espectrales casi constantes para periodos cortos. Por otro lado, Poul y Zerva (2018) proponen una metodología para la deconvolución de componentes sísmicas horizontales y verticales en medios viscoelásticos mediante el método FEM, donde identifican que el uso de los movimientos en la base deconvolucionados con SHAKE, y aplicados directamente al análisis numérico de elementos finitos, puede producir diferencias importantes.

El principal inconveniente surge al utilizar una formulación de amortiguamiento diferente. Además, la caracterización del comportamiento del suelo en términos de una reducción progresiva del módulo secante es una simplificación. Al considerar una reducción de la rigidez elástica se están obviando fenómenos complejos durante la deformación cíclica como la fluencia, la acumulación de deformaciones plásticas, endurecimiento/ablandamiento, efectos de la velocidad de deformación, influencia de la anisotropía, influencia del historial de esfuerzos, entre otros (Pecker, 2007; Ordaz et al., 2022).

Estas limitaciones han motivado a la implementación de análisis numéricos en el dominio del tiempo. Por ejemplo, Sooch y Bagchi (2014) desarrollaron un método basado en el ajuste de las ordenadas espectrales de respuesta a diferentes frecuencias, donde los factores de corrección se calculan para cada frecuencia mediante la relación entre la amplitud del espectro de respuesta objetivo y la amplitud del espectro de respuesta de la historia de aceleraciones reproducida. De manera similar, Poul y Zerva (2018) desarrollaron un método iterativo que funciona a través de la modificación de la amplitud de fase que es adecuado para deconvolucionar movimientos sísmicos tanto horizontales como verticales en medios viscoelásticos lineales por medio del FEM. Particularmente, en el presente trabajo se estudia y valida una metodología para la deconvolución en el dominio del tiempo de señales sísmicas superficiales en materiales elastoplásticos no lineales, desarrollada por Mánica et al. (2023).

1.1. Objetivos y Alcances

Estudiar la metodología para la deconvolución de señales propuesta por Mánica et al. (2023), en materiales elastoplásticos, a través de un modelo en campo libre, con el fin de modificar diferentes señales de entrada y que estas sean capaces de producir señales en superficie con espectros de respuesta similares al objetivo. Asimismo, se busca validar la metodología de Mánica et al. (2023) en el caso de estudio de Treasure Island, durante el terremoto de Loma Prieta de 1989, en donde se identificaron significativos efectos de sitio.

1.2. Contenido de la tesis

En el capítulo 2 se describe de manera general las propiedades dinámicas para caracterizar el suelo, se mencionan los niveles de deformación a los que trabajan los diferentes métodos y se resumen los procedimientos de campo y laboratorio para la caracterización de un suelo a través de sus curvas de degradación y amortiguamiento. Asimismo, se señalan cuáles son los modelos más utilizados para caracterizar las propiedades dinámicas.

En el capítulo 3 se exponen las diferentes metodologías para la realización de análisis de respuesta de sitio. Se mencionan los métodos que operan en el dominio del tiempo y los que operan en el dominio de la frecuencia. También se describe el método lineal equivalente, el cual también se utiliza en el desarrollo del presente trabajo, y se describen los aspectos generales del método de elemento finito para el análisis dinámico.

El capítulo 4 describe los conceptos fundamentales de la teoría de la elastoplasticidad: (a) criterio de fluencia, que define el límite en el que el material comienza a acumular deformaciones plásticas; (b) la regla de flujo, que describe la dirección del flujo plástico; y (c) la condición de consistencia, que garantiza que el estado de esfuerzos permanezca sobre la superficie de fluencia.

El capítulo 5 describe los modelos constitutivos Hardening soils y Hardening soils small strains, los cuales fueron utilizados para los análisis del presente trabajo. Dicha descripción se hace en términos de sus elementos principales, como sus mecanismos de fluencia desviador y volumétrico, la ley de flujo y su relación con la dilatación, y la formulación para considerar la rigidez a pequeñas deformaciones.

En el capítulo 6 se describe la metodología desarrollada por Mánica et al. (2023), a través de un caso práctico, en donde se analizan tres pares de registros de los terremotos de L'Aquila (2009), Irpinia (1980) y Umbría (1997). En este ejemplo de aplicación, descrito en Mánica et al. (2023), se considera la presencia de un depósito de arena de 30 metros de espesor. Este caso de estudio se utiliza para explorar algunos aspectos de la metodología, como el uso de diferentes ventanas de tiempo en las historias temporales y el uso de distintas señales iniciales.

En el capítulo 7 se plantea el caso de estudio de Treasure Island, durante el terremoto de Loma Prieta de 1989. Tomando en cuenta las recomendaciones derivadas del capítulo anterior, se aplica la metodología de Mánica et al. (2023) al caso de estudio para derivar la señal de entrada correcta en el modelo numérico que reproduzca satisfactoriamente el movimiento registrado en superficie. En este caso también se estudian diferentes señales iniciales para la metodología iterativa y se estudia su impacto en su desempeño.

En el capítulo 8 se presentan las conclusiones derivadas del presente trabajo, así como posibles líneas futuras de investigación.

CAPÍTULO 2. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS

Debido a la necesidad de estimar la respuesta de un depósito sujeto a cargas dinámicas, se han desarrollado diferentes técnicas para estimar las propiedades del terreno. Sin embargo, no existe un procedimiento que sea capaz de cubrir todo el intervalo de deformaciones requerido (de 1×10^{-5} a 10 %). Asimismo, para realizar una correcta caracterización del suelo, se deben ejecutar conjuntamente trabajos de campo y de laboratorio. Algunas propiedades dinámicas y características del suelo de interés ante cargas cíclicas son:

- Módulo de rigidez al corte G (a pequeñas deformaciones y su evolución con la deformación).
- Relación de amortiguamiento crítico λ (a diferentes niveles de deformación).
- Módulo dinámico de deformación volumétrica K (a diferentes niveles de deformación).
- Relación de Poisson ν .
- Propiedades esfuerzo-deformación.
- Parámetros para identificar el potencial de licuación.

En la Figura 2.1 se muestra la amplitud de los niveles de deformación por cortante, el tipo de pruebas dinámicas aplicables y el área de aplicación de los resultados. Considerando un elemento de suelo en un depósito, en condiciones geoestáticas, la acción sísmica induce un esfuerzo cortante que cambia irregularmente con el tiempo. Esta variación genera una respuesta lineal en el plano esfuerzo cortante-deformación angular ($\tau - \gamma$) a pequeñas deformaciones ($\gamma \approx 10^{-5}$ %), y no lineal para deformaciones mayores ($\gamma > 10^{-5}$ %).

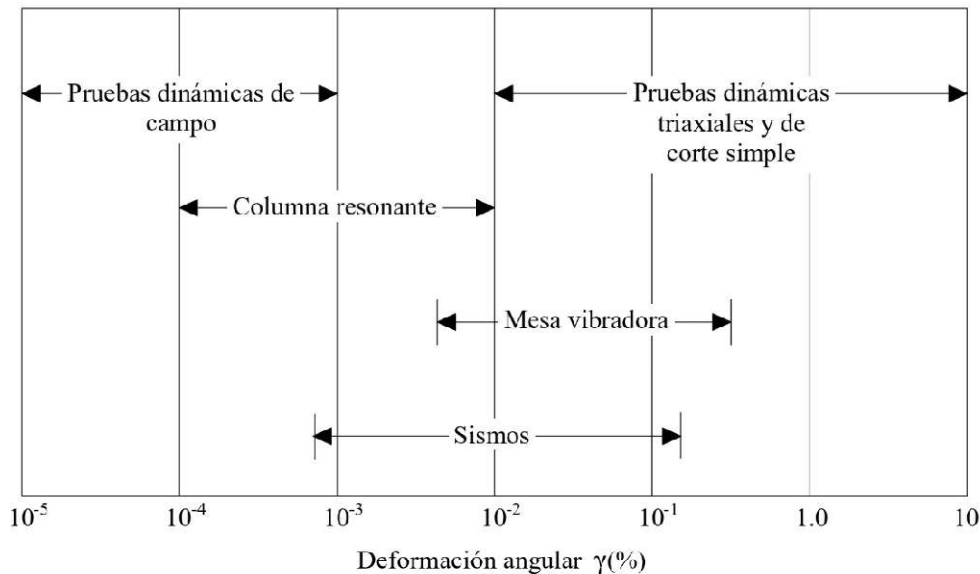


Figura 2.1. Alcance y aplicabilidad de las pruebas dinámicas de laboratorio (Das y Ramana, 2011).

Una de las propiedades dinámicas fundamentales es el módulo de rigidez al corte G , la cual es una variable que relaciona el esfuerzo cortante y la deformación angular no lineal. Durante una cierta prueba, la inclinación de un ciclo de histéresis depende de la rigidez del suelo, y puede definirse en cualquier momento durante el proceso de carga por el módulo de rigidez tangente G_{tan} . Por otro lado, el módulo de rigidez secante G_{sec} describe la inclinación general, y representa un valor de rigidez promedio del ciclo (ver Figura 2.2).

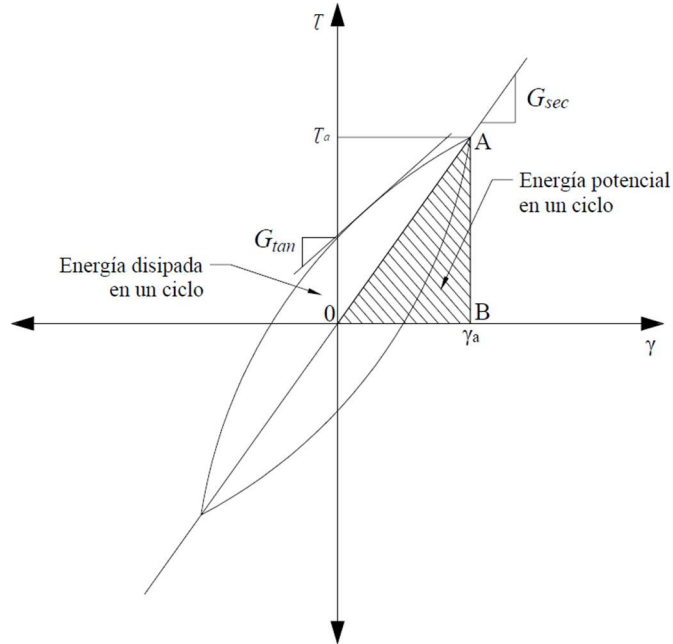


Figura 2.2. Definición del módulo secante G_{sec} y módulo tangente G_{tan} (Kramer, 1996).

La curva que une los puntos correspondientes a las puntas de los ciclos de histéresis, para varias amplitudes de deformación, se denomina curva *backbone* o curva de esqueleto. Su pendiente en el origen representa el módulo de rigidez máximo G_0 . La variación de la relación del módulo normalizado G_{sec}/G_0 con la deformación por corte γ se describe gráficamente mediante una curva de reducción del módulo (Figura 2.3).

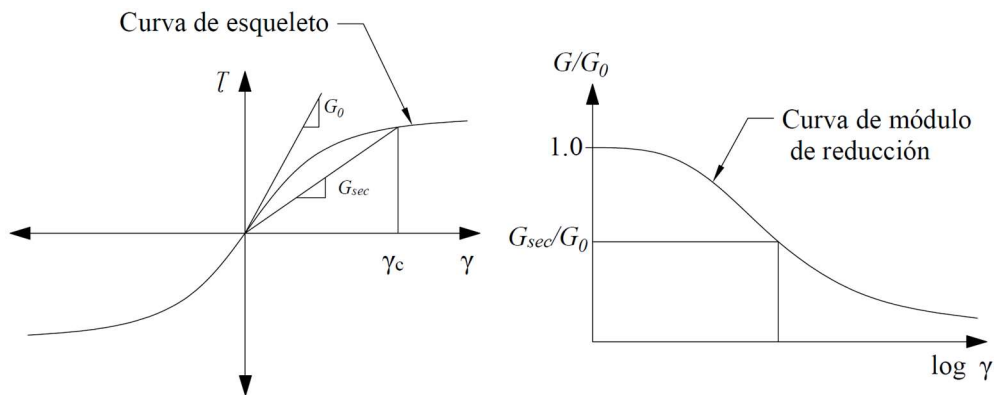


Figura 2.3. Variación de la backbone curve y del módulo secante (Kramer, 1996).

A través del cálculo de la velocidad de propagación de ondas de corte V_s se puede obtener el módulo al cortante G_0 con la siguiente ecuación:

$$G = \rho V_s^2 \quad (2.1)$$

donde ρ es la densidad del suelo.

La respuesta de una muestra de suelo sometida a carga cíclica se caracteriza por la aparición de ciclos de histéresis, que representan la capacidad del material para disipar energía potencial que almacena debido a su rigidez. El amortiguamiento histerético λ , que es otra propiedad fundamental para

caracterizar el comportamiento dinámico de un suelo, es la relación entre la energía disipada y la energía almacenada por deformación durante un ciclo. El área incluida en el bucle de histéresis es una medida de la energía disipada por el suelo durante el ciclo, mientras que el área del triángulo $A0B$ en la Figura 2.2 es una medida de la energía potencial en un ciclo. Por lo tanto, la relación de amortiguamiento se puede expresar de la siguiente manera:

$$\lambda = \frac{\text{área del ciclo de histeresis}}{4\pi \cdot \text{área } A0B} \quad (2.2)$$

En el siguiente apartado se describen algunas de las pruebas de campo de laboratorio para caracterizar el comportamiento dinámico/cíclico de los suelos.

2.1. Pruebas de campo

Las pruebas de campo permiten obtener características y condiciones de un sitio. Por medio de estas, se realiza una interpretación de la discretización en profundidad del depósito y se obtienen propiedades dinámicas tales como: las velocidades de propagación de ondas de compresión V_P y de cortante V_S y el periodo o frecuencia predominante del sitio. Existen pruebas de campo, a través de métodos geofísicos, que son de gran utilidad cuando la perforación y muestreo es difícil por el tipo de suelo, u otras que requieren de una perforación para su ejecución. Estas últimas tienen la ventaja de extraer muestras que pueden analizarse en el laboratorio. Con el cálculo de velocidades de ondas, se puede obtener la rigidez a pequeñas deformaciones G_0 , la cual se utilizan para caracterizar el valor máximo de G en las curvas de degradación.

2.1.1. Pruebas a bajas deformaciones

Las pruebas de bajas deformaciones operan a niveles de deformación de corte menores a 0.001%, y su interpretación se basa en la teoría de la propagación de ondas en materiales elásticos lineales. Algunas de estas pruebas se describen brevemente a continuación.

2.1.1.1. Refracción sísmica

La técnica de refracción sísmica se utiliza para localizar y representar gráficamente los contactos entre diferentes unidades litológicas, así como determinar la velocidad de propagación de las ondas a partir de las observaciones de los tiempos de arribo. Su ejecución se encuentra estandarizada (e.g. ASTM D 5777-00, 2000), y consiste en realizar las mediciones del tiempo de viaje de ondas de compresión P y de cortante S a través de los materiales entre la fuente y uno o varios geófonos. Cuando la onda alcanza la interfaz entre dos materiales de diferente velocidad, las ondas son refractadas de acuerdo con la ley de Snell, la cual relaciona el ángulo de incidencia con el ángulo del rayo refractado en la interfase de dos medios con velocidades distinta:

$$\frac{V_1}{V_2} = \frac{\sin(i_1)}{\sin(i_2)} \quad (2.3)$$

donde V_1 es la velocidad de la capa superior, V_2 es la velocidad de la capa inferior, i_1 es el ángulo de incidencia y i_2 es el ángulo de refracción.

En una primera etapa, se provoca un impacto sobre la superficie con un martillo, un dispositivo mecánico o algún otro tipo de fuente de impulso, que genera un frente de propagación de ondas sísmicas, el cual se registra en uno o varios puntos mediante geófonos. Los geófonos generalmente deben estar tendidos en una línea, y su función consiste en convertir las vibraciones del suelo en una señal eléctrica que es registrada y procesada por un sismógrafo. En cada registro (sismograma) se

mide el tiempo preciso en el que la onda hace contacto con el geófono. Una vez que se tienen los registros con los tiempos de arribo, se obtiene la gráfica tiempo-distancia (entre la fuente y el geófono), también llamada dromocrónica, con la cual se pueden estimar las velocidades sísmicas aparentes, que son los recíprocos de las pendientes de las líneas trazadas en las dromocrónicas y pueden ser V_P o V_S .

Las ecuaciones para obtener la velocidad en cada capa a partir de la gráfica tiempo-distancia se basan en las siguientes suposiciones:

- Los límites entre las capas son planos y horizontales, o se inclinan en un ángulo constante.
- No hay relieve en la superficie.
- Cada capa es homogénea e isotrópica.
- La velocidad de onda de las capas aumenta con la profundidad.
- Las capas intermedias deben tener suficiente contraste de velocidad, espesor y extensión lateral para ser detectadas.

La profundidad de un refractor se calcula utilizando la geometría de la fuente al geófono, determinando las velocidades sísmicas aparentes y el tiempo de intercepción o las distancias de cruce (Figura 2.4).

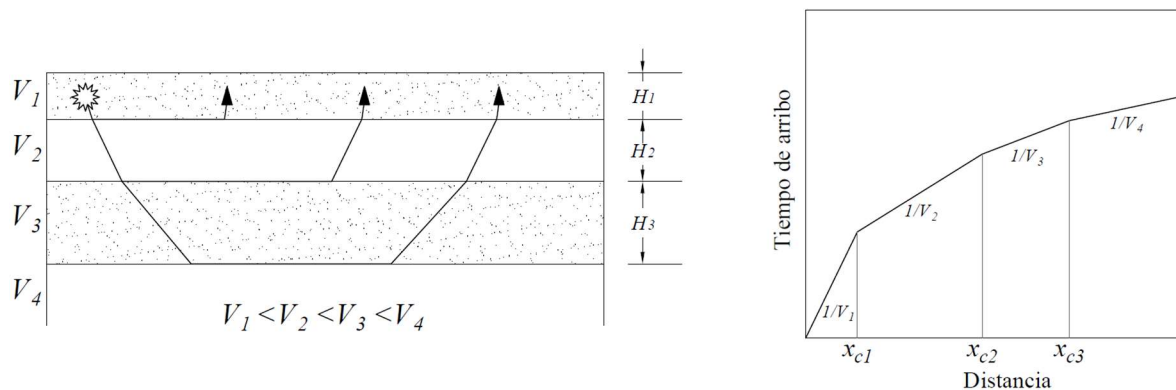


Figura 2.4. Gráfica tiempo-distancia para cuatro estratos horizontales (Kramer, 1996).

2.1.1.2. Crosshole

El método de Crosshole tiene como objetivo la determinación de V_P y V_S . La configuración más simple consiste en dos perforaciones, una que contiene una fuente de energía para generar un impulso y la otra contiene un receptor que capta las ondas. La fuente y los receptores deben estar ubicados al mismo nivel para que a través de diferentes mediciones se pueda obtener un perfil de velocidades.

Para tener resultados confiables, es conveniente que la prueba se realice con tres perforaciones dispuestas sobre una línea. En la primera perforación queda instalada la fuente de energía, mientras que en los otros dos pozos se ubican los receptores. La norma ASTM D 4428/ASTM D 4428M-00 (2000) sugiere que la separación entre las perforaciones debe ser de 3 m, y puede extenderse hasta 4.5 m si se sabe que el material ensayado tiene velocidades de corte mayores a los 450 m/s.

En una primera etapa, se realizan las perforaciones y se ademan. En seguida se rellena el espacio entre el tubo y la perforación con una lechada que cuente con una densidad similar al del material extraído. La prueba comienza colocando la fuente de energía y los receptores a una profundidad no mayor a 1.5 m en el estrato que se está investigando. A continuación, se activa la fuente y se registran simultáneamente las mediciones en ambos receptores. De la misma forma, la prueba continua con el

desplazamiento de la fuente y los sensores a la siguiente profundidad hasta alcanzar el fondo de la perforación (Figura 2.5).

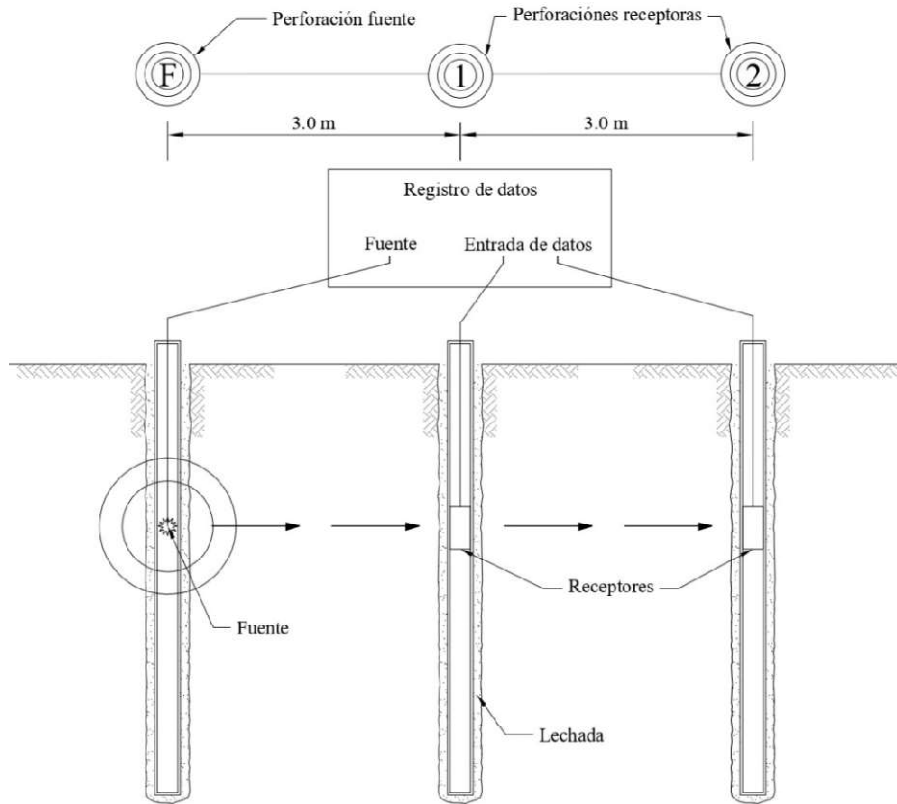


Figura 2.5. Esquema general del sistema Crosshole. (ASTM, 2008).

Se debe establecer la distancia horizontal correcta entre las perforaciones. Las velocidades de las ondas sísmicas que compensan la desviación del pozo se calculan estimando la distancia en línea recta desde la fuente hasta los receptores, a partir de la siguiente expresión:

$$l_c = \sqrt{[(E_s - D_s) - (E_G - D_G)]^2 + (L_H \cos \Phi + x_G - x_S)^2 + (L_H \sin \Phi + y_G - y_S)^2} \quad (2.4)$$

donde l_c es la distancia lineal corregida, E_s es la elevación de la parte superior de la perforación en la que se ubica la fuente, E_G es la elevación de la parte superior de la perforación en la que se ubican los geófonos, D_s es la profundidad de la fuente, D_G es la profundidad del geófono, L_H es la distancia horizontal entre la parte superior de la perforación de la fuente y de la perforación del geófono, Φ es el azimut respecto al norte desde la parte superior de la perforación de la fuente hasta la perforación del geófono, x_S es la desviación en el eje N-S a la profundidad de la fuente, y_S es la desviación en el eje E-O a la profundidad de la fuente, x_G representa las desviaciones en el eje N-S a la profundidad del geófono y y_G las desviaciones en el eje N-S a la profundidad del geófono. La velocidad de propagación es igual a l_c dividida entre el tiempo de recorrido:

$$V_{p,s} = \frac{l_c}{\Delta t} \quad (2.5)$$

2.1.1.3. Sonda suspendida

Las pruebas con el equipo de sonda suspendida permite la determinación in situ de las velocidades de propagación V_P y V_S , a diferentes profundidades y en distintos tipos de suelo. En la prueba, el sistema genera ondas que viajan a través del suelo y son registradas por los geófonos. Sin embargo, a diferencia de las pruebas anteriores, tanto la fuente como los geófonos son parte de la sonda. Esta se mueve por la perforación en sentido ascendente o descendente, produciendo una señal con amplitud aproximadamente constante en toda la perforación.

Para la ejecución del ensaye se requiere: una perforación previa, la sonda, el cable, el winch o malacate y el sistema de control y adquisición de datos. La prueba consiste en generar un golpe a través de una fuente (transmisor) y dos geófonos (superior e inferior), separados por unos filtros, sirven como receptores de esta. El sistema excitador genera ondas V_P y V_S . Los receptores R_1 y R_2 , separados 1 m, registran las vibraciones emitidas con el martillo. Estas señales se registran y amplifican para luego mandarlas al sistema de adquisición de datos. La sonda completa es soportada por el cable, de tal forma que el cuerpo del equipo no hace contacto directo con la perforación. Las ondas de compresión que viajan por el líquido (agua o la mezcla de bentonita-agua) se convierten en V_P y V_S en el suelo o roca periféricos (Figura 2.6).

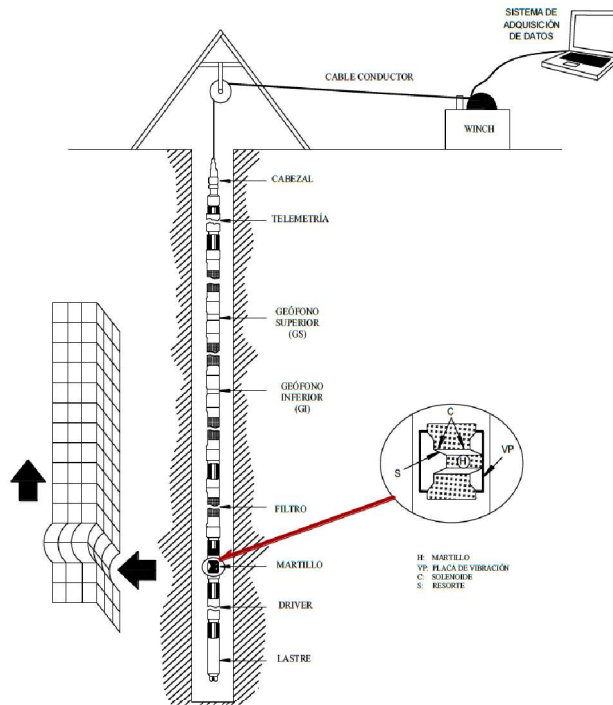


Figura 2.6. Esquema general del sistema de sonda suspendida (Biringen, 2010)

Para su interpretación, se calcula la diferencia de tiempo en los arribos a los dos geófonos a partir del registro que se observa en la Figura 2.7. Con estos datos se obtienen las velocidades de onda mediante la siguiente expresión:

$$V_{p,s} = \frac{l_g}{t_{p,s 2} - t_{p,s 1}} \quad (2.6)$$

donde l_g es la distancia entre geófonos, $t_{p,s,1}$ son los tiempos de arribo de las ondas P y S en el geófono 1, $t_{p,s,2}$ son los tiempos de arribo de las ondas P y S en el geófono 2 y $V_{p,s}$ son las velocidades de onda.

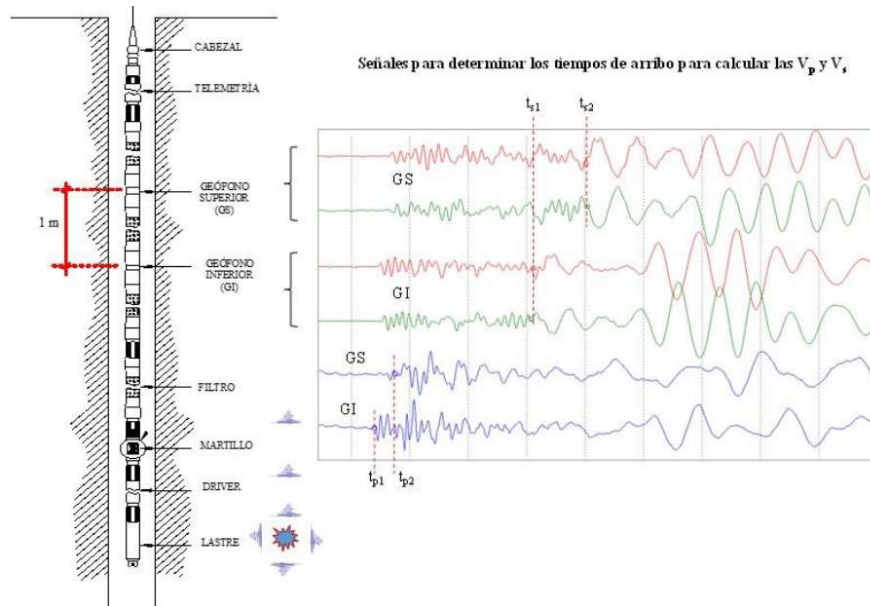


Figura 2.7. Determinación de los tiempos de arribo (Instituto de Ingeniería, 2018).

2.1.1.4. Down hole

La prueba Down-hole, también conocida como prueba con geófonos en pozo único, se utiliza para determinar las velocidades V_P y V_S . Consiste en generar una fuente sísmica en la superficie, el cual genera un tren de ondas que son detectadas por un sensor ubicado dentro de una perforación. La fuente sísmica activa un sistema que registra la respuesta de los receptores, midiendo así el tiempo de viaje del tren de ondas.

La primera etapa del procedimiento corresponde a la ejecución de la perforación. La norma ASTM D 7400-08 (2008) recomienda que esta no debe exceder un diámetro de 175 mm. Una vez completada la perforación, se adema con tubería de PVC o de aluminio, con un diámetro interior de 50 a 100 mm, considerando las dimensiones de la fuente y de los sensores que se usarán. Antes de insertar la tubería, esa debe cerrarse con una tapa en la parte inferior. Posteriormente, se procede a rellenar con una lechada el espacio entre el ademe y la perforación. Este relleno debe compensar el material extraído, por lo tanto, debe ser de una densidad similar. Para la ejecución de la prueba, la fuente sísmica se debe ubicar cerca a la perforación (con una distancia no mayor a una décima parte de la profundidad total de observación en el pozo) y la profundidad inicial del o los receptores debe ser cerca del fondo del pozo. Para una identificación correcta de arribos de las ondas, se deben contemplar los siguientes puntos:

- Las ondas P se identifican por generar impulsos mayores al nivel medio de ruido y su magnitud depende de la geometría de la fuente-sensor.
- Las ondas S se pueden identificar al superponer los sismogramas del impulso directo y del inverso (cambio de polaridad) (Figura 2.8).

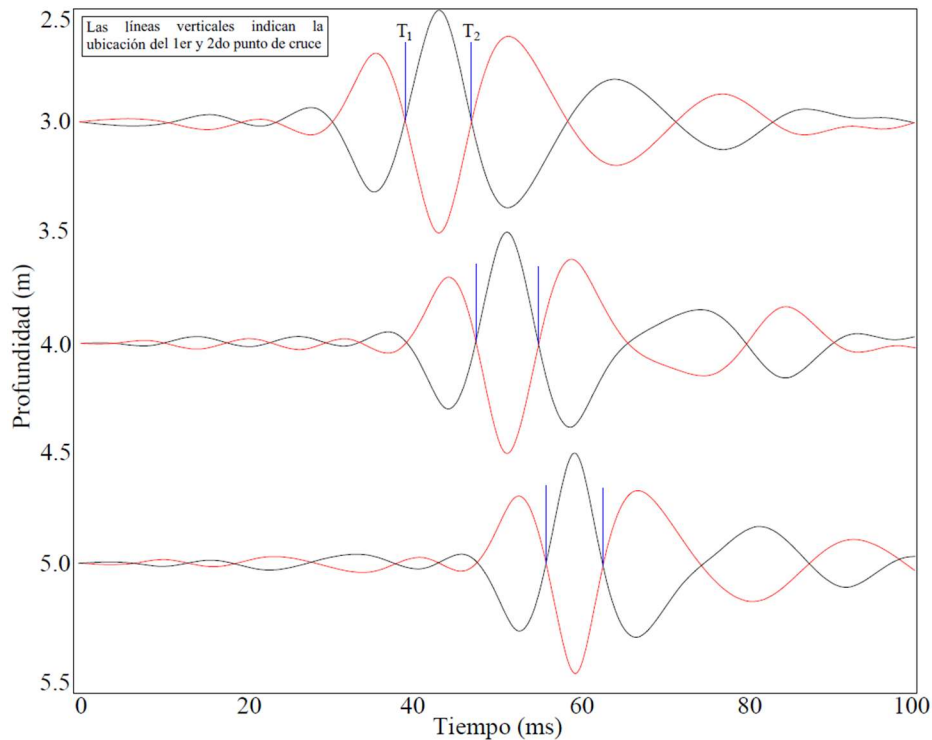


Figura 2.8. Trazas típicas de llegada de ondas de corte (conjunto de datos polarizados) (ASTM, 2008).

Las velocidades promedio de las ondas sísmicas se calculan determinando la distancia, en línea recta, L_R desde la fuente hasta los receptores, a partir de la siguiente expresión:

$$L_R = [(E_S - E_G + D_G)^2 + X^2]^{0.5} \quad (2.7)$$

donde E_S es la elevación de la parte superior de la perforación en la que se ubica la fuente, E_G es la elevación de la parte superior de la perforación en la que se ubican los geófonos, D_G es la profundidad del geófono y X es la distancia horizontal entre el centro de la fuente de energía y la perforación.

La velocidad media aparente V_a es igual a la distancia recta de la fuente L_R dividida entre el tiempo de recorrido t de la onda:

$$V_a = L_R/t \quad (2.8)$$

2.1.1.5. Cono sísmico

Esta prueba de campo es muy similar a la prueba de down-hole, a excepción de que no requiere de una perforación previa para su ejecución. La prueba del cono sísmico (SCPT) está basada en el uso de un cono convencional (CPT) equipado con un geófono o acelerómetro que permite estimar la velocidad de ondas. El método consiste en empujar el cono a una velocidad constante, el cual se detiene por lapsos de tiempo suficientes para recibir las ondas de corte que se generan en la superficie.

Al comienzo de la prueba de penetración del cono, la norma ASTM D7400-08 (2008) establece que el cuerpo del penetrómetro del cono debe girarse hasta que el eje del transductor sea paralelo al eje longitudinal de la viga de corte para poder conseguir señales confiables. El cono sísmico se empuja

hacia el suelo con un sistema hidráulico hasta la profundidad de prueba deseada y se detiene para no contaminar la señal con el ruido asociado a la vibración del motor. Una vez que se registra la profundidad de los receptores, la fuente de energía se genera golpeando una viga de acero que no debe estar a más de 3 metros de distancia del sitio de hincado. Es común utilizar el sistema de aplicación de la carga estática que provoca el hincado del cono para acoplar la viga al terreno. Cuando se tienen las mediciones de la profundidad de prueba, el sistema hidráulico se enciende nuevamente y se repite el proceso hasta llegar a la profundidad máxima de estudio.

Normalmente se considera más adecuado utilizar conos sísmicos con dos sensores, ya que resuelve la problemática de la medición del tiempo inicial para calcular las velocidades. Una vez que los geófonos recibieron la señal, esta se envía al osciloscopio que hace la conversión analógica-digital de las señales (Figura 2.9).

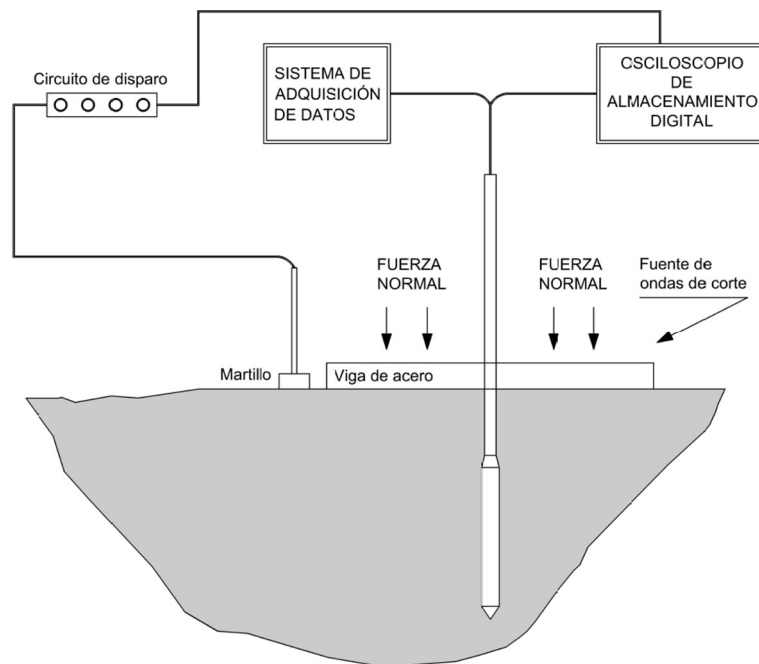


Figura 2.9. Esquema general de una prueba de cono dinámico (Robertson y Cabal, 2014).

La velocidad promedio de la onda de corte para el intervalo de profundidad establecido viene dada por la ecuación:

$$V_s = (L_{R2} - L_{R1}) / (\Delta T_{R2-R1}) \quad (2.9)$$

donde L_{R2} es la longitud de la fuente al sensor calculada para el receptor más profundo (Ecuación (2.7)), L_{R1} corresponde a la longitud de la fuente al sensor calculada para el receptor menos profundo (Ecuación (2.7)) y ΔT_{R2-R1} es la diferencia en los tiempos de viaje de las ondas transversales desde la fuente hasta los receptores a mayor y menor profundidad.

2.1.2. Pruebas a grandes deformaciones

Existen pruebas que están enfocadas en medir únicamente características de suelo a grandes deformaciones, como su resistencia. Sin embargo, a través de correlaciones, dichas pruebas se pueden utilizar para estimar parámetros dinámicos. Usualmente se utilizan las pruebas de penetración

estándar (SPT), penetración de cono (CPT), dilatómetro (DMT) y presiómetro (PMT). Algunas de estas correlaciones se resumen en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Correlaciones con pruebas de campo para grandes deformaciones (Kramer, 1996).

Pruebas de campo	Correlación	Tipo de suelo	Referencias	Comentarios
SPT	$G_0 = 20000(N_1)_{60}^{0.333}(\sigma'_m)^{0.5}$	Arena	Otha and Goto (1976), Seed et al. (1986)	G_0 y σ'_m en lb/ft ²
	$G_0 = 325N_{60}^{0.68}$	Arena	Imai y Tonouchi (1982)	G_0 en kips/ft ²
CPT	$G_0 = 1634(q_c)^{0.250}(\sigma'_v)^{0.375}$	Arena cuarzosa	Rix y Stokoe (1991)	G_0, q_c y σ'_v en kPa; Basada en pruebas de campo en Italia
	$G_0 = 406(q_c)^{0.695}e^{-1.130}$	Arcilla	Mayne y Rix (1993)	G_0, q_c y σ'_v en kPa; Basada en pruebas de campo en sitios del todo el mundo
DMT	$\frac{G_0}{E_d} = 2.72 \pm 0.59$	Arena	Baldi et al. (1986)	
	$\frac{G_0}{E_d} = 2.2 \pm 0.7$	Arena	Belloti et al. (1986)	Basada en pruebas de campo
	$G_0 = \frac{530 * \frac{\gamma_D}{\gamma_w} - 1}{(\sigma'_v/P_a)^{0.25} 2.7 - \frac{\gamma_D}{\gamma_w}} K_0^{0.25} (P_a \sigma'_v)^{0.5}$	Arena, limo y arcilla	Hryciw (1990)	G_0, P_a, σ'_v en las mismas unidades; γ_D es el peso unitario del suelo basado en el dilatómetro
PMT	$3.6 \leq \frac{G_0}{G_{ur,c}} \leq 4.80$	Arena	Belloti et al. (1986)	$G_{ur,c}$ es el módulo de carga-descarga de la prueba cíclica de PMT
	$G_0 = \frac{1.68}{\alpha_p} G_{ur}$	Arena	Byrne et al. (1991)	G_{ur} es el módulo secante de la porción de descarga-recarga de PMG; α_p es un factor que depende de las condiciones de esfuerzo de descarga-recarga; basado en teoría y datos de pruebas de campo

2.2. Pruebas de laboratorio

Las pruebas dinámicas de laboratorio se realizan en especímenes que se asumen representativos de una masa de suelo, las cuales buscan replicar las condiciones iniciales y de deformación del problema a estudiar. Al igual que en las pruebas de campo, no existe un procedimiento o técnica en laboratorio que cubra todo el rango de deformaciones de interés. Por lo tanto, se requieren de diferentes pruebas para la caracterización del material. A continuación, se describen las pruebas de laboratorio más utilizadas para la caracterización dinámica de suelos.

2.2.1. Pruebas de laboratorio a bajas deformaciones

2.2.1.1. Columna resonante

Esta prueba de laboratorio se utiliza para la determinación de G y λ a diferentes magnitudes de deformación angular. El ensaye se realiza en un espécimen cilíndrico de suelo, de 3.60 cm de diámetro y 9 cm de altura, y consiste en aplicar fuerzas de torsión a diferentes frecuencias de excitación hasta identificar la frecuencia de resonancia.

Inicialmente la probeta de suelo se somete a una cierta condición de esfuerzos efectivos, aplicando esfuerzos de confinamiento y contrapresión, que busca representar el estado del material in situ. Durante la etapa de carga, se le aplica una fuerza de torsión F_t en la parte superior del espécimen mientras que su base se mantiene empotrada, y se registra la aceleración de respuesta a con un acelerómetro (Figura 2.10). Para realizar el barrido de frecuencias, se inicia con una fuerza F con la cual se excita la probeta a una frecuencia definida como la frecuencia inicial f_i . Posteriormente, se aplica la misma fuerza de torsión pero con un incremento de frecuencia Δf , y se repite el proceso hasta la frecuencia final f_f .

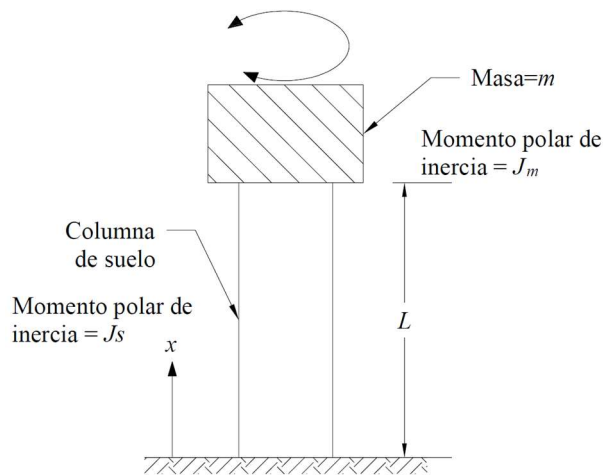


Figura 2.10. Fuerza de torsión aplicada en la probeta de suelo (Das y Ramana, 2011).

Con los valores de aceleración y frecuencia de los diferentes barridos, se obtiene la curva de aceleraciones vs. frecuencia, como la mostrada en la Figura 2.11, en donde se pueden observar diferentes curvas de respuesta o de aceleraciones totales bajo vibración forzada.

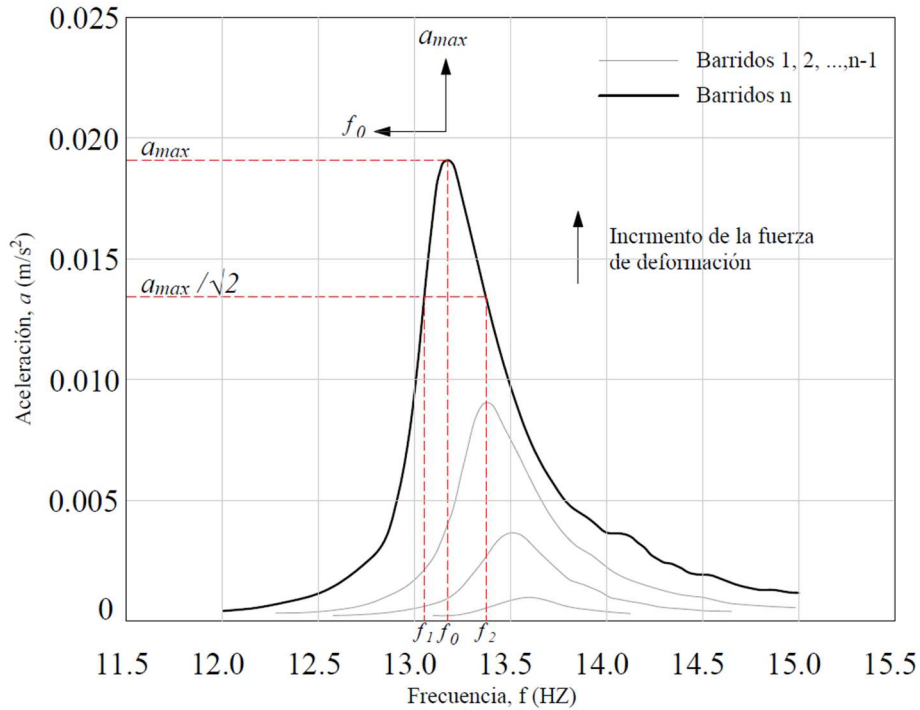


Figura 2.11. Curvas de respuesta bajo vibración forzada (Flores, 2008).

Para el cálculo de la velocidad de cortante V_s se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$\frac{I}{I_0} = \frac{\omega_n h}{V_s} \tan \frac{\omega_n h}{V_s} \quad (2.10)$$

donde I es el momento polar de inercia de la probeta, I_0 es el momento polar de inercia de la masa vibrante sobre la probeta, ω_n es la frecuencia natural de la probeta (se obtiene experimentalmente) y h es la longitud de la probeta.

Después de calcular la velocidad de cortante, se puede obtener G con la Ecuación (2.1). El amortiguamiento se puede determinar a partir de la curva de respuesta de frecuencia utilizando el método de ancho de banda, definido por las frecuencias en las que se tiene la mitad de la potencia máxima de la respuesta. De cada curva de aceleraciones se registra la aceleración máxima $a_{m\acute{a}x}$, la frecuencia correspondiente a la aceleración máxima f_0 y las frecuencias f_1 y f_2 , correspondientes a la aceleración $a_{m\acute{a}x}/\sqrt{2}$ (Figura 2.11). La relación de amortiguamiento está dada por:

$$\lambda = \frac{f_1 - f_2}{2f_0} \quad (2.11)$$

2.2.1.2. Elementos bender

Los elementos bender (BE) son transductores electromecánicos capaces de transmitir y recibir señales, por lo que pueden medir las velocidades de onda en una muestra cuando se instalan en diferentes posiciones de la probeta. Consisten en dos placas piezocerámicas unidas en serie o en paralelo con una placa de electrodo de latón en el medio (Lee y Santamarina, 2005). Cuando se aplica un voltaje a sus caras, esto hace que una se expanda mientras que la otra se contrae, lo que resulta en que el elemento se flexione (ver Figura 2.12).

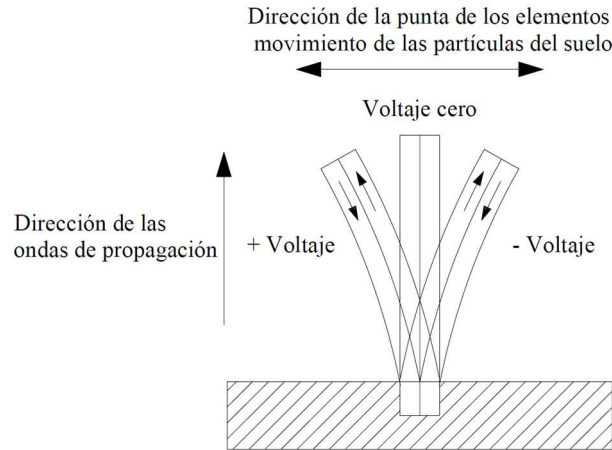


Figura 2.12. Bender element. El voltaje positivo hace que el elemento se doble en una dirección y el voltaje negativo hace que se doble hacia otra (Kramer, 1996).

La longitud de viaje se ha estandarizado tradicionalmente como la distancia de punta a punta entre la fuente y el receptor de BE y su determinación es sencilla.

La prueba se realiza con un par de BE que se instalan, usualmente, en el pedestal de la base y la tapa superior de una celda triaxial. Cuando un elemento es excitado por un voltaje de entrada, este se dobla y emite una onda horizontal que viaja a través de la muestra de suelo. El movimiento de onda hace que el elemento receptor vibre mecánicamente, induciendo una señal de voltaje que es capturada por un osciloscopio o un sistema de adquisición de datos de alta velocidad.

Para poder procesar las señales recibidas, el tiempo de arribo se puede examinar en el dominio del tiempo o en el dominio de la frecuencia. Por un lado, cuando se analizan los arribos en el dominio del tiempo se utilizan graficas de la señal eléctrica versus tiempo, mientras que los métodos en el dominio de la frecuencia implican analizar el desglose espectral de las señales y comparar los cambios de fase de los componentes. Sin embargo, es importante tener en cuenta que aún existe incertidumbre respecto al procedimiento de interpretación más adecuado (Chan, 2010).

La velocidad de la onda de cortante se calcula como:

$$V_s = \frac{L}{t} \quad (2.12)$$

donde L es la distancia que viaja la onda de cortante (distancia entre las puntas de los elementos bender) y t es el tiempo de arribo.

2.2.2. Pruebas de laboratorio a grandes deformaciones

2.2.2.1. Triaxial cíclica

A través de esta prueba de laboratorio se puede determinar el módulo de elasticidad E y la relación de amortiguamiento λ , ambos en función del nivel de deformación, que permiten la caracterización del material para su uso en métodos de análisis dinámicos, lineales y no lineales. Estos se utilizan para la evaluación de estructuras naturales y obras de ingeniería bajo cargas dinámicas o cíclicas, como las causadas por terremotos, olas, explosiones, etc.

La prueba se puede realizar a partir dos métodos diferentes: (a) mediante la aplicación una carga axial cíclica constante o (b) mediante una deformación cíclica constante.

La cámara triaxial que se utiliza para la prueba es muy similar a la cámara que se utiliza para la prueba triaxial monotónica, descrita por la norma ASTM D4767 (2003). Sin embargo, esta se diferencia por contar con un equipo que permite la aplicación de una carga sinusoidal uniforme, en un rango de frecuencias de 0.1 a 2.0 Hz, y un equipo de registro que está compuesto por transductores de carga, desplazamiento y presión intersticial para controlar el comportamiento de la muestra durante ensayo. Un esquema general del equipo triaxial cíclico se muestra en la Figura 2.13.

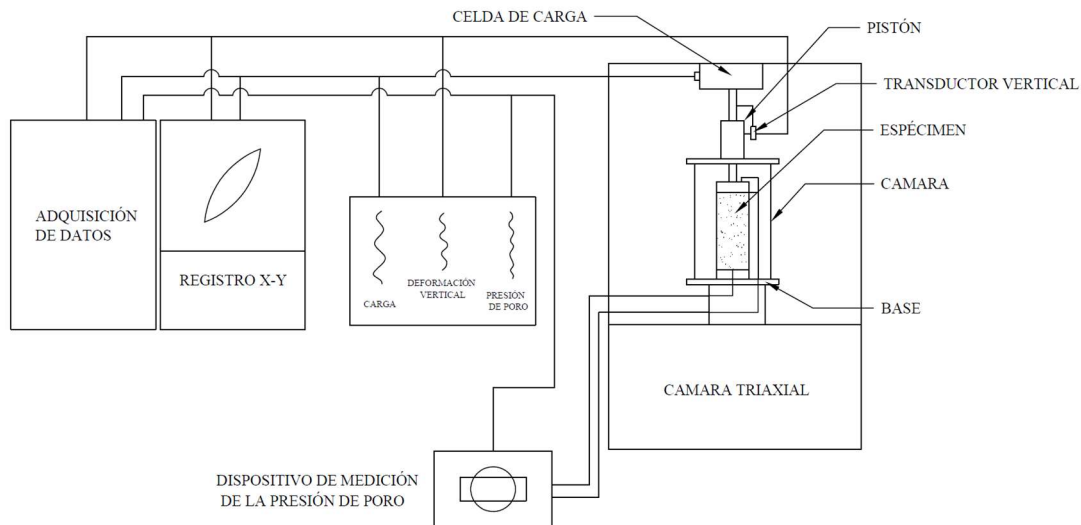


Figura 2.13. Representación esquemática de la configuración de prueba triaxial cíclica controlada por carga o carrera (ASTM, 2003).

La elección respecto a la ejecución de materiales intactos o reconstituidos dependerá si la probeta puede sostenerse por sí misma, independientemente de la membrana, y si puede someterse a una manipulación limitada sin sufrir perturbaciones.

La muestra cilíndrica, con un diámetro mínimo de 36 mm y una la relación altura-diámetro de 2 a 2.5, se coloca entre los platos de carga superior e inferior y se rodea con la membrana. En caso de que la prueba lo requiera, se puede saturar la probeta a través de la aplicación de contrapresión. En la fase de consolidación se busca que la probeta alcance el equilibrio en, condiciones drenadas, bajo el esfuerzo de consolidación efectivo para el que se requiere el ensayo.

En el caso de pruebas con carga cíclica constante (Tipo A), la magnitud de la carga cíclica se calcula con la siguiente ecuación:

$$P_c = 2 \times \sigma'_c \times SR \times A_c \quad (2.13)$$

donde P_c es la carga cíclica que se aplicará a la muestra, σ'_c es el esfuerzo efectivo de confinamiento (presión de cámara – contrapresión), S es la relación de esfuerzo $(\pm\sigma_d)/(2\sigma_{3c})$ y A_c es el área del espécimen después de la consolidación.

Por otro lado, para una prueba con deformación cíclica constante (Tipo B), se selecciona un esfuerzo cortante de amplitud única y se calcula la deformación axial requerida utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\epsilon_{DA} = S_{DA}/L_S \quad (2.14)$$

$$\epsilon_{SA} = \epsilon_{DA}/2 \quad (2.15)$$

donde ϵ_{DA} es el esfuerzo axial de amplitud doble, ϵ_{SA} es el esfuerzo axial de amplitud única, S_{DA} es la deformación de amplitud doble y L_S es la altura del espécimen después de la consolidación. En seguida, se calcula la deformación de amplitud única L_{SA} utilizando la siguiente ecuación:

$$L_{SA} = \epsilon_{SA} \times L_S \quad (2.16)$$

Una vez que se tiene la carga o deformación cíclica, se inicia la prueba cargando el espécimen mediante 40 ciclos con el primer medio ciclo en compresión, utilizando valores de extensión de deformación o carga sinusoidal de 0.5 a 1.0 Hz. Durante la carga o la deformación cíclicas, se debe mantener constante la presión de la celda y se deben registrar la carga axial, la deformación axial y, si corresponde, el cambio en la presión del agua intersticial con el tiempo.

A partir de los ciclos de histéresis registrados, se puede obtener la relación de amortiguamiento con la Ecuación (2.2). Para el cálculo del módulo de elasticidad, se utiliza la siguiente ecuación:

$$E = \frac{L_{DA}}{S_{DA}} \times \frac{L_S}{A_S} \quad (2.17)$$

donde L_{DA} es la carga de doble amplitud, S_{DA} es la deformación de doble amplitud, L_S es la altura del espécimen después de la consolidación y A_S es área del espécimen después de la consolidación. Desde luego, este módulo no es constante y dependerá del nivel de deformación inducido por la carga cíclica.

2.2.2.2. Corte directo simple cíclico

La prueba de corte simple cíclico permite obtener los valores de G y λ . Se utiliza con frecuencia para estudiar el fenómeno de licuación inducido por la acumulación de presión de poro bajo carga cíclica en condiciones no drenadas. La probeta de suelo mide de 20 a 30 mm de alto y de 60 a 80 mm de ancho o diámetro. La carga horizontal necesaria para deformar el espécimen se mide con una celda de carga, y la deformación por corte del espécimen se mide con un transformador diferencial lineal variable. En el ensayo se restringe una muestra contra la expansión lateral, se aplica un esfuerzo vertical efectivo σ'_v y se somete a un esfuerzo cortante cíclico τ generando una deformación similar a la que un elemento de suelo experimenta durante la propagación vertical de ondas de corte (Figura 2.14).

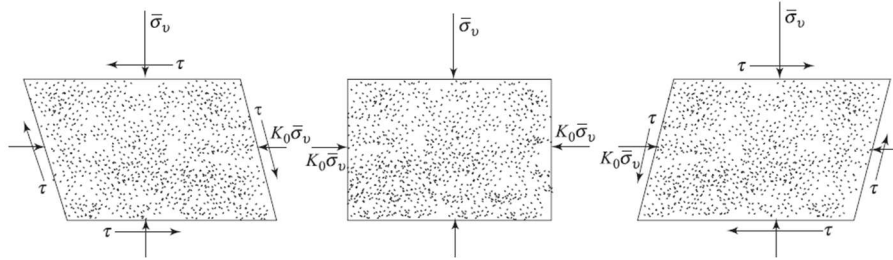


Figura 2.14 Funcionamiento de la prueba de corte directo simple (Das y Ramana, 2011).

2.3. Modelos para caracterizar las propiedades dinámicas

Es de gran importancia caracterizar el comportamiento esfuerzo-deformación que se observa en las pruebas de laboratorio cíclicas para fines de análisis sísmicos. Esto implica el uso de modelos que consideren el comportamiento elástico lineal que se observa a pequeñas deformaciones, así como el comportamiento no lineal que se observa a grandes deformaciones, el cual se relaciona con la acumulación de deformaciones plásticas.

Cuando la amplitud de los esfuerzos cortantes es pequeña, el módulo de rigidez al corte y el amortiguamiento se mantienen aproximadamente constantes. Sin embargo, cuando los esfuerzos cortantes alcanzan un valor importante, el material responde de forma no lineal y exhibe un comportamiento histerético, como el mostrado en la Figura 2.15. Como se mencionó anteriormente, el comportamiento puede caracterizarse en términos de dos curvas: una asociada con la carga monotónica *doa* (curva esqueleto) y la otra que constituye el lazo del ciclo de histéresis *acdef*. Los modelos teóricos no lineales pueden definirse en términos de estas dos curvas.

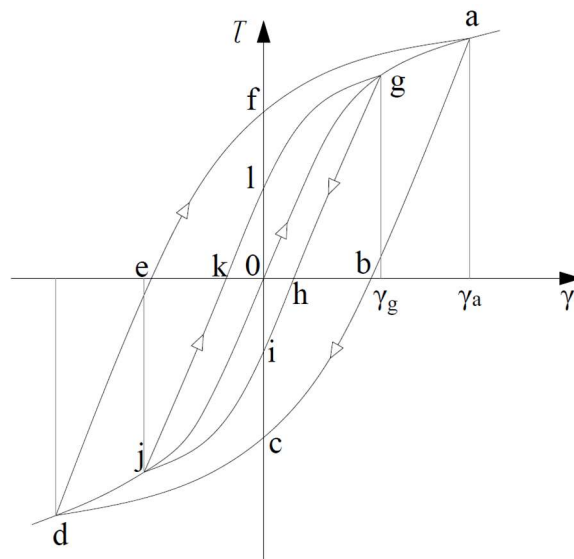


Figura 2.15. Ciclo de histéresis no lineal (Ishihara, 1996).

Para la carga inicial, la relación $\tau - \gamma$ sigue la curva de esqueleto, caracterizada por la siguiente expresión general:

$$\tau = f(\gamma) \quad (2.18)$$

Si se considera que la descarga ocurre en el punto A de la Figura 2.16, donde $\gamma = \gamma_a$ y $\tau = \tau_a$, entonces la ecuación de la curva esfuerzo-deformación en descarga está dada por:

$$\frac{\tau - \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_a}{2}\right) \quad (2.19)$$

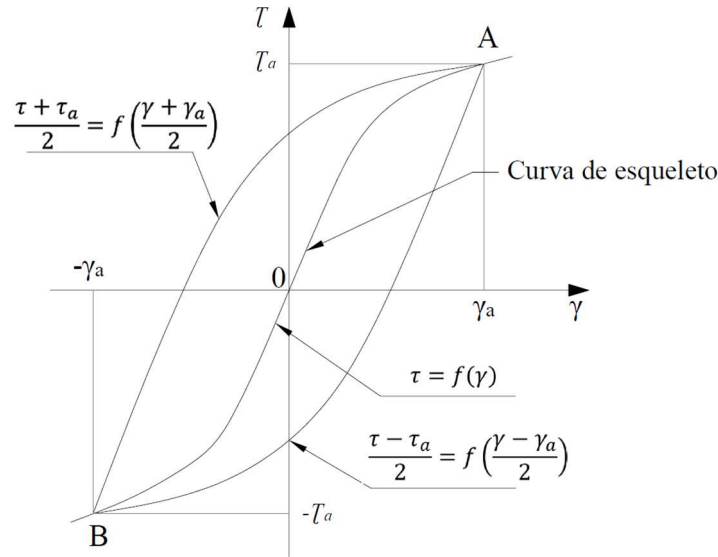


Figura 2.16. Regla de Masing (Ishihara, 1996).

Si la recarga se ejecuta en el punto B , la curva esfuerzo-deformación para el tramo de recarga se define como:

$$\frac{\tau + \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma + \gamma_a}{2}\right) \quad (2.20)$$

Las curvas definidas por las ecuaciones anteriores constituyen un ciclo cerrado completo que representa el comportamiento no lineal. La regla para construir las curvas de descarga y recarga, utilizando una cierta curva esqueleto, se denomina la regla de Masing (1926). Sin embargo, esta no es suficiente para describir la respuesta del suelo bajo cargas cíclicas generales y, por lo tanto, se necesitan reglas adicionales (Kramer, 1996):

- Si la curva de descarga o recarga excede la deformación pasada máxima e interseca la curva de columna, sigue la curva de esqueleto hasta la próxima inversión de esfuerzo.
- Si una curva de descarga o recarga cruza una curva de descarga o recarga del ciclo anterior, la curva de esfuerzo-deformación sigue la del ciclo anterior.

Después de establecer las reglas generales de la relación esfuerzo-deformación no lineal, se requiere conocer el módulo de rigidez al corte y la relación de amortiguamiento (en función del nivel de deformación), las cuales pueden determinarse directamente en el laboratorio o estimarse mediante correlaciones empíricas. A continuación, se presentan los modelos más comunes para caracterizar las curvas de degradación del módulo de rigidez al corte y de la relación de amortiguamiento.

2.3.1. Hardin y Drnevich

Hardin y Drnevich (1972) propusieron que la rama virgen de la relación esfuerzo-deformación puede representarse por la siguiente ecuación hiperbólica:

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{m\acute{a}x}} + \frac{\gamma}{\tau_{m\acute{a}x}}} \quad (2.21)$$

donde $G_{m\acute{a}x}$ es el m3dulo de rigidez m3ximo, γ es la deformaci3n angular y $\tau_{m\acute{a}x}$ es el esfuerzo cortante m3ximo.

Asimismo, se defini3 una deformaci3n angular de referencia γ_r la cual permite reformular la Ecuaci3n (2.21), obteniendo as3 una expresi3n del m3dulo de corte secante para cualquier deformaci3n angular:

$$\gamma_r = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{G_{m\acute{a}x}} \quad (2.22)$$

Por lo tanto:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (2.23)$$

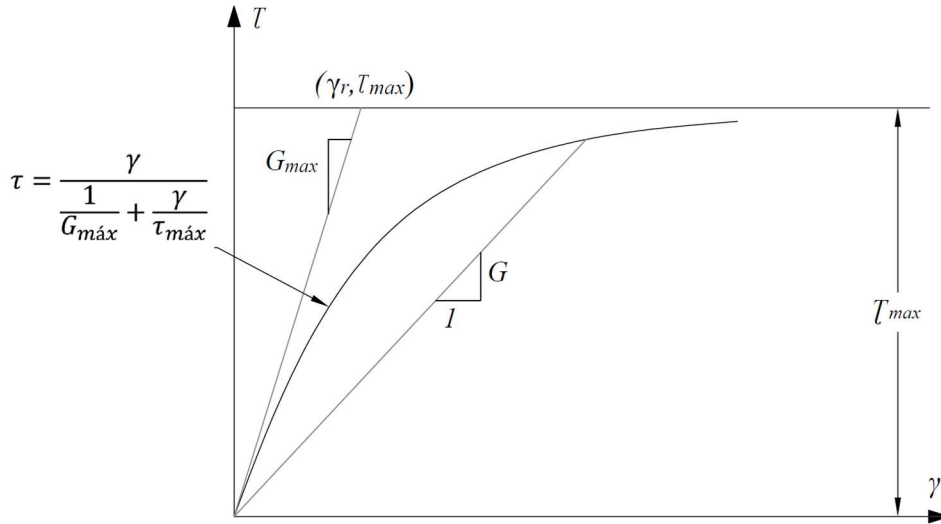


Figura 2.17. Modelo hiperb3lico y definici3n de la deformaci3n de referencia (Hardin y Drnevich, 1972).

De la misma forma, propusieron una ecuaci3n emp3rica para estimar la relaci3n de amortiguamiento en t3rminos de la rigidez al corte:

$$\lambda = \lambda_{m\acute{a}x} = \left(1 - \frac{G}{G_0}\right) \quad (2.24)$$

donde $\lambda_{m\acute{a}x}$ es la relaci3n de amortiguamiento cuando $\frac{G}{G_0}$ tiende a cero.

La desventaja de este enfoque radica en la dificultad para encontrar los parámetros que intervienen. Sin embargo, representó un avance significativo en la caracterización del comportamiento dinámico de los suelos.

2.3.2. Vucetic y Dorby

Vucetic y Dorby (1991) presentaron curvas $G/G_{m\acute{a}x}$, obtenidas a partir de pruebas de laboratorio, representativas para varios tipos de suelos. La base de datos se construyó a partir de resultados de varios tipos de pruebas, incluidas pruebas triaxiales, columna resonante y de corte directo, obtenidas de 16 laboratorios diferentes. Las Figura 2.18 y Figura 2.19 resumen los resultados obtenidos en términos de las curvas de degradación del módulo de rigidez G/G_0 y de la relación de amortiguamiento, respectivamente, para materiales con diferente índice de plasticidad IP y grados de sobreconsolidación menores a 15. Vucetic y Dobry (1991) observaron que la variación del índice de plasticidad genera cambios importantes en el comportamiento dinámico de los suelos. Por otro lado, el grado de sobreconsolidación OCR no tiene un efecto significativo, al menos en el rango de valores considerados.

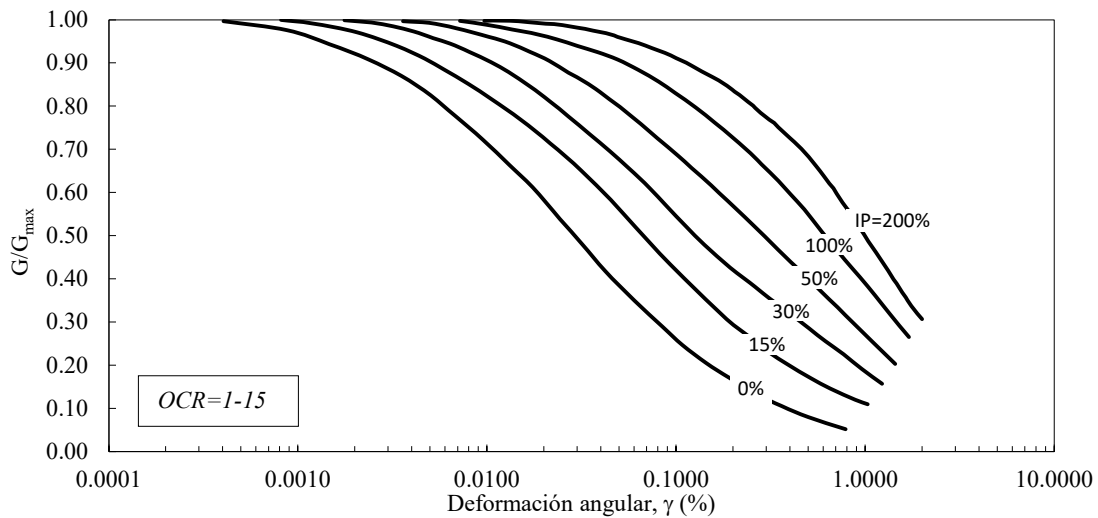


Figura 2.18. Curvas de degradación del módulo de rigidez $G/G_{m\acute{a}x}$ para diferentes índices de plasticidad (Vucetic y Dorby, 1991).

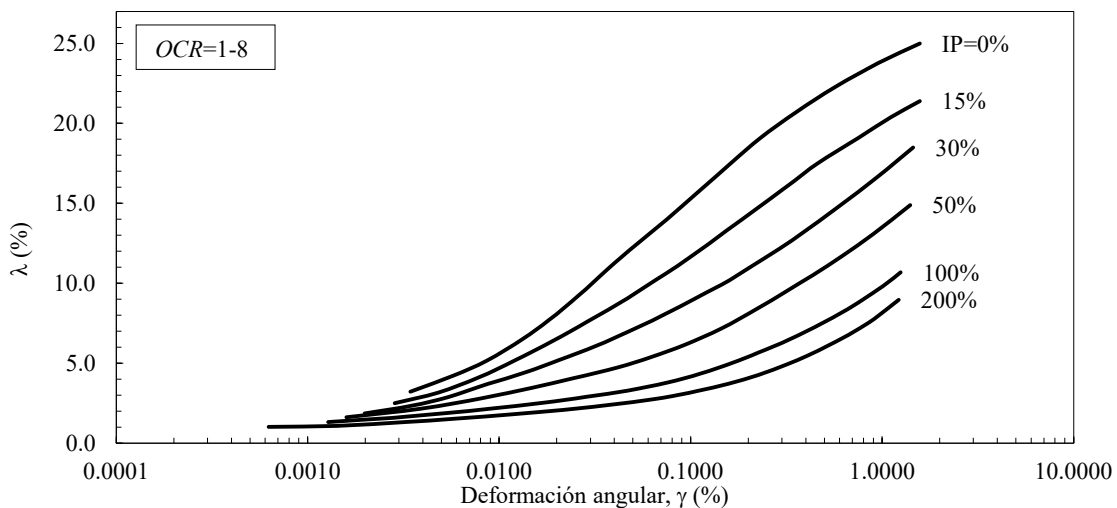


Figura 2.19. Curvas de la relación de amortiguamiento para diferentes índices de plasticidad (Vucetic y Dorby, 1991).

2.3.1. Darendeli y Stokoe

Darendeli y Stokoe (2001) propusieron un modelo hiperbólico modificado, basado en pruebas de laboratorio a más de 150 muestras intactas y 50 muestras reconstituidas de arena y grava. Este modelo toma en cuenta factores que afectan el comportamiento dinámico del suelo, como la presión de confinamiento, la frecuencia de carga, el número de ciclos y el tipo de suelo y su estado, estos últimos caracterizados por su índice de plasticidad IP y su grado de sobreconsolidación OCR . El modelo se describe mediante la siguiente expresión:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^a} \quad (2.25)$$

donde a es el coeficiente de curvatura (igual a 0.9190) y γ_r es la deformación angular de referencia. γ_r se considera en función del esfuerzo efectivo de confinamiento, del índice de plasticidad y del OCR:

$$\gamma_r = (0.0352 + 0.0010 \cdot IP \cdot OCR^{0.3246}) \sigma_v'^{0.3483} \quad (2.26)$$

donde σ_v' es el esfuerzo vertical efectivo.

El modelo resultante implica que la deformación angular de referencia aumenta a medida que IP y σ_m' aumentan, pero los efectos de σ_m' en $G/G_{m\acute{a}x}$ no disminuyen para suelos con alto IP . Esta tendencia es diferente a la de estudios previos, en los que los efectos de σ_m' en $G/G_{m\acute{a}x}$ disminuyen a medida que aumenta IP .

CAPÍTULO 3. ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO

Los análisis de respuesta de sitio son de gran importancia en la ingeniería sísmica, por lo que se han desarrollado diferentes métodos para resolver la propagación unidimensional de ondas a través de un medio estratificado. Estos análisis nos permiten evaluar el movimiento del terreno cometido a una excitación sísmica, tomando en cuenta las características específicas del depósito. Por lo tanto, nos permiten evaluar la posible amplificación del movimiento al propagarse a través del suelo. También son relevantes en los análisis para la evaluación del potencial de licuación, ya nos permiten estimar la demanda sísmica a diferentes profundidades, la cual se compara con la resistencia disponible para prevenir la ocurrencia del fenómeno.

Idealmente, un análisis de respuesta de sitio tendría que tomar en cuenta el mecanismo de ruptura en la fuente de un terremoto, la propagación del movimiento a través de la roca y, finalmente, la propagación a través de la capa de suelo superficial. Sin embargo, el mecanismo de ruptura es tan complicado, y la naturaleza de la transmisión de energía entre la fuente y el sitio es tan incierta, que este enfoque no es práctico para aplicaciones de ingeniería comunes (Kramer, 1996).

En general, los métodos de análisis de respuesta del sitio se pueden clasificar según el dominio en el que se realizan los cálculos, es decir, en el dominio de la frecuencia o en el dominio del tiempo. Esto a su vez influye en la forma en que podemos representar el comportamiento del suelo en el análisis (lineal, lineal-equivalente, no lineal, modelos elastoplásticos, etc.), en la manera en que tomamos en cuenta el efecto del agua (análisis en esfuerzos totales, en esfuerzos efectivos, análisis hidromecánicos) y en la dimensión del espacio en el que se realiza el análisis (1D, 2D y 3D). A continuación, se describen brevemente los tipos de análisis más convencionales para la ejecución de análisis de respuesta de sitio.

3.1. Análisis lineales

Los análisis de respuesta de sitio se han abordado históricamente a través del problema de propagación unidimensional de ondas de corte a través de un medio estratificado, en el dominio de la frecuencia, e.g. mediante la solución de Haskell (1953). Sin embargo, debido a que la solución en dominio de la frecuencia implica la validez del principio de superposición, es necesario asumir un comportamiento elástico lineal del suelo.

3.1.1. Análisis lineal con funciones de transferencia

El enfoque lineal para sistemas unidimensionales está basado en el uso de funciones de transferencia, que pueden describirse de forma simple como un filtro que actúa sobre alguna señal de entrada para producir una cierta señal de salida. Dichas funciones pueden usarse para expresar varios parámetros de respuesta, tales como el desplazamiento, la velocidad, la aceleración, el esfuerzo y la deformación cortante, en términos de algún parámetro del movimiento de entrada, como la aceleración del lecho rocoso. El procedimiento para un sistema de un grado de libertad, utilizando como entrada un registro de aceleración en el lecho rocoso, puede describirse de forma general en los siguientes pasos:

1. La historia de aceleración, que en un inicio se encuentra en el dominio del tiempo, se expresa en el dominio de la frecuencia a través de la transformada rápida de Fourier (FFT).
2. Cada término en la serie de Fourier del movimiento en la base (entrada) se multiplica por la función de transferencia para producir la serie de Fourier del movimiento de la superficie del suelo (salida). La función de transferencia determina cómo cada frecuencia del movimiento de entrada se modifica (amplifica o atenúa) por el depósito del suelo.

3. Para obtener el registro del movimiento en superficie, este se debe llevar al dominio del tiempo a través de la transformada inversa de Fourier.

Sin embargo, como ya se mencionó, se asume un comportamiento elástico lineal del material, con una relación de amortiguamiento constante, lo cual representa una simplificación importante con respecto al comportamiento real del suelo. Esta limitación puede abordarse en el dominio del tiempo mediante el método lineal equivalente, el cual se describe a continuación.

3.1.2. Análisis lineal equivalente

El comportamiento no lineal del suelo se puede aproximar mediante el método lineal equivalente. Este hace uso de la solución convencional de propagación unidimensional de ondas de corte, en materiales viscoelásticos, sujetos a movimientos transitorios que se propagan verticalmente. Sin embargo, el módulo de rigidez al corte G y la relación de amortiguamiento λ se modifican de forma iterativa en función del nivel de deformación alcanzado en cada iteración. El procedimiento se puede describir de la siguiente manera:

1. Se estiman los valores iniciales de G y λ para cada estrato de suelo. Los valores iniciales corresponden a niveles bajos de deformación.
2. Estos valores iniciales se utilizan en un análisis dinámico en el dominio de la frecuencia, en donde la historia de aceleraciones en la base se transforma al dominio de la frecuencia a través de la FFT, y se aplican las respectivas funciones de transferencia para definir la respuesta.
3. Se emplea la transformada rápida inversa de Fourier (IFFT) para obtener las historias de aceleración, desplazamiento y deformación cortante en cada capa.

Se determina la deformación cortante efectiva $\gamma_{eff j}^{(i)}$ en cada capa j a partir de la deformación cortante máxima $\gamma_{máx j}^{(i)}$ como:

$$\gamma_{eff j}^{(i)} = R_{\gamma} \gamma_{máx j}^{(i)} \quad (3.1)$$

donde el superíndice i se refiere al número de iteraciones y R_{γ} es la relación entre la deformación cortante efectiva y la deformación cortante máxima. Idriss y Sun (1992) sugieren que R_{γ} depende de la magnitud del sismo, y se puede estimar a partir de la siguiente expresión:

$$R_{\gamma} = \frac{M_s - 1}{10} \quad (3.2)$$

donde M_s es la magnitud del evento.

4. A partir de esta deformación de cortante efectiva, se determinan nuevos valores de G y λ para la siguiente iteración. Estos se especifican directamente en términos de las curvas de degradación del módulo de rigidez al corte y de la relación de amortiguamiento (ver Sección 2.3.).
5. Los pasos 2 a 5 se repiten hasta que las diferencias entre los valores de G y λ en dos iteraciones sucesivas sean menores a algún valor predeterminado en todas las capas. Aunque

la convergencia no está absolutamente garantizada, las diferencias de menos del 5 al 10% generalmente se logran entre tres y cinco iteraciones (Schnabel et al., 1972).

Uno de los softwares más utilizados para el análisis de respuesta del suelo unidimensional, basado en el enfoque lineal equivalente descrito anteriormente, es el SHAKE (Schnabel et al., 1972) y su versión modificada SHAKE91 (Idriss y Sun, 1992). Para problemas bidimensionales, el enfoque lineal equivalente se ha implementado en códigos como FLUSH (Lysmer et al., 1975) y QUAD4M (Hudson et al., 1994), entre otros.

Los métodos lineales equivalentes son ampliamente utilizados en la práctica debido a su simplicidad, flexibilidad y bajos requisitos computacionales. Sin embargo, tienen limitaciones significativas. Por ejemplo, este tipo de análisis adopta un enfoque en términos de esfuerzos totales, es decir, se ignora el efecto y la generación de excesos de presión de poro inducidos por el sismo. Esto es bastante contradictorio en el caso de los análisis del potencial de licuación, ya que son estos excesos de presión los responsables del fenómeno. Asimismo, aunque el procedimiento iterativo permite tomar en cuenta la no linealidad mediante la actualización de los parámetros, no permite estimar deformaciones permanentes, y las propiedades a las que converge se consideran constantes durante todo el movimiento, lo cual dista de forma significativa del comportamiento real del suelo, el cual depende de su historia de carga específica.

3.2. Análisis no lineales

Debido a la dependencia del comportamiento del suelo a la trayectoria e historia de carga específicas, la incorporación objetiva del comportamiento no lineal requiera la solución del problema de propagación en el dominio del tiempo. Esto permite incorporar comportamientos complejos, como la fluencia, endurecimiento/reblandecimiento, creep, dependencia con la velocidad de carga, anisotropía, generación de excesos de presión de poro, entre otros.

Las metodologías de solución en el dominio del tiempo generalmente se basan en la solución numérica de la ecuación de movimiento, la cual puede escribirse como:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_g \quad (3.3)$$

donde \mathbf{M} es la matriz global de masa, \mathbf{C} es la matriz global de amortiguamiento, \mathbf{K} es la matriz global de rigidez, $\ddot{\mathbf{u}}$, $\dot{\mathbf{u}}$, \mathbf{u} son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento y $\ddot{\mathbf{u}}_g$ es el vector de aceleración en la base.

Para problemas de mecánica del medio continuo dinámicos, los cuales son de particular interés para el análisis de propagación de ondas en problemas geotécnicos, es común el uso del método de elemento finito o el método de diferencias finitas para la discretización y la solución de la ecuación del movimiento. En el caso de problemas estructurales, también es común el uso de sistemas de masa concentrada (ver Figura 3.1). La matriz de rigidez global \mathbf{K} se deriva de las matrices de rigidez de los elementos en que se discretiza el dominio, que a su vez dependen de la relación esfuerzo-deformación que caracteriza al material, es decir, del modelo constitutivo adoptado. En este caso, existe gran flexibilidad y distintos marcos teóricos para definir el comportamiento constitutivo, tales como la elasticidad lineal, la viscoelasticidad, la elasticidad no lineal, la elastoplasticidad, la hipoplasticidad, la teoría del daño, entre otras. En el Capítulo 4 se describe brevemente la teoría de la elastoplasticidad, la cual corresponde al marco de referencia del modelo constitutivo empleado en las simulaciones presentadas en los Capítulos 6 y 7; el modelo constitutivo se describe en el Capítulo 5.

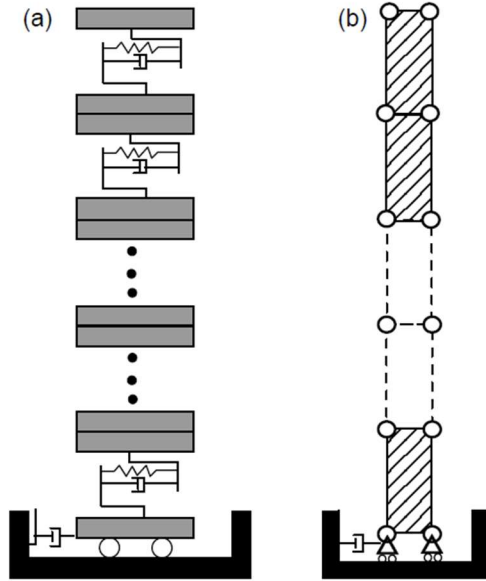


Figura 3.1. (a) discretización del sistema de masa concentrada y (b) sistema de masa distribuida (Stewart et al., 2008).

Si se adopta la teoría de la elastoplasticidad para describir el comportamiento del suelo, la acumulación de deformaciones plásticas implica la disipación de energía. Incluso un modelo bastante sencillo como el Mohr-Coulomb, tiene la capacidad de disipar energía mediante el flujo plástico si se alcanza la fluencia (ver Figura 3.2). Sin embargo, para amplitudes de deformación pequeñas que no alcanzan la superficie de fluencia, el comportamiento de este modelo es elástico y no disipativo.

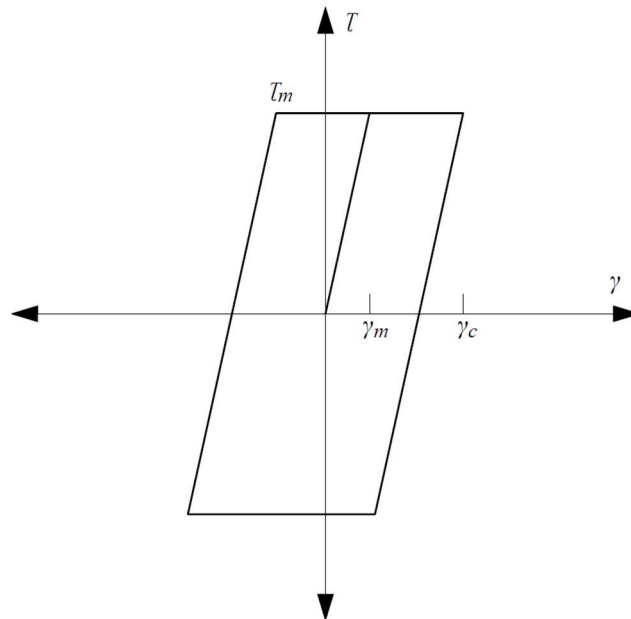


Figura 3.2. Ciclo de histéresis producido por el modelo Mohr Coulomb. (Itasca, 2023).

Por lo tanto, en muchas ocasiones es necesario agregar alguna fuente adicional de amortiguamiento, particularmente en el caso de excitaciones de alta frecuencia, como por ejemplo con formulaciones de amortiguamiento viscoso proporcional a la velocidad (Matasovic, 2013). Algunas formulaciones

para incorporar la disipación de energía en los elementos de suelo de describen brevemente en las secciones subsecuentes

A diferencia de los métodos de solución estáticos, en donde solo es relevante la discretización espacial, la solución de la ecuación de movimiento en el dominio del tiempo involucra también una discretización temporal, la cual puede abordarse con el método β de Newmark (1959), para resolver el sistema de ecuaciones y obtener la respuesta en cada paso de tiempo (Stewart et al., 2008).

Respecto a la discretización espacial, esta puede influir en la respuesta si los elementos en los que se discretiza el dominio no son lo suficientemente pequeños para acomodar las amplitudes de onda más cortas del movimiento, es decir, las componentes con frecuencias más altas. Esto puede derivar en el filtrado de dichas componentes y en una atenuación de la respuesta poco realista. Para garantizar una propagación adecuada, se recomienda que la dimensión máxima de los elementos no sea mayor a un décimo de la longitud de onda más pequeña de la señal de entrada (Jeremic et al., 2009).

$$\Delta_x \leq \frac{\lambda_{0 \min}}{10} \quad (3.4)$$

donde Δ_x es el tamaño del elemento más grande de la malla y $\lambda_{0 \min}$ es la longitud de onda más pequeña de la señal. La longitud de onda se puede expresar en términos de la velocidad de propagación y del contenido de frecuencias de la señal como:

$$\Delta_x \leq \frac{V_s}{10f_{\max}} \quad (3.5)$$

donde f_{\max} es la frecuencia más grande contenida en la señal de entrada.

3.2.1. Modelos con amortiguamiento histerético

Una manera de simular el comportamiento no lineal del suelo e incorporar disipación de energía en el contexto de formulaciones en el dominio del tiempo es mediante una elasticidad no lineal, en donde la rigidez es función de la deformación, y que sea capaz de reproducir el comportamiento histerético descrito en la Sección 2.3. La relación esfuerzo-deformación en estos modelos generalmente se establece mediante una curva de carga inicial, una serie de reglas que describen la curva esqueleto y reglas de comportamiento de descarga-recarga requeridas para establecer los bucles de histéresis. Las reglas más utilizadas son las reglas de Masing (1926) y las reglas de Masing extendidas (Pyke, 1979; Vucetic, 1990).

3.2.2. Modelos con amortiguamiento viscoso

Como se mencionó anteriormente, cuando se caracteriza el comportamiento del suelo mediante un modelo elástico lineal, no disipativo, es necesario incorporar alguna formulación para tomar en cuenta la disipación de energía en el material durante la propagación de ondas. Esto también es necesario en materiales elastoplásticos perfectos, en donde no ocurre disipación antes de alcanzar la fluencia, o en materiales elastoplásticos más complejos que exhiben disipación insuficiente para bajas amplitudes de deformación (menos de $10^{-4} - 10^{-2} \%$) (Vucetic y Dorby, 1986). Una alternativa es la incorporación del amortiguamiento viscoso de Rayleigh, caracterizado por la siguiente expresión:

$$\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad (3.6)$$

donde \mathbf{C} es la matriz global de amortiguamiento y α y β son los coeficientes de Rayleigh.

Ambos términos de la Ecuación (3.6) dependen de la frecuencia (ver Figura 3.3); para bajas frecuencia domina el término asociado con la rigidez, mientras que para altas frecuencias domina el término asociado con la masa. Para un sistema de múltiples grados de libertad, la relación de amortiguamiento crítico λ_i , a cualquier frecuencia angular del sistema ω_i , se puede encontrar a partir de la siguiente expresión (Bathe y Wilson, 1976):

$$\lambda_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (3.7)$$

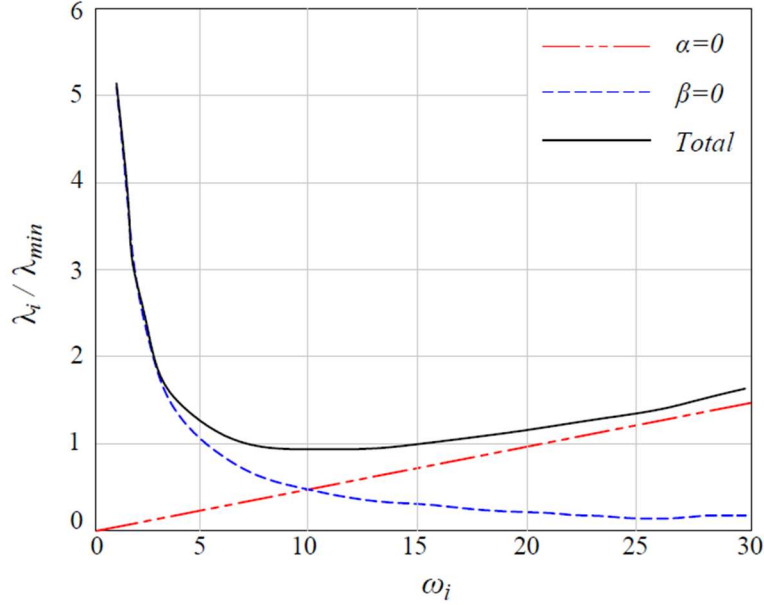


Figura 3.3. Variación de la relación de amortiguamiento crítico con la frecuencia angular (Itasca, 2023).

La selección de los coeficientes α y β para un cierto material no es una tarea trivial, ya que la relación de amortiguamiento que se quiera representar está asociada a una cierta frecuencia. Una alternativa es utilizar la parte de la curva de amortiguamiento aproximadamente independiente de la frecuencia, alrededor del valor mínimo (ver Figura 3.3), y asociar dicha zona con la frecuencia fundamental del sistema, en este caso, del depósito de suelo. De esta forma, los coeficientes α y β se definen como:

$$\alpha = \lambda_{min} \omega_{min} \quad (3.8)$$

$$\beta = \frac{\lambda_{min}}{\omega_{min}} \quad (3.9)$$

Otra alternativa es definir dos puntos por los que queremos que pase la curva de amortiguamiento, asociado a dos relaciones de amortiguamiento (λ_1 y λ_2) y a dos frecuencias (ω_1 y ω_2), lo que resulta en la siguiente definición para los coeficientes α y β :

$$\alpha = 2\omega_1\omega_2 \frac{\omega_1\lambda_2 - \omega_2\lambda_1}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \quad (3.10)$$

$$\beta = 2 \frac{\omega_1 \lambda_1 - \omega_2 \lambda_2}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \quad (3.11)$$

Usualmente se asume $\lambda_1 = \lambda_2$ y las frecuencias se eligen en términos de los modos de vibración del suelo y de las características de la señal de entrada (Díaz et al., 2022). Por ejemplo, Hudson et al. (1994) así como Hashash y Park (2002) sugieren seleccionar ω_1 como la frecuencia natural del depósito de suelo y ω_2 como la frecuencia predominante de la señal de entrada. Más detalles respecto a la selección de los coeficientes de amortiguamiento de Rayleigh pueden consultarse en Mánica et al. (2014) y Díaz et al., (2022).

CAPÍTULO 4. TEORÍA DE LA ELASTOPLASTICIDAD

Como se mencionó anteriormente, la teoría de la elastoplasticidad es uno de los marcos teóricos que podemos utilizar para describir el comportamiento constitutivo de geomateriales en formulaciones dinámicas en el dominio del tiempo. Particularmente, corresponde al marco teórico en el que se formula el modelo constitutivo utilizado en los análisis presentados en los Capítulos 6 y 7, el cual se describe en el Capítulo 5. Por lo tanto, se considera pertinente describir brevemente los aspectos básicos de la teoría, los cuales se presentan en las secciones siguientes. Esta descripción se basa en Krabbenhof (2002) y en Mánica (2022).

4.1. Criterio de fluencia

El criterio de fluencia es una función escalar que separa el comportamiento puramente elástico del elastoplástico. Normalmente se expresa en el espacio de esfuerzos σ , formando una superficie multidimensional, que en su caso más general puede cambiar de tamaño, forma o posición en función de uno o varios parámetros de estado α , usualmente asociados a la acumulación de deformaciones plásticas. De forma general, la función de fluencia se puede expresar como:

$$f(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yx}, \tau_{yz}, \tau_{zy}, \tau_{zx}, \alpha_1, \dots, \alpha_n) = 0 \quad (4.1)$$

o

$$f(\sigma, \alpha) = 0 \quad (4.2)$$

donde σ es un vector que contiene las seis componentes independientes del tensor de esfuerzos y α es el vector de parámetros de estado.

Debido a que la interpretación en un espacio de 6 dimensiones (el de las componentes independientes del tensor) es compleja, y además es dependiente del sistema coordenado utilizado, es conveniente definir los criterios de fluencia en términos de invariantes de esfuerzo, es decir, cantidades independientes del sistema coordenado. Es común utilizar los esfuerzos principales (σ_1, σ_2 y σ_3), con lo que la Ecuación (4.1) se puede expresar como:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \alpha_1, \dots, \alpha_n) = 0 \quad (4.3)$$

En algunos casos se puede utilizar otro conjunto de invariantes, como los invariantes del tensor de esfuerzos I_1, I_2 e I_3 y los invariantes del tensor de esfuerzo desviador J_1, J_2 y J_3 .

A manera de ejemplo, en la Figura 4.1 se representa a la función de fluencia en un plano bidimensional (σ_1 vs. σ_2). Cuando $f < 0$ nos encontramos dentro de la superficie y, por lo tanto, el comportamiento del material es elástico. Por otro lado, la acumulación de deformaciones plásticas ocurre cuando $f = 0$. Finalmente $f > 0$ representa una condición inadmisibles, es decir, identifica las regiones en el espacio de esfuerzos en los que nuestro material no puede existir.

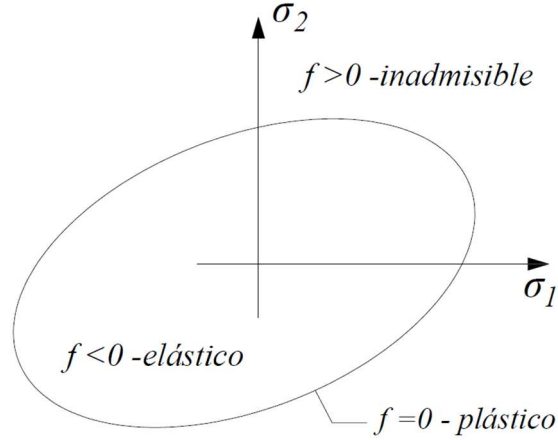


Figura 4.1. Superficie de fluencia (Krabbenhoft, 2002).

4.1.1. Condiciones de carga y descarga

Mientras que todos los estados de esfuerzos con comportamiento elástico se encuentran dentro de la superficie de fluencia, las deformaciones plásticas pueden ocurrir siempre que el estado de esfuerzos se encuentre en la superficie de fluencia. Esto es un postulado clave de la teoría, el cual puede describirse matemáticamente como:

$$f(\boldsymbol{\sigma} + d\boldsymbol{\sigma}) = f(\boldsymbol{\sigma}) + \nabla f^T d\boldsymbol{\sigma} = 0 \quad (4.4)$$

donde ∇f es el gradiente de la función de fluencia con respecto a los esfuerzos, definido como:

$$\nabla f = \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma_{xx}}, \dots, \frac{\partial f}{\partial \sigma_{xz}} \right]^T \quad (4.5)$$

El gradiente definido en la Ecuación (4.5), se refiere a las derivadas parciales de la función de fluencia con respecto a cada una de las componentes del tensor de esfuerzos. Si consideramos que $f(\boldsymbol{\sigma}) = 0$, es decir que partimos de un estado de esfuerzos sobre la superficie de fluencia, entonces:

$$df = \nabla f^T d\boldsymbol{\sigma} = 0 \quad (4.6)$$

La Ecuación (4.6) dicta que, durante la carga plástica, el cambio de esfuerzo ocurre tangencialmente a la superficie de fluencia. A esta condición se le conoce como condición de consistencia. Al descargar, el estado de esfuerzos vuelve a la zona elástica, lo cual se puede escribir como:

$$df = \nabla f^T d\boldsymbol{\sigma} < 0 \quad (4.7)$$

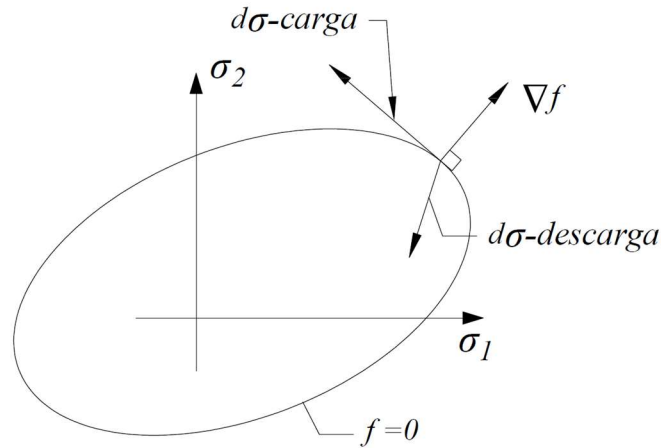


Figura 4.2. Carga y descarga plástica (Krabbenhoft, 2002).

4.1.2. Ley de flujo

En la teoría de la elastoplasticidad el comportamiento elástico del material está caracterizado por la ley de Hooke, la cual relaciona los incrementos de esfuerzos y de deformación elástica. Por otro lado, los incrementos de deformación plástica se definen como:

$$d\epsilon^p = d\Lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} = d\Lambda \nabla g \quad (4.8)$$

donde ϵ^p es el tensor de deformaciones plásticas; Λ es el multiplicador plástico, un escalar que define la magnitud de las deformaciones plásticas; y g es la función de potencial plástico, cuyo gradiente define la dirección del flujo plástico. El gradiente de potencial plástico ∇g , conocido como ley de flujo, define un vector normal g .

A veces se introduce una simplificación adicional al suponer que la función de potencial plástico g es la misma que la función de fluencia f , es decir $g = f$. En este caso se dice que la regla de flujo es asociada. En el caso general, en donde las funciones de fluencia y potencial plástico difieren, es decir $f \neq g$, se dice que la regla de flujo no es asociada (Potts y Zdravkovic, 1999). Aunque una ley de flujo asociada tiende a representar adecuadamente el comportamiento de materiales como los metales, en el caso de los geomateriales esta tiende a sobreestimar la deformación plástica volumétrica de expansión, es decir, tiende a sobreestimar la dilatación del material. Por lo tanto, es común asumir $f \neq g$ al caracterizar el comportamiento de los suelos.

4.1.3. Formulación de la matriz de rigidez elastoplástica

A Partir de los elementos definidos anteriormente, es posible derivar una expresión que relacione los incrementos de esfuerzo y los incrementos de deformación total, es decir, la ley constitutiva de nuestro material. Esta se puede expresar de la siguiente forma:

$$d\sigma = D^{ep} d\epsilon \quad (4.9)$$

donde D^{ep} es la matriz de rigidez elastoplástica.

Para derivar \mathbf{D}^{ep} partimos de la descomposición aditiva de la deformación, en donde asumimos que un incremento de deformación total se puede definir como la suma la deformación elástica y plástica:

$$d\boldsymbol{\epsilon} = d\boldsymbol{\epsilon}^e + d\boldsymbol{\epsilon}^p \quad (4.10)$$

donde $\boldsymbol{\epsilon}^e$ es el tensor de deformación elástica y $\boldsymbol{\epsilon}^p$ es el tensor de deformación plástica.

La componente elástica se puede expresar en función de los incrementos de deformaciones totales $d\boldsymbol{\epsilon}$ y deformaciones plásticas $d\boldsymbol{\epsilon}^p$

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}^e \boldsymbol{\epsilon}^e = \mathbf{D}^e (d\boldsymbol{\epsilon} - d\boldsymbol{\epsilon}^p) \quad (4.11)$$

donde \mathbf{D}^e es la matriz de rigidez elástica.

Sustituyendo el incremento de deformación plástica de la Ecuación (4.8) en la Ecuación (4.11), el incremento de esfuerzo puede definirse como:

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}^e d\boldsymbol{\epsilon} - d\Lambda \mathbf{D}^e \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (4.12)$$

La expresión para el incremento de esfuerzos totales se sustituye en la condición de consistencia definida por la Ecuación (4.6):

$$\left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right)^T \left(\mathbf{D}^e d\boldsymbol{\epsilon} - d\Lambda \mathbf{D}^e \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right) = 0 \quad (4.13)$$

Resolviendo para $d\Lambda$ tenemos:

$$d\Lambda = \frac{\left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right)^T \mathbf{D}^e d\boldsymbol{\epsilon}}{\left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right)^T \mathbf{D}^e \left(\frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right)} \quad (4.14)$$

y sustituyendo en la Ecuación (4.12):

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}^e \left(d\boldsymbol{\epsilon} - \frac{\left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right)^T \mathbf{D}^e d\boldsymbol{\epsilon}}{\left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right)^T \mathbf{D}^e \left(\frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right)} \right) \quad (4.15)$$

Reorganizando la Ecuación (4.15) se obtiene:

$$d\boldsymbol{\sigma} = \left(\mathbf{D}^e - \frac{\mathbf{D}^e \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right)^T \mathbf{D}^e}{\left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right)^T \mathbf{D}^e \left(\frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right)} \right) d\boldsymbol{\epsilon} \quad (4.16)$$

Por lo tanto, lo que queda dentro del paréntesis es D^{ep} , la cual relaciona los incrementos de esfuerzos y de deformaciones totales para el caso de carga plástica.

4.1.4. Endurecimiento

Las ecuaciones anteriores asumen que la superficie de fluencia está fija en el espacio de esfuerzos. Lo anterior implica que el límite de fluencia también coincide con la resistencia última del material. Sin embargo, es común en los suelos que se presente la acumulación de deformaciones plásticas, es decir, que se alcance su límite de fluencia, pero que puedan seguir suportando incrementos de esfuerzos. En el contexto de la teoría de la elastoplasticidad, en donde las deformaciones plásticas ocurren solo cuando el estado de esfuerzos está sobre la superficie de fluencia, es decir, cuando $f = 0$, esto implica que el tamaño, posición y/o forma de la superficie de fluencia cambia durante la carga. Si la superficie de fluencia solo cambia de tamaño, el endurecimiento a menudo se denomina endurecimiento isotrópico. Por otro lado, si la superficie de fluencia no cambia de tamaño, pero cambia de posición en el espacio de esfuerzos, se conoce como endurecimiento cinemático. Ambos tipos de endurecimiento se muestran en la Figura 4.3.

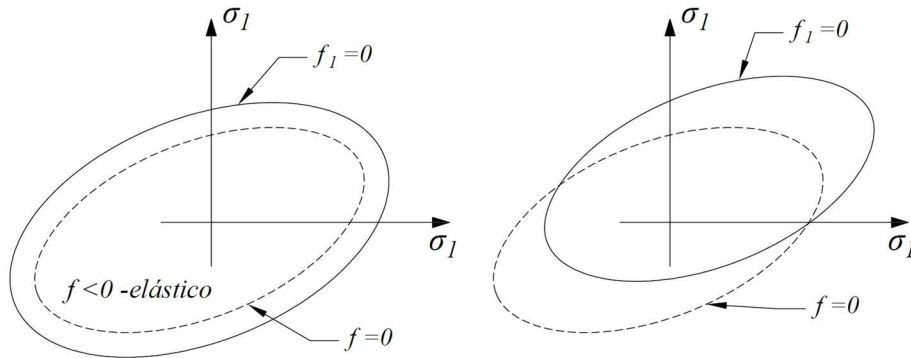


Figura 4.3. Endurecimiento isotrópico y cinemático (Krabbenhoft, 2002).

La variable que controla la evolución de la superficie de fluencia es lo que se conoce como el parámetro de estado o de endurecimiento α , el cual usualmente se asume como función de las deformaciones plásticas $\alpha(\epsilon^P)$.

La relación constitutiva considerando endurecimiento puede derivarse asumiendo la condición de consistencia correcta. Lo anterior implica que es necesario incluir el cambio de f debido a la evolución del parámetro de estado:

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma} d\sigma + \frac{\partial f}{\partial \alpha} d\alpha = 0 . \quad (4.17)$$

Asumiendo

$$H = -\frac{1}{d\lambda} \frac{\partial f}{\partial \alpha} d\alpha \quad (4.18)$$

la Ecuación (4.17) puede escribirse como:

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma} d\sigma - H\lambda = 0 \quad (4.19)$$

donde H se conoce como el módulo de endurecimiento.

De la misma forma que para el caso elastoplástico perfecto, utilizamos la condición de consistencia para obtener:

$$d\boldsymbol{\sigma} = \left(\mathbf{D}^e - \frac{\mathbf{D}^e \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \mathbf{D}^e}{H + \left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \mathbf{D}^e \left(\frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)} \right) d\boldsymbol{\epsilon} . \quad (4.20)$$

puede identificarse que cuando H tiende a infinito se recupera la matriz constitutiva elástica lineal, mientras que si $H = 0$ corresponde al caso elastoplástico perfecto (Ecuación 4.16). Sin embargo, cuando H tiene un valor finito, significa que la superficie de fluencia evoluciona con respecto al espacio de esfuerzos. Un valor positivo se asocia a un comportamiento en endurecimiento mientras que uno negativo a uno en reblandecimiento.

CAPÍTULO 5. MODELO CONSTITUTIVO HARDENING SOIL

El modelo Hardening Soil (HS) es un modelo constitutivo, desarrollado por Shanz (1999) en el marco de la teoría de la elastoplasticidad, que permite simular el comportamiento de diferentes tipos de suelo, tanto blandos como rígidos. Posteriormente, se incorporó al modelo la capacidad para reproducir el comportamiento a pequeñas deformaciones (Benz et al., 2007); a esta versión se le conoce como HSsmall. Aunque el modelo no se desarrolló específicamente para aplicaciones dinámicas, este exhibe características deseables respecto al comportamiento cíclico de los suelos como degradación de la rigidez con la deformación, un incremento de la rigidez al revertir la dirección de la carga y comportamiento histerético (Benz et al., 2009). Además, se ha utilizado con éxito para caracterizar el comportamiento de suelos bajo carga sísmica (Amorosi et al., 2016, 2017; Pinzón et al. 2020). Por lo tanto, su uso se consideró adecuado para caracterizar al depósito de suelo del caso de estudio descrito en el Capítulo 7. A continuación, se describen brevemente sus principales características.

5.1. Comportamiento elástico

Para las trayectorias de descarga y recarga, el comportamiento elástico se define en términos de un módulo de elasticidad que depende del estado de esfuerzos mediante la siguiente expresión:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos(\varphi) - \sigma'_3 \sin(\varphi)}{c \cos(\varphi) + p^{ref} \sin(\varphi)} \right)^m \quad (5.1)$$

donde E_{ur}^{ref} es el módulo de descarga-recarga correspondiente a una presión de referencia p^{ref} (usualmente $p^{ref} = 100$ kPa), σ'_3 es el esfuerzo principal menor (que corresponde a la presión de confinamiento en una prueba triaxial) y m es un exponente que controla la dependencia con el estado esfuerzos. Para arcillas blandas se sugiere un valor de $m = 1.0$, mientras que para arenas y limos se reportan valores entre 0.5 y 1.0 (Brinkgreve et al., 2022).

5.2. Mecanismos de fluencia

El modelo constitutivo incorpora dos mecanismos de fluencia: uno asociado a trayectorias desviadoras, que describe la evolución de la resistencia y la resistencia última del material; y uno asociado a trayectorias con bajas relaciones de esfuerzos, que describe la reducción de volumen plástico. En las secciones subsecuentes se describen ambos mecanismos.

5.2.1. Mecanismo de fluencia desviador

El mecanismo de fluencia desviador del modelo HS se implementó de tal forma que busca reproducir la relación hiperbólica entre la deformación axial ε_1 y el esfuerzo desviador q de Duncan y Chang (1970). Las pruebas triaxiales drenadas estándar tienden a producir curvas que pueden describirse de la siguiente manera (Brinkgreve et al., 2022):

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad \text{para } q < q_f \quad (5.2)$$

donde E_i es la rigidez inicial, la cual se relaciona con E_{50} como:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (5.3)$$

donde E_{50} es la rigidez secante al 50% del desviador último, el cual se asume dependiente del estado de esfuerzos mediante la siguiente expresión:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos(\varphi) - \sigma'_3 \sin(\varphi)}{c \cos(\varphi) + p^{ref} \sin(\varphi)} \right)^m \quad (5.4)$$

donde c es la cohesión, φ es el ángulo de fricción y E_{50}^{ref} es el valor de E_{50} a la presión de referencia p^{ref} . El esfuerzo desviador último q_f está definido como:

$$q_f = (c \cot(\varphi) - \sigma'_3) \frac{2 \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \quad (5.5)$$

y el valor asintótico del esfuerzo desviador q_a como:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (5.6)$$

Cuando $q = q_f$, significa que ya se agotó todo el Hardening y, por lo tanto, se satisface el criterio de falla presentándose una plasticidad perfecta.

La relación de falla R_f de la Ecuación (5.6) debe ser menor o igual a 1.0. Plaxis utiliza un valor predeterminado de $R_f = 0.9$. En la Figura 5.1 se muestra la relación hiperbólica que se obtiene de la Ecuación 5.2.

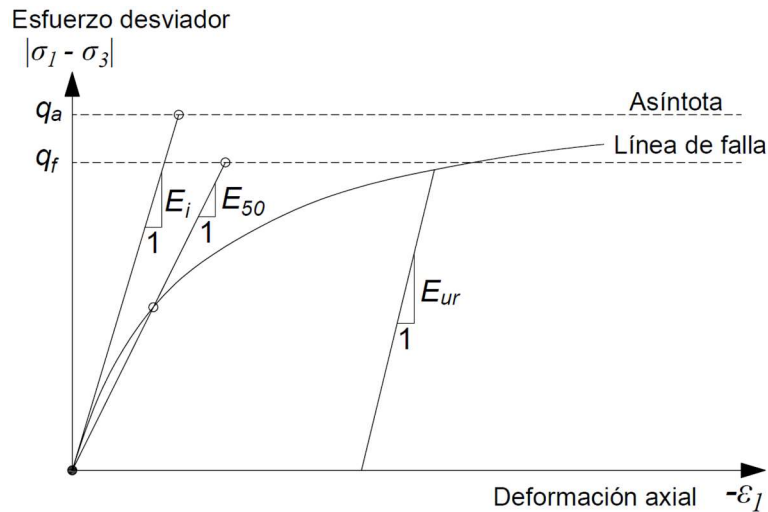


Figura 5.1 Relación hiperbólica esfuerzo-deformación para una prueba triaxial drenada (Brinkgreve et al., 2022).

Para la generalización de la relación hiperbólica de la Ecuación (5.2) la función de fluencia desviadora se define como:

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (5.7)$$

donde \bar{f} es función del esfuerzo desviador q como:

$$\bar{f} = \frac{2}{E_i} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad (5.8)$$

y γ^p es un parámetro de estado, función de las deformaciones plásticas, que se define como:

$$\gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \approx -2\varepsilon_1^p \quad (5.9)$$

donde ε_1^p es deformación plástica axial y ε_v^p es deformación volumétrica plástica. Como se observa, se desprecia la deformación plástica volumétrica en la definición del parámetro de estado γ^p .

La superficie de fluencia resultante para diferentes valores de γ^p puede observarse en la Figura 5.2, en donde se aprecia la evolución (hardening) de la superficie de fluencia resultante. Este proceso de endurecimiento está limitado por la envolvente de rotura Mohr-Coulomb, definida por los parámetros de resistencia φ y c .

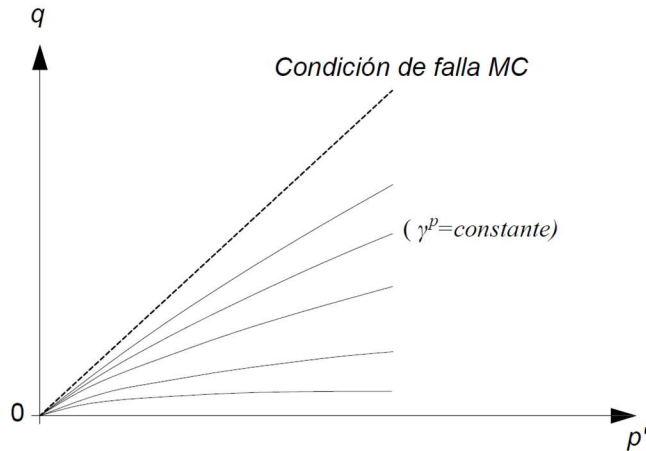


Figura 5.2. Lugares geométricos de fluencia para diferentes valores del parámetro de estado γ^p y la superficie de falla (Schanz et al., 1999).

5.3. Ley de flujo y dilatancia

El mecanismo de fluencia desviador considera una ley de flujo no asociada a fin de sobreestimar las deformaciones plásticas volumétricas de dilatancia. La ley de endurecimiento de este mecanismo desviador tiene la siguiente la siguiente forma:

$$\Delta\varepsilon_v^p = \sin(\Psi_m) \Delta\gamma^p \quad (5.10)$$

donde el ángulo de dilatancia movilizadado Ψ_m se calcula de la siguiente forma:

$$\text{Para } \sin(\varphi_m) < 3/4 \sin \varphi: \quad \Psi_m = 0$$

$$\text{Para } \sin(\varphi_m) < 3/4 \sin \varphi \text{ y } \Psi_m > 0 \quad \sin(\Psi_m) = \max\left(\frac{\sin(\varphi_m) - \sin(\varphi_{cv})}{1 - \sin(\varphi_m) \sin(\varphi_{cv})}, 0\right)$$

$$\text{Para } \sin(\varphi_m) < \frac{3}{4 \sin \varphi} \text{ y } \Psi_m \leq 0 \quad \Psi_m = \Psi$$

Para $\varphi = 0$

$$\Psi_m = 0$$

donde φ_m es el ángulo de fricción interna movilizado y φ_{cv} es el ángulo de fricción en el estado crítico, siendo este último una constante del material independiente la densidad.

Las ecuaciones descritas anteriormente son una adaptación de la relación esfuerzo-dilatancia propuesta por Rowe (1962). La Figura 5.3 muestra el ángulo de dilatancia resultante en términos del ángulo de fricción movilizado φ_m .

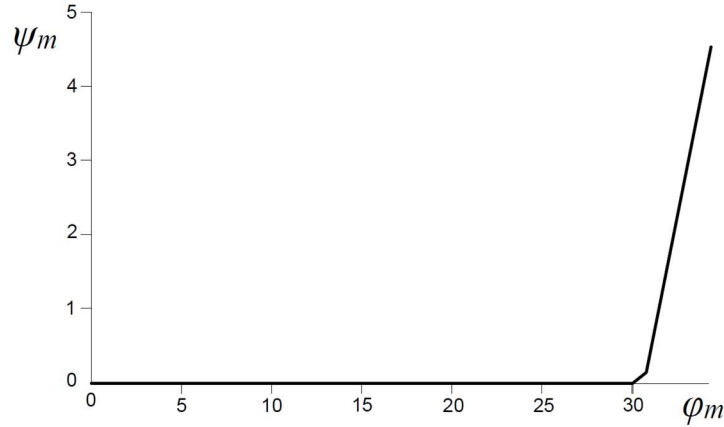


Figura 5.3 ángulos de dilatancia, Ψ_m y fricción, φ_m movilizados para el modelo HS (Brinkgreve et al., 2022).

Por otro lado, el programa también permite establecer un límite para el comportamiento en dilatancia para representar que el material alcanzó la condición en el estado crítico. Este se define en términos de una relación de vacíos máxima e_{max} de la siguiente forma:

$$\text{Para } e < e_{max} \quad \sin(\Psi_m) = \frac{\sin(\varphi_m) - \sin(\varphi_{cv})}{1 - \sin(\varphi_m) \sin(\varphi_{cv})}$$

$$\text{Para } e \geq e_{max} \quad \Psi_m = 0$$

Esto resulta en curvas ε_v vs. ε_1 como la mostrada en la Figura 5.4.

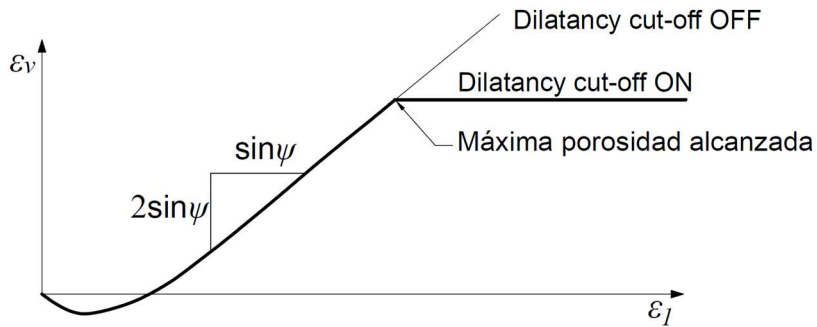


Figura 5.4. Límite de dilatancia para una prueba triaxial drenada (Brinkgreve et al., 2022).

5.3.1. Mecanismo de fluencia volumétrico

Dado que el mecanismo de fluencia desviador no genera deformación plástica volumétrica, el modelo podría sobreestimar significativamente la rigidez del suelo en trayectorias de compresión. Lo anterior es la principal desventaja del Mohr-Coulomb (Obrzud y Trudy, 2018).

Para permitir la acumulación de deformaciones plásticas volumétricas, el modelo HS incorpora un mecanismo de fluencia volumétrico, cuya evolución está controlada por el parámetro E_{oed} , que al igual que el E_{50} y el E_{ur} , depende del estado de esfuerzos mediante la siguiente expresión:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos(\varphi) - \sigma'_3 \sin(\varphi)}{c \cos(\varphi) + p^{ref} \sin(\varphi)} \right)^m \quad (5.11)$$

donde E_{oed}^{ref} corresponde al módulo edométrico E_{oed} a la presión de referencia (ver Figura 5.5).

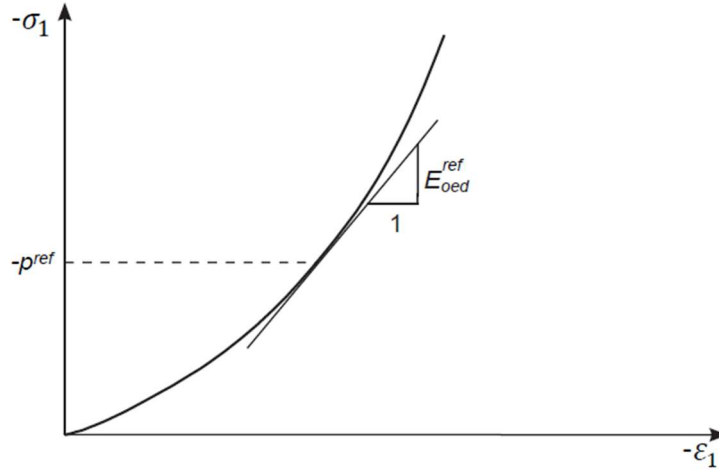


Figura 5.5. Obtención del E_{oed}^{ref} a través de pruebas edométricas (Brinkgreve et al., 2022).

Este mecanismo de fluencia adicional se utiliza para limitar la región elástica en trayectorias de compresión (*cap* volumétrico), y se define mediante la siguiente expresión:

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{M^2} + (p')^2 - p_p^2 \quad (5.12)$$

donde M es un parámetro auxiliar que define la forma de la superficie y que se relaciona con el coeficiente de empuje de tierra en reposo para condiciones normalmente consolidadas K_0^{nc} , p' es el esfuerzo medio efectivo, definido como:

$$p' = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)}{3} \quad (5.13)$$

y \tilde{q} es una medida del esfuerzo desviador, definida como:

$$q = \sigma'_1 + (\alpha_1 - 1)\sigma'_2 - \alpha_1\sigma'_3 \quad (5.14)$$

donde

$$\alpha_1 = \frac{(3 + \sin \varphi)}{(3 - \sin \varphi)}. \quad (5.15)$$

La Figura 5.6 muestra la superficie de fluencia volumétrica en el plano $p - q$. La posición de la superficie se define por el esfuerzo de preconsolidación isotrópico p_p , el cual representa el parámetro de estado de este mecanismo de fluencia.

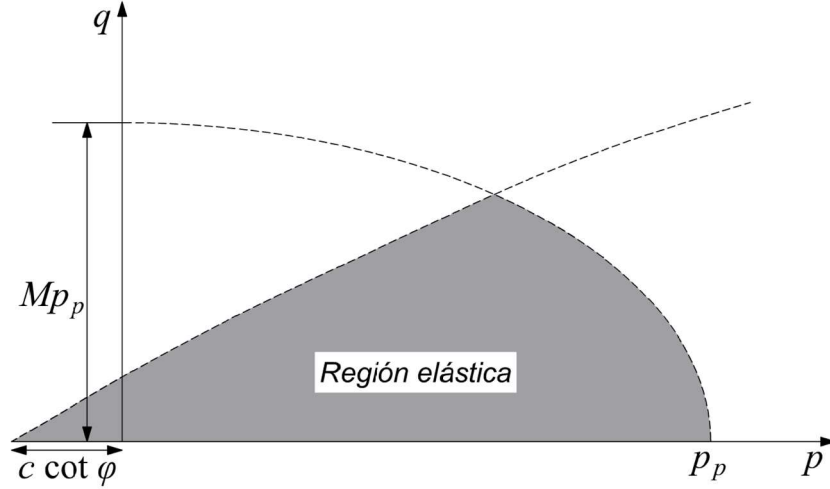


Figura 5.6. Superficies de fluencia en el plano $p' - q$ (Brinkgreve et al., 2022).

La ley de endurecimiento, que relaciona el incremento del esfuerzo medio $\Delta p'$ con el incremento de la deformación volumétrica plástica $\Delta \varepsilon_v^p$, se define como:

$$\Delta \varepsilon_v^{pc} = \frac{K_s - 1}{K_c^{ref}} \left[\left(\frac{p_p + c \cot(\varphi)}{p^{ref} + c \cot(\varphi)} \right)^{-m} \right] \dot{p}_p \quad (5.16)$$

donde K_s^{ref} es el módulo de volumétrico de referencia en descarga/recarga, el cual puede escribirse en términos de E_{ur}^{ref} como:

$$K_s^{ref} = \frac{E_{ur}^{ref}}{3(1-2\nu_{ur})} \quad (5.17)$$

y K_s/K_c es el cociente entre los módulos volumétricos de expansión/recompresión y de compresión isotrópica primaria.

Tanto M como la relación K_s/K_c son parámetros que definen la formulación del cap volumétrico. Sin embargo, estos no se utilizan como parámetros de entrada directamente en el programa. Como se mencionó previamente, M puede definirse en términos de K_0^{nc} para obtener la relación de esfuerzos correcta en trayectorias unidimensionales y condiciones normalmente consolidadas. Por otro lado, la relación entre módulos K_s/K_c puede aproximarse a partir de la siguiente expresión:

$$\frac{K_s}{K_c} \approx \frac{E_{ur}^{ref}}{E_{oed}^{ref}} \frac{K_0^{nc}}{(1+2K_0^{nc})(1-2\nu_{ur})}. \quad (5.18)$$

5.4. Rigidez a pequeñas deformaciones

Como se mencionó previamente, una variante del modelo HS también permite incorporar la variación de la rigidez que exhiben los suelos a pequeñas deformaciones, como se ilustra en la Figura 5.7. Este comportamiento se cree que es una característica fundamental de todos los materiales geotécnicos, incluidos arcillas, limos, arenas, gravas y rocas (Tatsuoka et al., 2001), bajo carga estática y dinámica (Burland, 1989), y para condiciones de carga con y sin drenaje (Lo Presti et al., 1996).

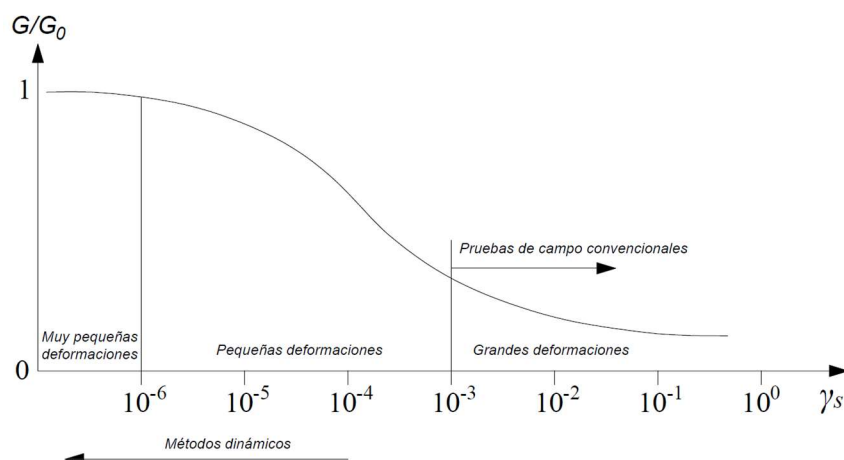


Figura 5.7. Comportamiento característico de rigidez-deformación del suelo con rangos de deformación típicos para pruebas de laboratorio y estructuras (Atkinson y Salfors, 1991).

El esfuerzo cortante más pequeño que se puede medir de manera confiable en pruebas convencionales, como ensayos triaxiales o edómetros sin instrumentación especial, es del orden de $\gamma \approx 1 \times 10^{-3}$. El límite de los ensayos de laboratorio clásicos coincide también con las deformaciones de corte características que se pueden medir cerca de las estructuras geotécnicas. Sin embargo, la rigidez del suelo que debe emplearse en el análisis de estructuras geotécnicas no es la que se relaciona con estas deformaciones finales, y la rigidez del suelo a pequeñas deformaciones y su dependencia no lineal es de gran importancia cuando se busca estimar desplazamientos de forma confiable (Benz T. , 2007).

El modelo Hardening Soils a pequeñas deformaciones (HSsmall), implementado en Plaxis, está basado en el modelo Hardening soils convencional y utiliza los mismos parámetros. La única distinción es la incorporación de dos parámetros adicionales para describir la variación de la rigidez con la deformación a pequeñas deformaciones (Brinkgreve et al., 2022). Estos son el módulo de rigidez al cortante para pequeñas deformaciones G_{max} y el nivel de deformación de corte $\gamma_{0.70}$ en el que el módulo de corte secante G_s se reduce aproximadamente al 70% de G_{max} .

La rigidez secante histerética G_s , de la gráfica esfuerzo-deformación durante carga cíclica o dinámica con amplitudes de deformación muy pequeñas, a veces se denomina rigidez “dinámica” del suelo. Por otro lado, la rigidez “estática” se determina a partir de la primera parte de la curva esfuerzo-deformación en ensayos edométricos o triaxiales. La diferencia entre los módulos de rigidez “dinámicos” (pequeñas deformaciones) y “estáticos” (grandes deformaciones) se debe a la diferente magnitud o amplitud de la deformación y no a las diferentes tasas de carga, ya que las fuerzas de inercia y la tasa de deformación tienen poca influencia en la rigidez inicial del suelo.

Existen numerosas propuestas para describir el comportamiento de la degradación de la rigidez en el suelo a pequeñas deformaciones. Particularmente, el modelo HSsmall incorpora el modelo de Hardin y Drnevich (1972), donde el módulo secante G_{sec} se relaciona con la deformación por corte tal como:

$$\frac{G_{sec}}{G_0} = \frac{1}{1 + a \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.70}} \right|} \quad (5.19)$$

donde la constante a se asume igual a 0.385.

En términos del módulo de corte secante, la relación esfuerzo-deformación se puede formular como:

$$\tau = G_{sec}\gamma = \frac{G_0\gamma}{1 + a \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.70}} \right|} \quad (5.20)$$

Tomando la derivada de la expresión anterior con respecto al esfuerzo de corte se obtiene el módulo de corte tangente:

$$G_{tan} = \frac{G_0}{\left(1 + a \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.70}} \right|\right)^2} \quad (5.21)$$

La ecuación anterior describe la reducción del módulo de rigidez G_{tan} como función de la amplitud de la deformación γ . Sin embargo, es importante notar que, a diferencia del modelo Hardin y Drnevich (1972) original, aquí no se busca describir el comportamiento a grandes deformaciones mediante esta reducción del módulo de rigidez, sino mediante la formulación original del modelo HS. Por lo tanto, se establece un límite a este mecanismo de reducción, llamado $\gamma_{cut-off}$, el cual se aplica cuando la rigidez tangente G_{tan} se reduce hasta alcanzar a la rigidez de descarga-recarga G_{ur} (Ver Figura 5.8). Por lo tanto,

$$G_{tan} \geq G_{ur} \quad (5.22)$$

donde

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (5.23)$$

El límite de deformación en el que $G_{tan} = G_{ur}$, $\gamma_{cut-off}$, se puede determinar como:

$$\gamma_{cut-off} = \frac{\gamma_{0.70}}{a} \left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) \quad (5.24)$$

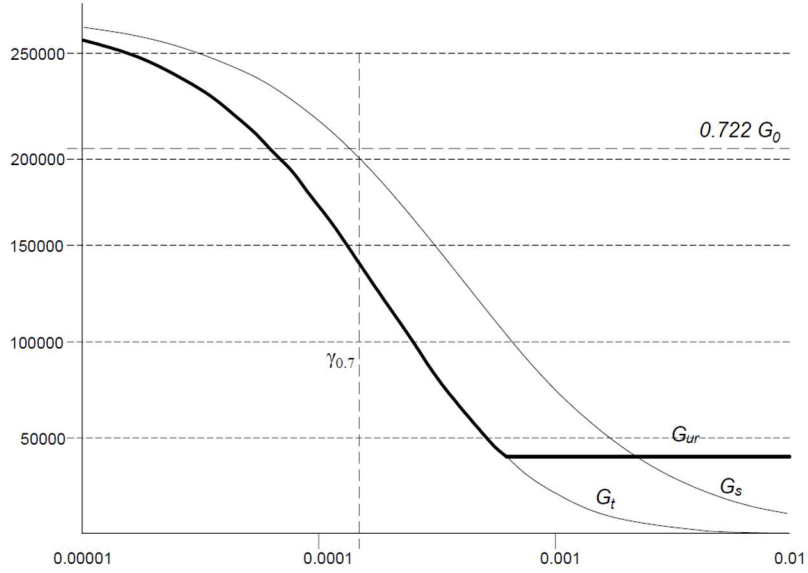


Figura 5.8. Grafica del módulo secante y tangente (Brinkgreve et al., 2022).

Al igual que el resto de los parámetros de rigidez del modelo, G_0 también depende del estado de esfuerzos mediante la siguiente expresión:

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (5.25)$$

donde G_0^{ref} es el módulo de rigidez al corte a la presión de referencia p^{ref} .

Finalmente, para producir ciclos de histéresis cerrados, el modelo adopta las reglas de Masing (1926), las cuales establecen:

- El módulo de rigidez al corte en descarga es igual al módulo tangente inicial para la curva de carga inicial.
- La forma de las curvas de descarga y recarga es igual a las de la curva de carga inicial, pero del doble de tamaño.

CAPÍTULO 6. METODOLOGÍA DE DECONVOLUCIÓN EN MATERIALES ELASTOPLÁSTICOS

El objetivo principal del presente trabajo es la aplicación y el estudio de la metodología introducida por Mánica et al. (2023) para la deconvolución de señales sísmicas en el dominio del tiempo, en donde se asume un comportamiento elastoplástico no lineal del depósito de suelo. Particularmente, se busca la generación de movimientos de entrada destinados a ser implementados en la base de un cierto modelo numérico para análisis de interacción dinámica suelo-estructura (DSSI, por sus siglas en inglés), cuando el movimiento de diseño se especifica en la superficie de un depósito de suelo no lineal en términos de un cierto espectro de respuesta. Históricamente, este problema se ha abordado mediante la deconvolución en el dominio de la frecuencia de la señal, en donde el comportamiento no lineal del suelo se introduce de forma aproximada con el método lineal equivalente (Schnabel et al., 1972), en donde se reduce la rigidez y se aumenta la relación de amortiguamiento de forma iterativa, en función de la magnitud de la deformación alcanzada en la iteración previa, de acuerdo con las relaciones de degradación de rigidez y de amortiguamiento adoptadas. Sin embargo, si en el análisis numérico de DSSI se utiliza un modelo constitutivo no lineal complejo, descrito por ejemplo en el marco de la teoría de la elastoplasticidad (Capítulo 4), el movimiento en superficie no se recupera mediante la propagación de la señal deconvuelta a través del modelo numérico (en campo libre) debido a los diferentes enfoques para describir el comportamiento no lineal del suelo.

En este contexto, la metodología propuesta por Mánica et al. (2023) permite considerar la misma descripción constitutiva que se pretenda utilizar en el análisis numérico de DSSI, por lo que garantiza que el movimiento en superficie se recupera mediante la propagación de la señal generada a través del modelo numérico, en condiciones de campo libre. En las secciones subsecuentes se describe la metodología mencionada, así como algunos ejemplos de aplicación presentados en Mánica et al. (2023).

6.1. Descripción de la metodología

La metodología desarrollada por Mánica et al. (2023) consiste en la generación de una señal en la base de un modelo numérico (Figura 6.1c), que al propagarse en condiciones de campo libre permita recuperar el movimiento objetivo en la superficie (Figura 6.1a), considerando el comportamiento no lineal del suelo.

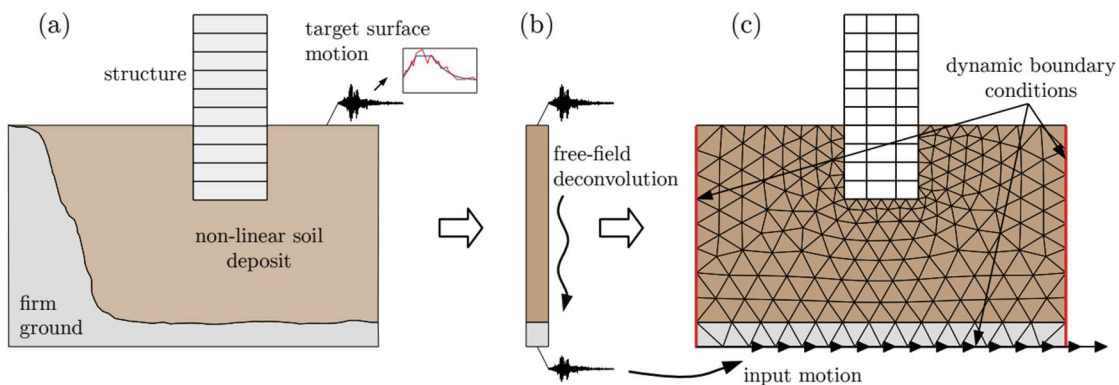


Figura 6.1. Descripción general de la metodología (Mánica et al., 2023).

La metodología utiliza un modelo numérico dinámico, en condiciones de campo libre (Figura 6.1b), en donde el comportamiento del suelo se caracteriza con el mismo modelo constitutivo y con los mismos parámetros que se utilizarán en el análisis numérico de interacción dinámica que se pretende realizar. Como se asumen condiciones en campo libre, basta con simular un ancho unitario de la

columna de suelo, con condiciones de contorno dinámicas que permitan representar la naturaleza semi-infinita del depósito (Mánica et al., 2023). Tanto en la metodología original como en el presente trabajo se asumen análisis bidimensionales (2D) en condiciones de deformación plana.

Como se mencionó previamente, el movimiento objetivo en la superficie del depósito se define en términos de un cierto espectro de respuesta $SA^{target}(T)$, que puede corresponder al espectro de una cierta señal registrada en superficie o a un espectro de código.

Una vez construido el modelo numérico en campo libre, es necesario definir un cierto movimiento de entrada inicial, en términos de una historia de aceleración en la base del modelo numérico $ACC_{i=0}^{base}(t)$, donde el subíndice i se refiere el número de iteración. Idealmente, el movimiento de entrada debería generar un espectro de respuesta en superficie no tan distinto al espectro objetivo al propagarse a través del modelo numérico. Por lo tanto, la señal resultante de la deconvolución en el dominio de la frecuencia, mediante el método lineal equivalente, representa una alternativa adecuada para iniciar el procedimiento iterativo. Es importante mencionar que la forma específica en la que se prescribe la señal de entrada depende de las condiciones de contorno adoptadas en la base del modelo. Esto se describe con mayor detalle en la Sección 6.3.

Después de la propagación del movimiento de entrada a través del modelo numérico, se determina el espectro de respuesta en superficie resultante y se compara con el espectro objetivo. El método se basa en la hipótesis de que modificaciones en un cierto período de vibración T del espectro de respuesta en la base $SA_i^{base}(T)$ producirán una modificación en el mismo período del espectro en superficie $SA_i^{surface}(T)$, resultante de la propagación del movimiento. Aunque esto último no es rigurosamente cierto, es una aproximación lo suficientemente buena para que el enfoque propuesto funcione adecuadamente. Por lo tanto, se calcula un factor de corrección entre el espectro objetivo y el espectro en superficie del movimiento inicial:

$$F_{i=1}^{raw}(T) = \frac{SA^{target}(T)}{SA_{i=0}^{surface}(T)} . \quad (6.1)$$

Este factor de corrección se emplea para modificar el espectro de respuesta en la base como:

$$SA_{i=1}^{base}(T) = SA_{i=0}^{base}(T)F_{i=1}^{raw}(T) . \quad (6.2)$$

Para generar una nueva historia de aceleraciones en la base del modelo, se utiliza el movimiento inicial en la base $ACC_{i=0}^{base}(t)$ como semilla para modificarlo, mediante una cierta técnica de ajuste espectral, de tal forma que reproduzca el espectro corregido en la base $SA_{i=1}^{base}(T)$. Particularmente se emplea la técnica de ajuste espectral descrita brevemente en la Sección 6.1.

Por supuesto, no se espera que la corrección calculada con la Ecuación (6.1) resulte en la necesaria para ajustar el espectro objetivo. La forma específica en la que las aceleraciones espectrales entre la base y la superficie depende de las características específicas del suelo y del contenido de frecuencia del movimiento de entrada. Sin embargo, siempre que la dirección del cambio se capture correctamente para cada período, es decir, si las aceleraciones espectrales deben aumentar o disminuir para coincidir con el objetivo, las iteraciones deberían de converger en la solución deseada (Mánica et al., 2023). Sin embargo, muy frecuentemente las correcciones calculadas con la Ecuación (6.1) no logran la convergencia del procedimiento iterativo. Lo anterior ocurre debido a que, para algunos periodos, por ejemplo, cerca del periodo fundamental de vibración del suelo, la amplificación puede

ser bastante grande, causando que pequeños cambios en el espectro de respuesta de la base $SA_i^{base}(T)$ resulten en cambios importantes en el espectro en superficie $SA_i^{surface}(T)$. Lo anterior genera oscilaciones en el espectro resultante, sobreestimando y subestimando al espectro objetivo en iteraciones sucesivas, sin lograr nunca la convergencia o requiriendo de un número excesivo de iteraciones para lograrlo. En consecuencia, el factor de corrección $F_{i+1}^{raw}(T)$ debe restringirse de forma selectiva, teniendo en cuenta el nivel de amplificación en cada período de vibración del espectro. Para este propósito, se calcula un factor de amplificación como:

$$AF_i(T) = \frac{SA_i^{surface}(T)}{SA_i^{base}(T)} . \quad (6.3)$$

Posteriormente, se define un factor de corrección ajustado $F_{i+1}(T)$, el cual se define como:

$$F_{i+1}(T) = 1.0 + (F_{i+1}^{raw}(T) - 1.0)a_{i+1}(T) . \quad (6.4)$$

La forma de la Ecuación (6.4) garantiza tratar las correcciones que requieran reducir o aumentar las ordenadas espectrales. La variable $a_{i+1}(T)$ controla la magnitud de estas, y se define mediante la siguiente función por partes:

$$a_{i+1}(T) = \begin{cases} 0.50 & \text{Si } AF_i(T) < 1.20 \\ 1.025 - 0.4375AF_i(T) & \text{Si } 1.20 \leq AF_i(T) \leq 2.0 \\ 0.15 & \text{Si } AF_i(T) > 2.0 \end{cases} . \quad (6.5)$$

Según Mánica et al. (2023), la forma específica $a_{i+1}(T)$ se determinó de forma heurística, con un buen balance entre estabilidad y desempeño de la metodología (Figura 6.2).

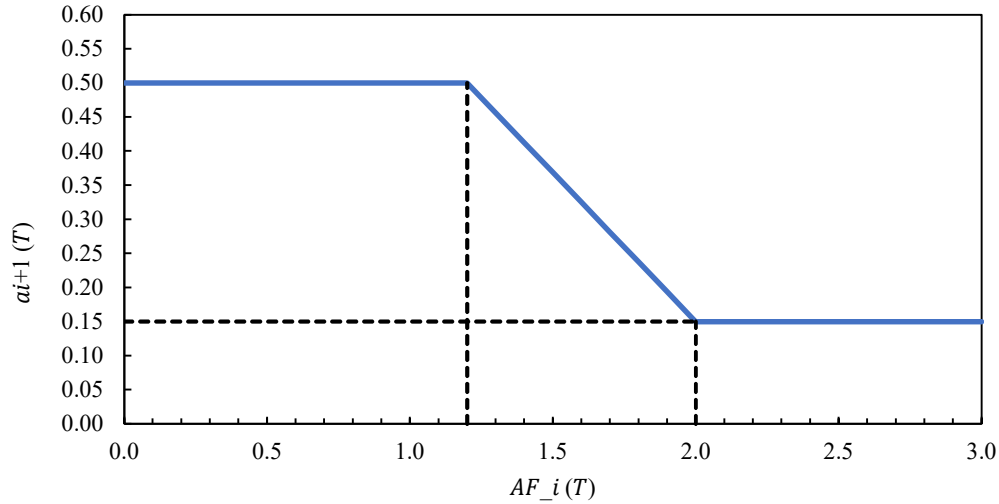


Figura 6.2. Función por partes para $a_{i+1}(T)$ (Mánica et al., 2023).

El nuevo espectro en la base se obtiene mediante el factor de corrección ajustado como:

$$SA_{i=1}^{base}(T) = SA_{i=0}^{base}(T)F_{i+1}(T) , \quad (6.6)$$

el cual se utiliza como el espectro objetivo en la técnica de ajuste espectral (Sección 6.1.1) para generar un nuevo movimiento de entrada. Los pasos anteriores se repiten hasta que las diferencias entre el espectro en superficie resultante de la propagación y el espectro objetivo sean menores a un cierto valor admisible. Sin embargo, es importante mencionar que la técnica de ajuste espectral, utilizada para generar los movimientos de entrada del análisis numérico en cada iteración, involucra un cierto nivel de error. Por lo tanto, no es posible obtener una precisión arbitraria incrementando el número de iteraciones. En general se asume un ajuste satisfactorio cuando las diferencias entre las ordenadas espectrales con respecto al espectro objetivo son igual o menores a $\pm 5\%$. Por lo tanto, si el factor $F_{i=1}^{raw}(T)$ resulta entre 0.95 y 1.05, se fija un valor de 1.0 y, por lo tanto, no modifica ese periodo del espectro de respuesta para esa iteración.

En la Figura 6.3, se resume el algoritmo de la metodología propuesta por Mánica et al. (2023). En la validación de la metodología, se utilizó el software de FE Plaxis (Bentley Systems, 2022) para la propagación en campo libre del movimiento de entrada. Este software es adecuado para la tarea, ya que cuenta con una interfaz de programación de aplicaciones (API) que permite su manipulación a través de código Python. Por lo tanto, el algoritmo iterativo se automatizó completamente en una Jupyter Notebook.

```

1. Set  $i = 0$ .
2. Set  $ACC_i^{base}(t) =$  initial input motion.
3. Perform FEM site response analysis with  $ACC_i^{base}(t)$  and get  $SA_i^{surface}(T)$ .
4. Compute raw correction factor:

$$F_{i+1}^{raw}(T) = \frac{SA^{target}(T)}{SA_i^{surface}(T)}$$

IF  $F_{i+1}^{raw}(T) \geq 0.95$  AND  $F_{i+1}^{raw}(T) \leq 1.05$ 

$$F_{i+1}^{raw}(T) = 1.0$$

END IF
5. Compute adjusted correction factor:

$$AF_i(T) = \frac{SA_i^{surface}(T)}{SA_i^{base}(T)} \quad a_{i+1}(T) = 1.025 - 0.4375 AF_i(T)$$

IF  $a_{i+1}(T) < 0.15$ 

$$a_{i+1}(T) = 0.15$$

ELSE IF  $a_{i+1}(T) > 0.5$ 

$$a_{i+1}(T) = 0.5$$

END IF

$$F_{i+1}(T) = 1.0 + (F_{i+1}^{raw}(T) - 1.0) a_{i+1}(T)$$

6. Compute new base response spectra as  $SA_{i+1}^{base}(T) = SA_i^{base}(T)F_{i+1}(T)$ .
7. Perform spectral matching with  $ACC_0^{base}(t)$  as seed and  $SA_{i+1}^{base}(T)$  as target.
and get  $ACC_{i+1}^{base}(t)$ .
8. Perform FEM site response analysis with  $ACC_{i+1}^{base}(t)$  and get  $SA_{i+1}^{surface}(T)$ .
9. Compute error measure  $E$  comparing  $SA_{i+1}^{surface}(T)$  and  $SA^{target}(T)$ .
IF  $E > TOL$ 
Set  $i = i + 1$ 
GOTO step 4
END IF

```

Figura 6.3 Algoritmo completo del método iterativo de deconvolución (Mánica et al., 2023).

6.1.1. Técnica de ajuste espectral

La técnica de ajuste espectral, utilizada para generar el movimiento de entrada en la base del modelo para cada iteración, se basa en la modificación del espectro de amplitudes de Fourier del movimiento semilla, de tal forma que coincida con el objetivo (Mánica et al., 2023). En el caso de un sistema no amortiguado, el remplazo del espectro de amplitudes de Fourier por el espectro de respuesta de velocidades no amortiguado objetivo debería representar una buena estimación de la solución. Sin embargo, en la práctica, para cualquier espectro de respuesta y sistemas amortiguados, el ajuste espectral requiere de un proceso iterativo. Particularmente, el ajuste espectral adoptado se realiza de la siguiente forma:

1. Sustitución del espectro de amplitudes de Fourier por el espectro objetivo.
2. Cálculo del espectro de respuesta SR del acelerograma.
3. Cálculo de una función F_{jk} definida como:

$$F_{jk} = \frac{SR_j^{obj}}{SR_{jk}} \quad \begin{cases} j = 1 \dots N_{freq} \\ k = 1 \dots N_{iter} \end{cases} \quad (6.7)$$

donde el subíndice j se refiere a la j -ésima coordenada de los espectros objetivo y de respuesta, y el subíndice k se refiere a la k -ésima iteración.

4. Un nuevo acelerograma se define multiplicando el espectro de amplitudes de Fourier por el factor F_{jk} y aplicando la transformada rápida de Fourier inversa (IFFT).
5. Se estima una cierta medida de error y el proceso iterativo se detiene si el criterio se cumple. De lo contrario, se vuelve al paso 2 y el procedimiento se repite hasta la convergencia.

Algunos detalles adicionales respecto al procedimiento de ajuste espectral son necesarios para su estabilidad y desempeño adecuado. Más detalles pueden consultarse en Mánica et al. (2023).

6.2. Ejemplo de aplicación en Mánica et al. (2023)

Mánica et al. (2023) validaron el funcionamiento del método a través de un ejemplo de aplicación con un modelo de FE, empleado por Pinzón et al. (2020), el cual no representa un sitio en específico y consiste en un depósito de arena de compacidad media a densa de 30 metros de espesor. En la presente sección se describe dicha validación. La Tabla 6.1 resume las propiedades del material, el cual se caracteriza con el modelo HSsmall (ver Capítulo 5).

Tabla 6.1. Parámetros del ejemplo de aplicación (Pinzón et al., 2020).

Parámetro	Símbolo	Unidades	Valor
Peso unitario	γ_s	kN/m ³	20
Rigidez al corte a pequeñas deformaciones	G_{max}	kPa	125000
Deformación de corte a 0.70	$\gamma_{0.70}$	-	1.53E-04
Rigidez triaxial a compresión	E_{50}^{ref}	kPa	40000
Rigidez edométrica	E_{oed}^{ref}	kPa	32000

Parámetro	Símbolo	Unidades	Valor
Rigidez de descarga/recarga	E_{ur}^{ref}	kPa	120000
Relación de Poisson para descarga/recarga	ν		0.2
Presión de referencia	p^{ref}	kPa	100
Relación dependiente del esfuerzo	m	-	0.5
Cohesión	c	kPa	0
Ángulo de fricción	φ	°	35
Ángulo de dilatación	ψ	°	5
Relación de falla	R_f	-	0.9
Relación de esfuerzos para consolidación unidimensional	K_0	-	0.426

Como la metodología asume condiciones en campo libre para la propagación, se utilizó una columna de suelo de 2.0 m de espesor con condiciones de frontera específicas. Para las fronteras laterales se utilizó los grados de libertad atados (Tied degrees of freedom). Esta condición vincula los nodos de los límites izquierdo y derecho del modelo de modo que experimenten exactamente los mismos desplazamientos (Zienkiewicz et al., 1988). Estas fronteras solo se pueden aplicar si la distribución de nodos a lo largo de los dos límites verticales del modelo es idéntica, es decir, los nodos correspondientes en el lado izquierdo y derecho deben tener la misma coordenada y (Laera y Brinkgreve, 2015).

Por otro lado, en la base del modelo se utiliza una base absorbente (compliant base), la cual consta en cada nodo de dos amortiguadores independientes en las direcciones normal y de corte (Lysmer y Kuhlemeyer, 1969). Considerando solo a la dirección de corte, los amortiguadores proporcionan una tracción de corte viscoso dada por:

$$\tau(t) = \rho V_s \dot{u}_x(t) \quad (6.8)$$

donde ρ es la densidad, V_s es la velocidad de onda de cortante y \dot{u}_x es la velocidad horizontal de la partícula del movimiento ascendente que se propaga. La Ecuación (6.8) corresponde a la relación entre el esfuerzo cortante y la velocidad de las partículas en una onda cortante elástica (Kolsky, 1963). Esta condición de frontera absorbe las ondas que se propagan hacia abajo, para que no se reflejen de vuelta al modelo (Mejía y Dawson, 2006). Sin embargo, es importante mencionar que cuando se utiliza este tipo de frontera no se puede ingresar directamente una historia de aceleraciones, ya que la base debe poder moverse libremente para absorber las ondas incidentes. En su lugar, la historia de aceleraciones se transforma en una historia de esfuerzos cortantes, mediante la siguiente expresión:

$$\tau(t) = 2\rho V_s \dot{u}_x(t) . \quad (6.9)$$

El factor de dos aparece debido a que la mitad del esfuerzo se absorbe por los amortiguamientos viscosos. En el caso de Plaxis, la transformación de la Ecuación (6.9) se realiza de forma automática, y el usuario puede ingresar el movimiento en términos de una historia de aceleraciones. Sin embargo, es importante notar que la Ecuación (6.9) asume un comportamiento elástico del material adyacente al límite. Por lo tanto, el límite inferior debe colocarse lo suficientemente profundo para que la última capa sea lo suficientemente rígida para que pueda caracterizarse con un material elástico lineal (Figura 6.4).

También es importante mencionar que cuando se utiliza una base absorbente solo debe prescribirse el tren de ondas propagándose hacia arriba, ya que el tren de ondas propagándose hacia abajo ocurre de forma natural al reflejarse en el modelo numérico. En el caso de una señal registrada en una superficie libre, el tren de ondas propagándose hacia arriba corresponde a la mitad de los valores de aceleración (Mejia y Dawson, 2006).

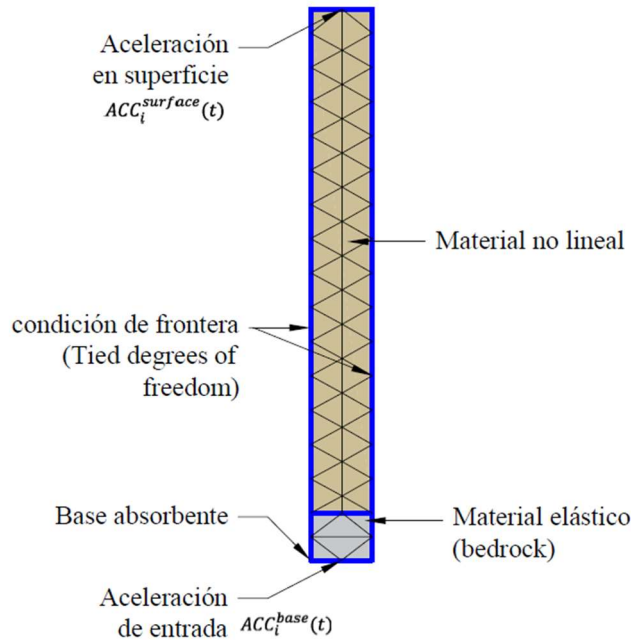


Figura 6.4. Modelado numérico de una columna de suelo en campo libre.

El espectro objetivo corresponde a un espectro de diseño del Eurocódigo 8 (CEN, 2004), el cual representa sitios con alta sismicidad y grandes sismos ($M_w \geq 5.5$, Tipo 1), y con una clasificación de tipo de terreno clase C ($180 < V_{s3} \leq 360$ m/s). Se asumió una aceleración del suelo de diseño de 0.4 g que corresponde a una Zona Sísmica 1 en Italia (> 0.25 g).

Los movimientos de entrada inicial en la base del modelo corresponden a las componentes horizontales registradas durante los terremotos de Irpinia (1980), Umbria-Marche (1997) y L'Aquila (2009). Estos son registros en superficie seleccionados arbitrariamente con el fin de demostrar el potencial de la metodología propuesta. Los datos fueron obtenidos de la base de datos PEER Ground Motion (Ancheta et al., 2013). En la Tabla 6.2 se resumen las principales características de los movimientos empleados.

Tabla 6.2 Propiedades de los movimientos de entrada (Mánica et al., 2023).

Evento	Año	Estación	M_w	R_{jb}	R_{rup}	IA	$D5-75$
-	-	-	-	km	km	m/s	s
L'Aquila, Italia	2009	L'Aquila - V. Aterno-Centro Valle	6.3	0.00	6.27	2.8	4.9
Irpinia, Italia-01	1980	Sturno (STN)	6.9	6.78	10.84	1.4	7.0
Umbria Marche (foreshock), Italia	1997	Colfiorito	5.7	0.58	4.02	0.7	2.9

donde M_w es la magnitud de momento, R_{jb} es la distancia Joyner-Boore al plano de ruptura, R_{rup} es la distancia más cercana al plano de ruptura, IA es la intensidad de Arias y $D5-75$ es la duración significativa (el tiempo necesario para acumular entre 5 y 75% de la intensidad de Arias, 1970).

En la Figura 6.5 se muestra el resultado de la aplicación de la metodología para la componente EW del sismo de Irpinia después de 30 iteraciones. La línea en color azul representa el espectro de respuesta en superficie obtenido de la propagación inicial del movimiento de entrada, las líneas grises corresponden a las diferentes iteraciones, la línea negra punteada corresponde al espectro de respuesta objetivo y, por último, la línea color rojo representa el espectro de respuesta en superficie que reportó el menor error cuadrático durante el proceso iterativo (Figura 6.6). Se puede observar que la metodología propuesta es capaz de reproducir satisfactoriamente el espectro objetivo en superficie.

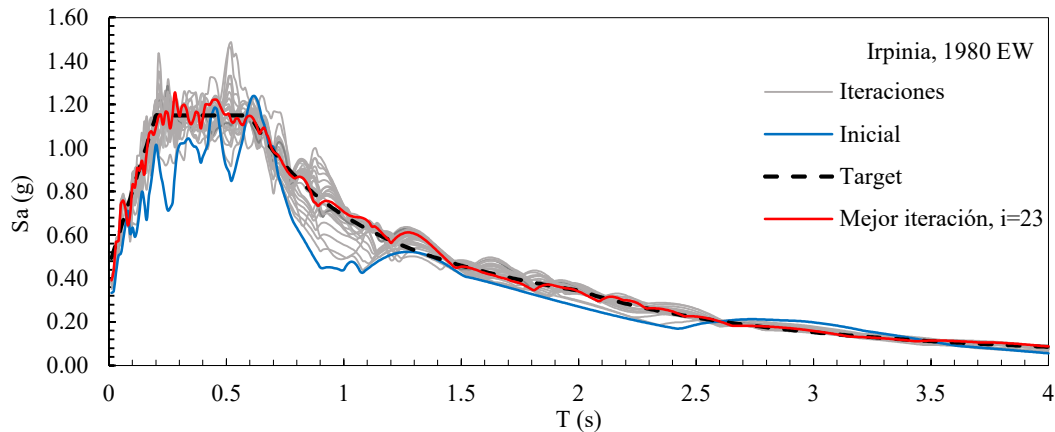


Figura 6.5 Espectros de respuesta en superficie del procedimiento iterativo para el sismo de Irpinia, 1980 EW (Mánica et al., 2023).

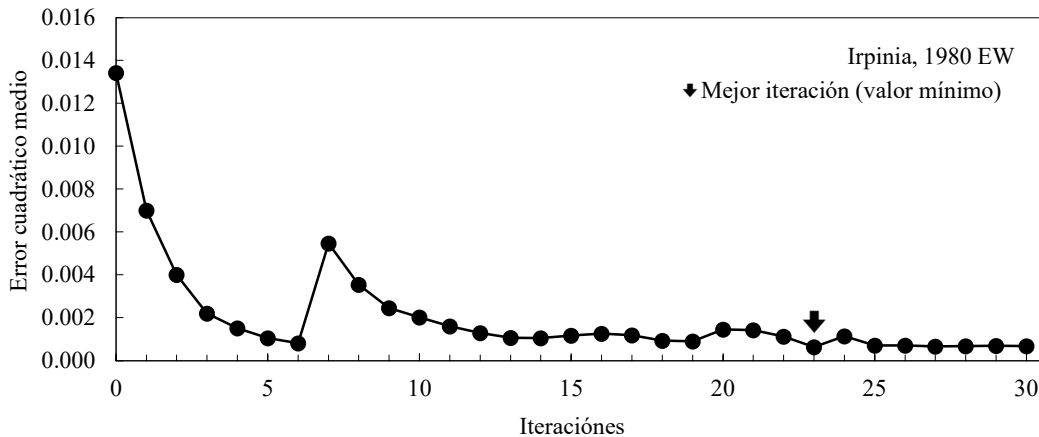


Figura 6.6 Evolución del error cuadrático medio entre el espectro objetivo y el espectro resultante del proceso iterativo para el sismo de Irpinia, 1980 EW (Mánica et al., 2023).

En la Figura 6.5, cerca de los periodos $T = 0.25, 0.5$ y 0.9 s, se puede observar que el proceso iterativo genera una cierta oscilación de los resultados, sobreestimando y subestimando las ordenadas espectrales con respecto al espectro objetivo. Como se mencionó anteriormente, este comportamiento se mitiga a través de $a_{i+1}(T)$, y podría evitarse por completo restringiendo aún más la magnitud de las correcciones. Sin embargo, esto tendría una repercusión en el desempeño del procedimiento, aumentando el número de iteraciones necesarias para la convergencia. La definición de $a_{i+1}(T)$ de la Figura 6.2 representa un balance adecuado entre estabilidad y eficiencia.

La principal ventaja del procedimiento descrito es que puede utilizarse con cualquier modelo constitutivo, siempre y cuando sea compatible con la formulación dinámica empleada y sea capaz de representar adecuadamente el comportamiento cíclico del suelo.

6.3. Evaluación de la metodología

Como parte de esta investigación, también se estudiaron algunos aspectos de la metodología para evaluar su desempeño y mejorar su eficiencia, los cuales se describen en las secciones subsecuentes. Estos toman como base el caso de estudio empleado por Mánica et al. (2023), descrito en la Sección 6.2. Respecto a los movimientos de entrada, esta evaluación utiliza dos de las señales empleadas en Mánica et al. (2023), que corresponden a las componentes de aceleración EW de los terremotos de Irpinia (1980) y Umbria-Marche (1997). Los registros de aceleración y los espectros de respuesta de estos movimientos se muestran en las Figuras 6.7 a la 6.10.

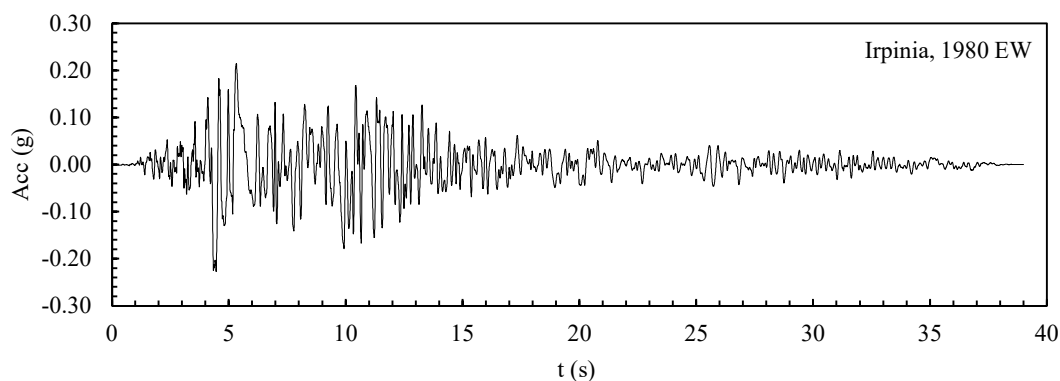


Figura 6.7. Registro de aceleración en superficie para el sismo de Irpinia, 1980 EW.

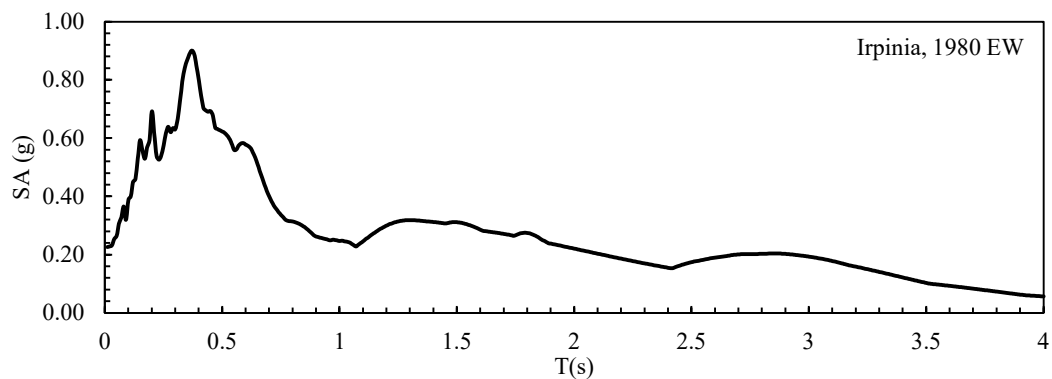


Figura 6.8. Espectro de respuesta en superficie para el sismo de Irpinia, 1980 EW.

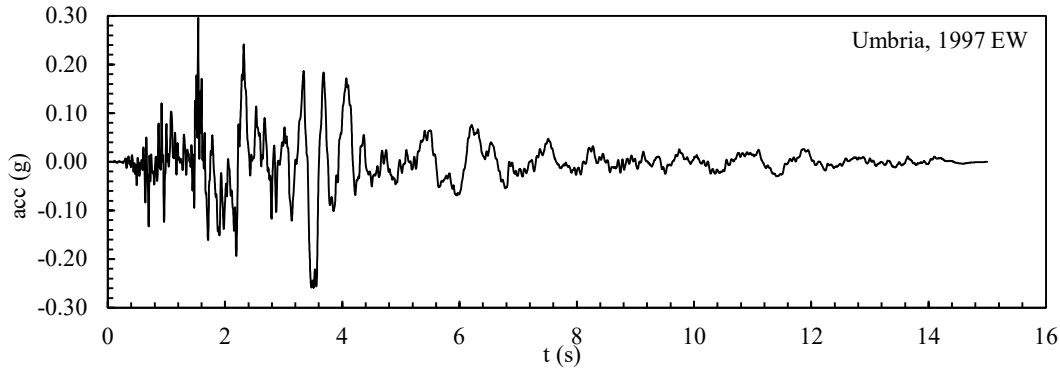


Figura 6.9. Registro de aceleración en superficie para el sismo de Umbria, 1997 EW.

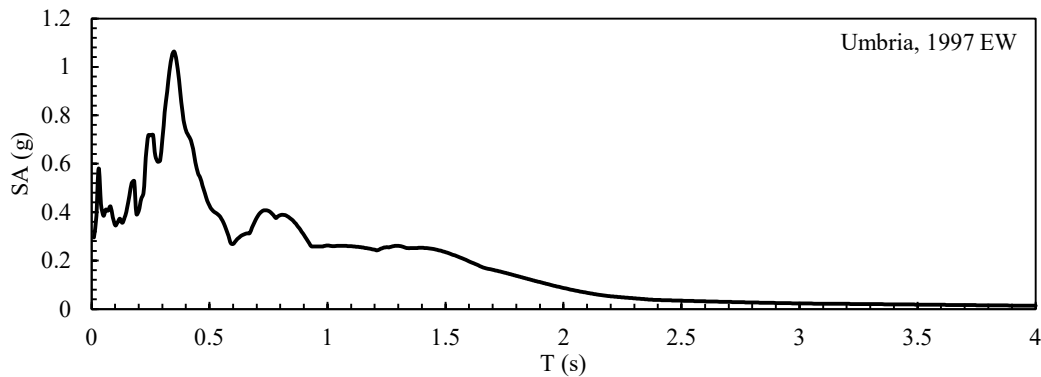


Figura 6.10. Espectro de respuesta en superficie para el sismo de Umbria, 1997 EW.

6.3.1. Espectro objetivo en superficie

En los análisis descritos en Mánica et al. (2023), se utilizó como espectro objetivo en superficie un espectro de código, particularmente del Eurocode 8 (CEN, 2004), cuya forma no representa el espectro de un cierto registro de aceleraciones. Por lo tanto, es de gran interés evaluar si la metodología es capaz de aproximar, razonablemente, un espectro objetivo derivado directamente de una cierta historia de aceleraciones. Por lo tanto, la metodología se aplicó asumiendo como espectros objetivos los derivados de los registros de aceleraciones de los sismos de Irpinia (Figura 6.8) y Umbria (Figura 6.10).

Como en Mánica et al. (2023), en esta evaluación se utilizan directamente los registros mencionados (Figuras 6.7 y 6.9) como el movimiento inicial en la base. Como ya se ha mencionado anteriormente, esta no es quizá la alternativa idónea, pero demuestra la capacidad de la metodología para ajustar el espectro objetivo a pesar de que el movimiento de entrada inicial produce un espectro en superficie significativamente distinto.

Los resultados para el registro de Irpinia, en términos de espectros de aceleración, se presentan en la Figura 6.11. Se observa que la metodología fue capaz de lograr un ajuste satisfactorio del espectro objetivo. El procedimiento se realizó para 30 iteraciones, y la curva de color rojo representa la mejor iteración, es decir, la que muestra el menor error. En la Figura 6.12, se muestra la evolución del error cuadrático medio (promediado para todos los periodos considerados en el espectro) durante el proceso iterativo. Se puede observar que el error se reduce rápidamente en las primeras 8 iteraciones, y posteriormente solo se logran mejoras marginales.

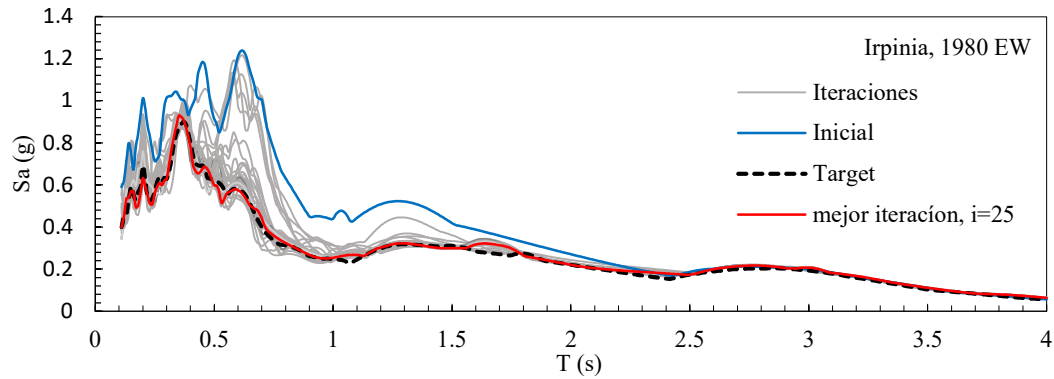


Figura 6.11. Espectros de respuesta en superficie del procedimiento iterativo con diferente espectro objetivo para el sismo de Irpinia, 1980 EW.

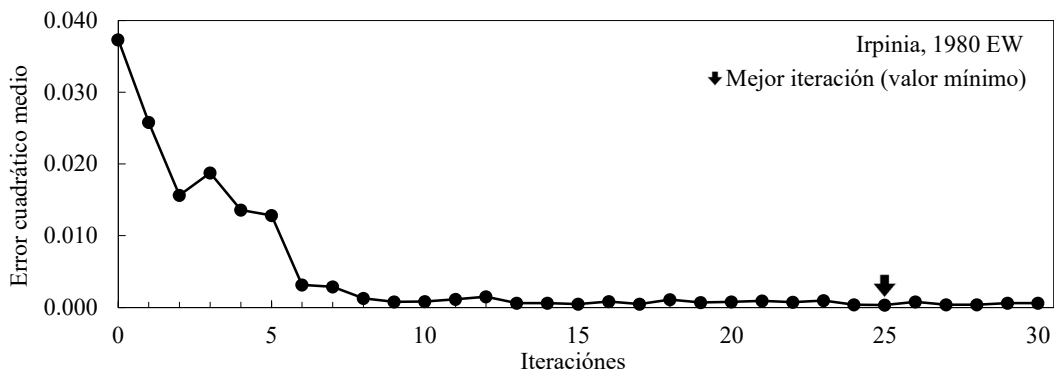


Figura 6.12. Error cuadrático medio entre el espectro objetivo y el espectro resultante del procedimiento iterativo con diferente espectro objetivo para el sismo de Irpinia, 1980 EW.

En la Figura 6.13, se muestra en color azul la aceleración inicial en la base y en color rojo la aceleración que corresponde a la mejor iteración ($i = 25$), en donde se identifican las diferencias en el registro derivadas del proceso iterativo.

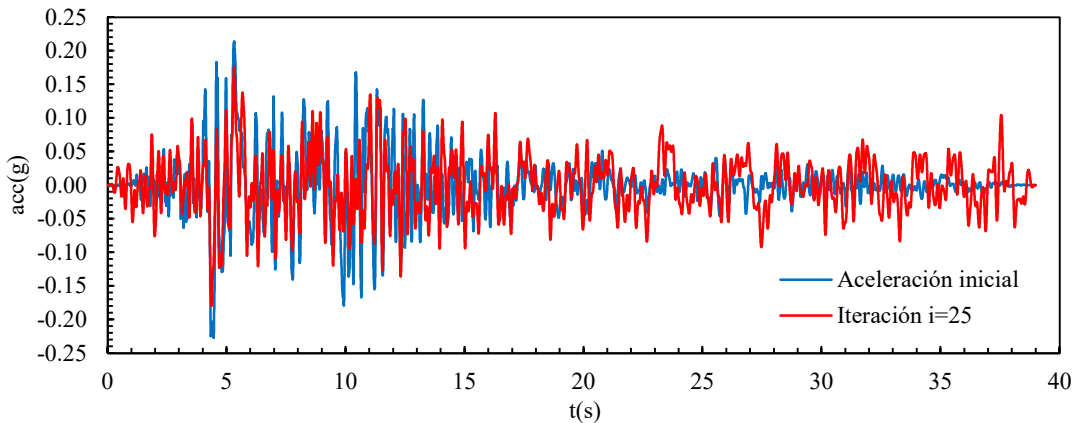


Figura 6.13. Historia de aceleraciones del movimiento de entrada inicial y de la mejor iteración con diferente espectro objetivo para el sismo de Irpinia, 1980 EW.

Los resultados para el sismo de Umbria se muestran en la Figura 6.14. Nuevamente, se identifica un excelente ajuste con el espectro objetivo. En este caso, se identifica un proceso iterativo más limpio que en el caso anterior, con una aproximación hacia el espectro objetivo más gradual. Lo anterior puede identificarse también en la evolución del error, en la Figura 6.15, donde se observa una

reducción continua del error. Al igual que en el caso anterior, se obtiene una reducción muy importante del error en las primeras iteraciones, en este caso en las primeras nueve aproximadamente, mientras que iteraciones sucesivas solo logran una reducción marginal adicional, con algunas iteraciones que muestran incrementos en el error. La mejor iteración se logró para $i = 24$.

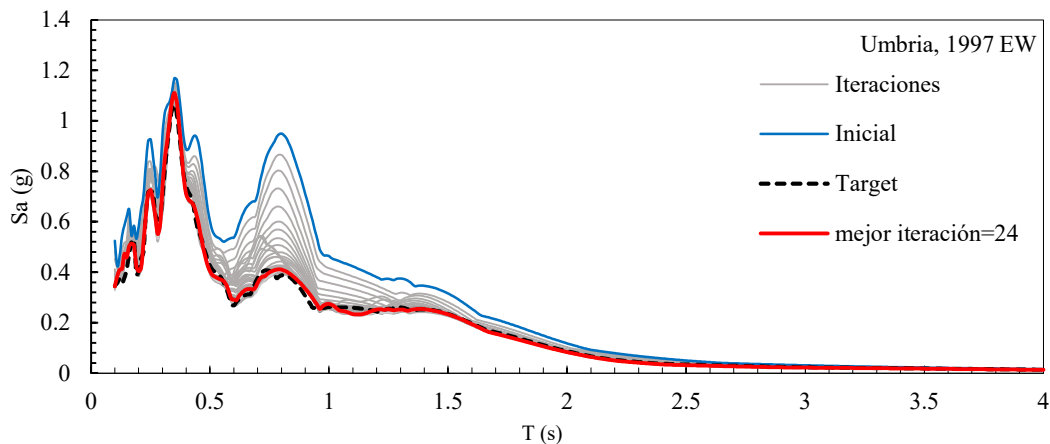


Figura 6.14. Espectros de respuesta en superficie del procedimiento iterativo con diferente espectro objetivo para el sismo de Umbría, 1997 EW.

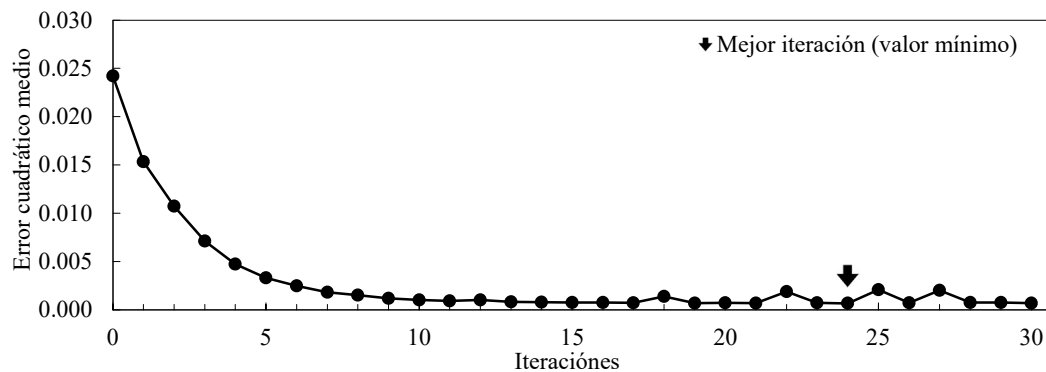


Figura 6.15. Error cuadrático medio entre el espectro objetivo y el espectro resultante del procedimiento iterativo con diferente espectro objetivo para el sismo de Umbría, 1997 EW.

En la Figura 6.16 se muestran las historias de aceleraciones en la base inicial y de la mejor iteración. A diferencia del caso anterior, el procedimiento iterativo no causó modificaciones importantes fuera de la fase intensa del registro. En la fase intensa, se observan reducciones significativas en las amplitudes, necesarias para el correcto ajuste del espectro (Figura 6.14). En general, se demuestra que la metodología es capaz de ajustar satisfactoriamente espectros objetivo derivados de una cierta historia de aceleraciones.

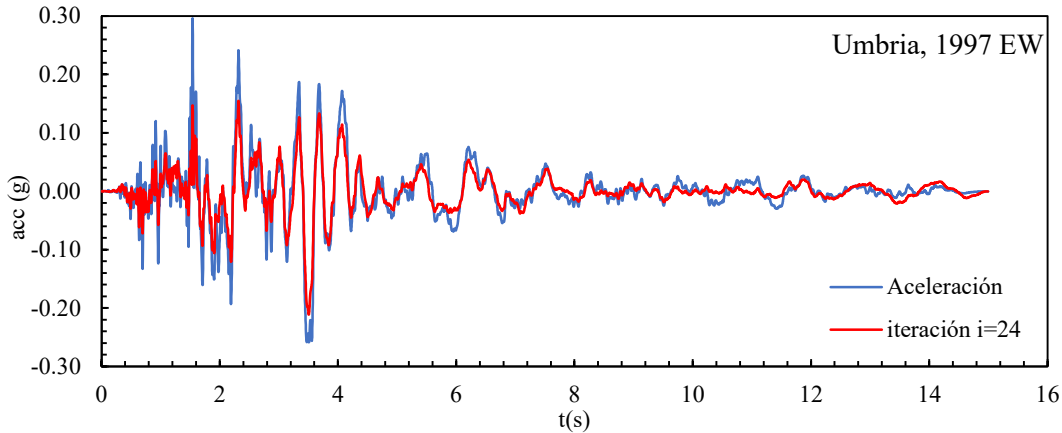


Figura 6.16. Historia de aceleraciones del movimiento de entrada inicial y de la mejor iteración con diferente espectro objetivo para el sismo de Umbria, 1997 EW.

6.3.2. Duración de la señal

A pesar de que el método de deconvolución se realiza en un modelo de campo libre que consiste en una columna de suelo unitaria, el tiempo de análisis puede llegar a ser considerable dependiendo de la duración del registro. En estos casos, es común utilizar solo la fase intensa de la señal la cual, usualmente, es capaz de reproducir virtualmente el mismo espectro de respuesta que la señal completa. Sin embargo, no sabemos de antemano el desempeño de la metodología de deconvolución en el caso de una señal recortada, ya que es posible que el contenido de frecuencias que se pierde en la parte de la señal que se desecha pudiera afectar la técnica de ajuste espectral. Por lo tanto, se consideró pertinente evaluar esta situación.

Particularmente, se define la fase intensa de la señal en términos de la duración significativa, es decir, entre los tiempos en los que ocurre el 5% y 95% de la intensidad de Arias (1970). En las Figuras 6.17 y 6.18, se muestran los diagramas de Husid, en donde se representa la intensidad de Arias en porcentaje para los sismos considerados y se identifica la ventana de tiempo utilizada. Los tiempos de duración de los eventos analizados se redujeron significativamente. El sismo de Irpinia disminuye de 39 a 15.025 segundos, mientras que el sismo de Umbria se acorta de 15 a 4.85 segundos. De la misma forma, el tiempo de análisis disminuye en una proporción similar a la reducción de la duración de los registros.

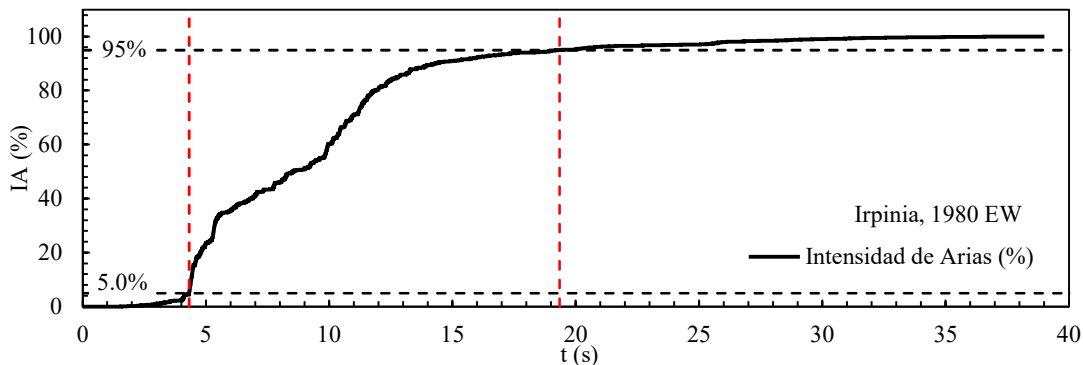


Figura 6.17. Intensidad de Arias para el registro de Irpinia.

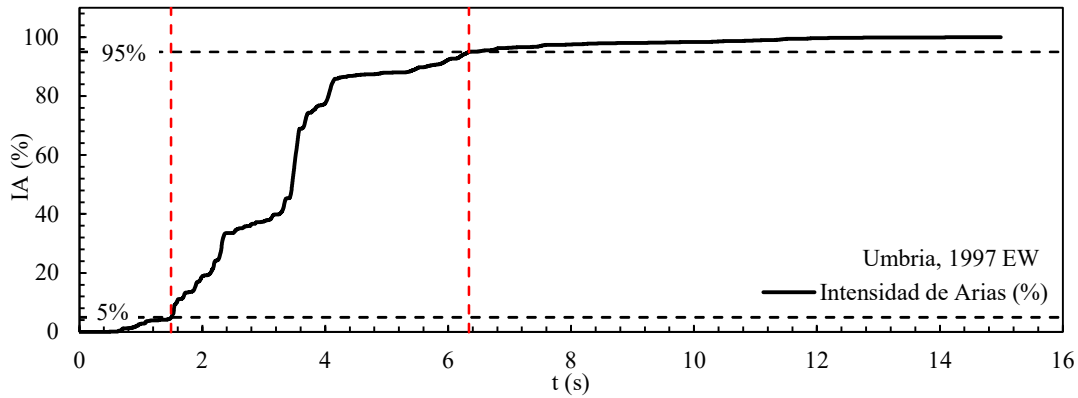


Figura 6.18. Intensidad de Arias para el registro de Umbria.

Los resultados para el sismo de Irpinia se muestran en la Figura 6.19 en términos de espectros de respuesta. Aunque en general los resultados aún son razonables, es evidente que hay una degradación en la calidad del ajuste al comparar con la Figura 6.11. Se identifica una sobreestimación del espectro para varios rangos de periodos, particularmente alrededor de los periodos T igual a 0.2, 0.4 y 0.6 s. También se identifica un ligero corrimiento del periodo fundamental a la derecha. En términos de la evolución del proceso iterativo, se observa que se requieren más iteraciones para alcanzar niveles de error bajos (Figura 6.20) y que, en general, se alcanza un nivel de error más grande.

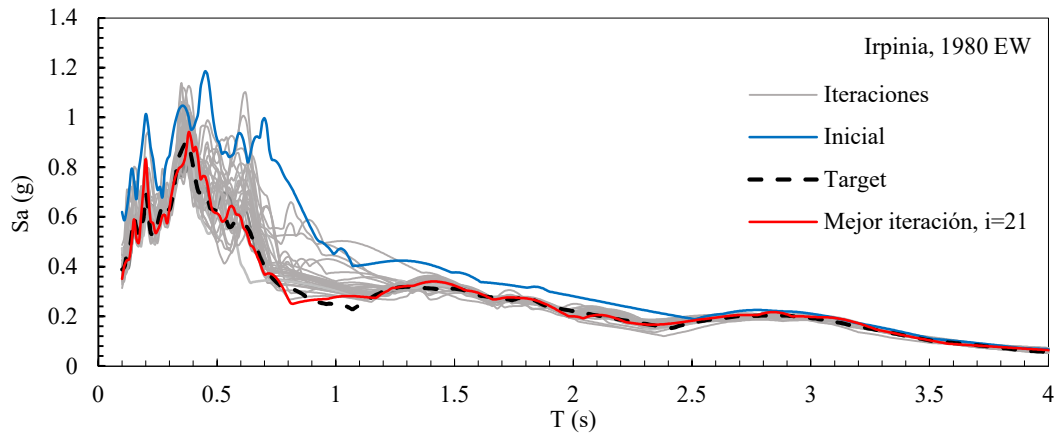


Figura 6.19. Espectros de respuesta en superficie del procedimiento iterativo con la señal recortada para el sismo de Irpinia, 1980 EW.

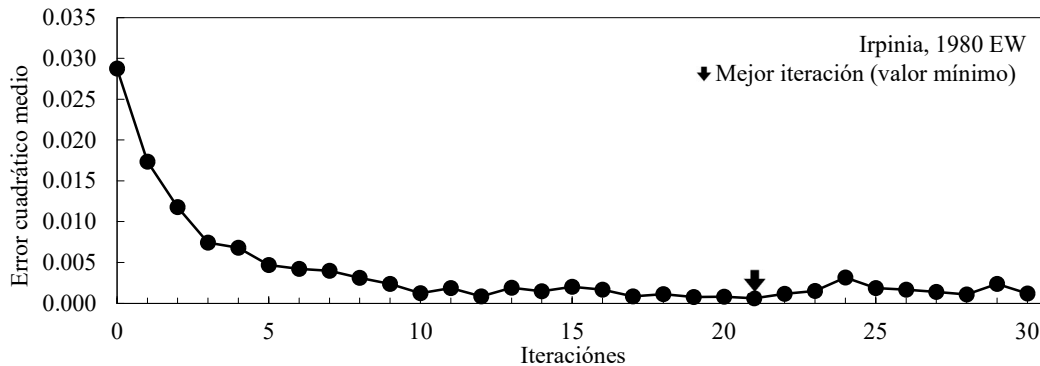


Figura 6.20. Error cuadrático medio entre el espectro objetivo y el espectro resultante del procedimiento iterativo con la señal recortada para el sismo de Irpinia, 1980 EW.

En el caso del sismo de Umbria, se observa un comportamiento similar, en el que el grado de ajuste con el espectro objetivo disminuye (Figura 6.21) y se obtienen niveles de error más grandes (Figura 6.22). Sin embargo, la disminución en la calidad del ajuste es mucho menor que en el caso anterior.

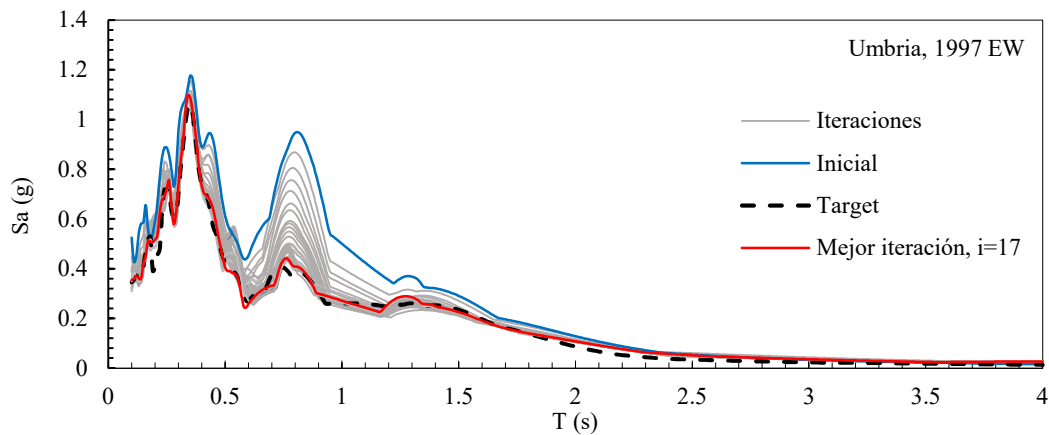


Figura 6.21. Espectros de respuesta en superficie del procedimiento iterativo con la señal recortada para el sismo de Umbria, 1997 EW.

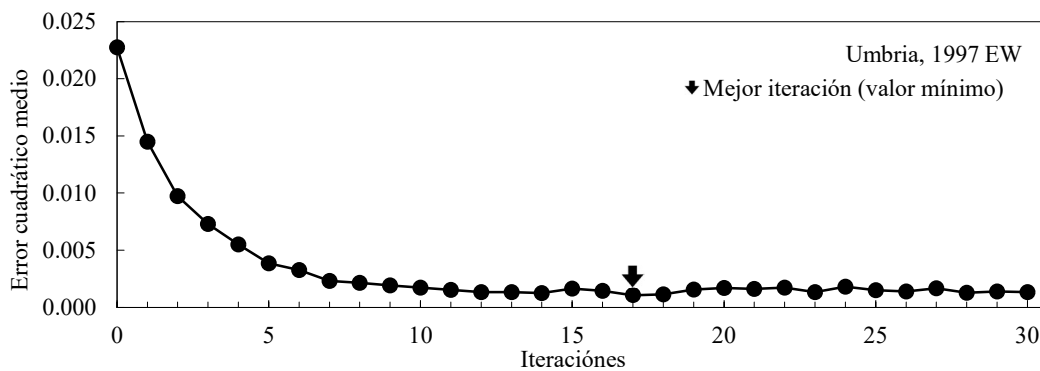


Figura 6.22 Error cuadrático medio entre el espectro objetivo y el espectro resultante del procedimiento iterativo con la señal recortada para el sismo de Umbria, 1997 EW.

Como se mencionó anteriormente, el motivo de la degradación en la calidad de los resultados podría deberse a la pérdida en el contenido de frecuencias, que dificultan el ajuste espectral para la generación del movimiento de entrada en la base del modelo en cada iteración. Con el fin de demostrar lo anterior, se realizó un análisis adicional en el que se utilizó la señal recortada, pero se insertó ruido blanco en los espacios fuera de la ventana de tiempo seleccionada. Por lo tanto, esto debería proporcionar un contenido de frecuencias abundante, que puede ser explotado por la técnica de ajuste espectral.

El ruido utilizado cuenta con una amplitud máxima de 9.65×10^{-4} g y, por lo tanto, no tiene ninguna influencia en el espectro de respuesta de la señal. Los registros de aceleraciones que incluyen el ruido blanco se muestran en las Figuras 6.23 y 6.24, en donde este es apenas perceptible.

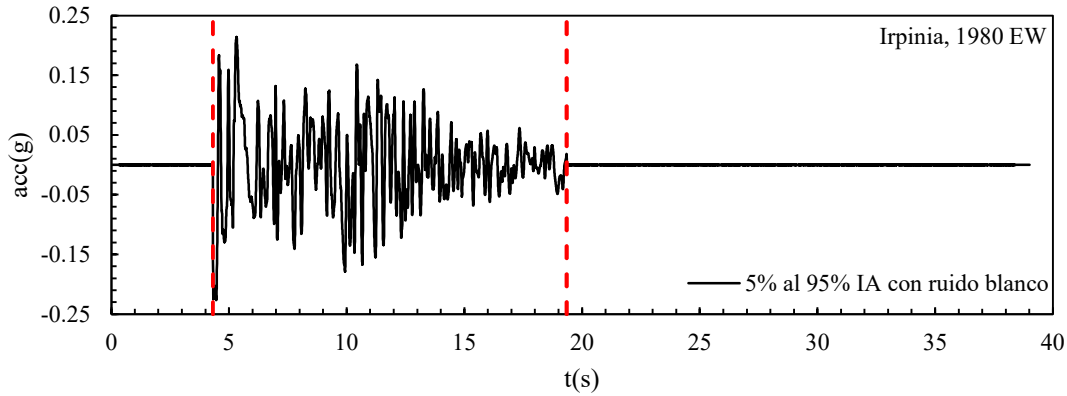


Figura 6.23. Historia de aceleraciones de la señal recortada y con ruido blanco para el sismo de Irpinia, 1980 EW.

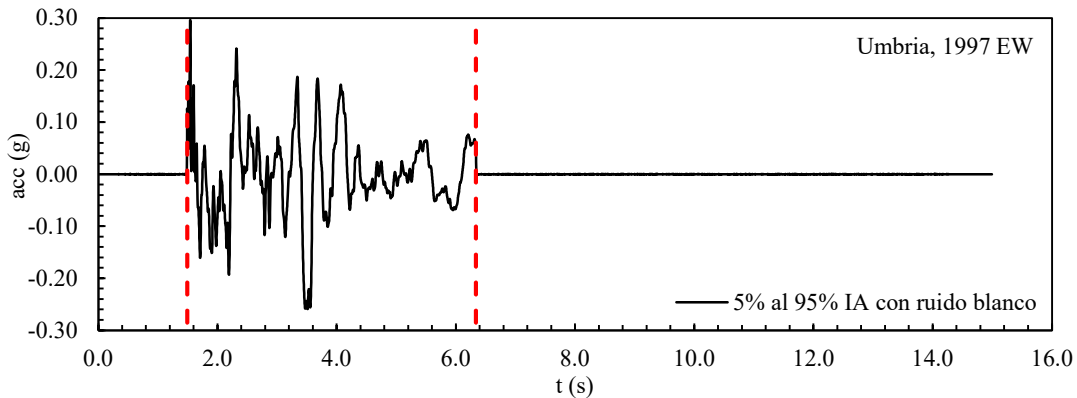


Figura 6.24. Historia de aceleraciones de la señal recortada y con ruido blanco para el sismo de Umbria, 1997 EW.

En la Figura 6.25 y 6.26 se presentan los resultados en términos de espectros de respuesta para los sismos de Irpinia y Umbria, respectivamente. En ambos casos se observa un mejor ajuste comparado con los análisis en donde se utiliza la ventana de tiempo (Figuras 6.19 y 6.21), y un ajuste comparable a los resultados con el registro completo (Figuras 6.11 y 6.14). Por lo tanto, se demuestra que el contenido frecuencial del registro que se pierde al utilizar una cierta ventana de tiempo puede llegar a afectar los resultados y, en general, se recomienda utilizar los registros completos para el movimiento de entrada inicial.

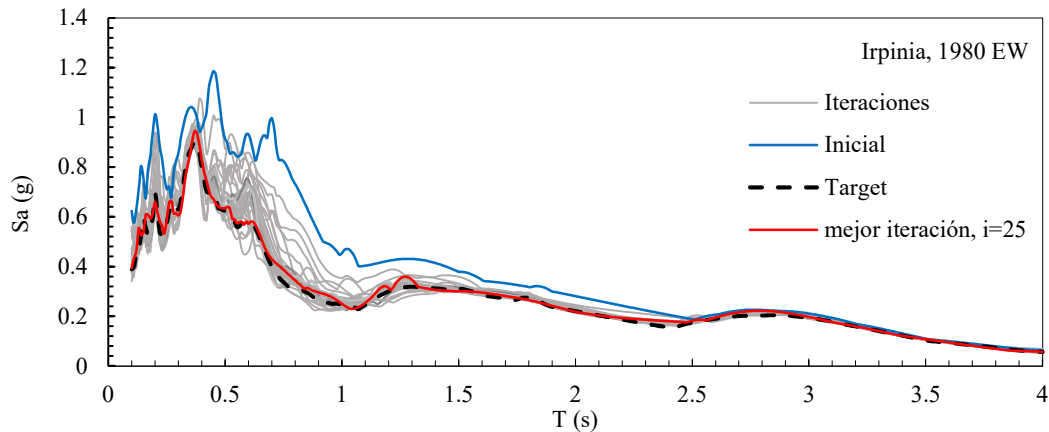


Figura 6.25. Espectros de respuesta en superficie del procedimiento iterativo con la señal recortada y con ruido blanco para el sismo de Irpinia, 1980 EW.

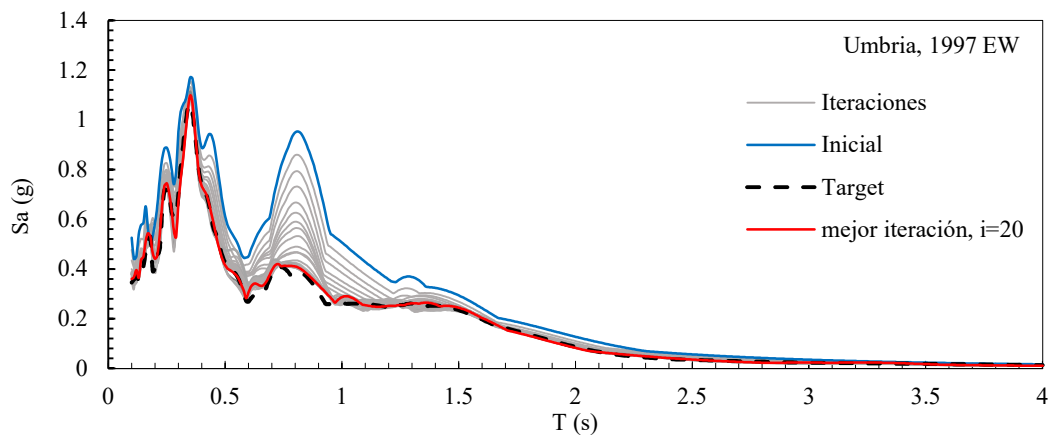


Figura 6.26. Espectros de respuesta en superficie del procedimiento iterativo con la señal recortada y con ruido blanco para el sismo de Umbria, 1997 EW.

6.3.3. Diferentes movimientos de entrada iniciales

Como se menciona en Mánica et al. (2023), se recomienda que el movimiento de entrada inicial en la base del modelo numérico produzca un espectro en superficie no tan diferente al espectro objetivo al propagar el movimiento a través del depósito de suelo. En Mánica et al. (2023) se sugiere partir de la deconvolución en el dominio de la frecuencia de la señal inicial, con el método lineal equivalente, cuando el movimiento adoptado se especifica en términos de una historia de aceleraciones en la superficie del depósito. En la presente sección se estudia este aspecto, es decir, la idoneidad de inicializar el método iterativo de un movimiento de entrada derivado de la deconvolución en el dominio de la frecuencia, con el método lineal equivalente. También se realiza un análisis adicional partiendo de la deconvolución elástica de la señal, y se discuten las diferencias entre los resultados obtenidos.

La deconvolución de la señal en el dominio de la frecuencia se realizó a través del software SHAKE2000 (Ordoñez, 2015). Para el caso en donde se utiliza el método lineal equivalente, es necesario definir las curvas de degradación del módulo de rigidez y de la relación de amortiguamiento crítico. Como se utiliza el mismo caso de estudio que en Mánica et al. (2023), descrito en la Sección 6.2, se determinó utilizar las curvas de degradación y amortiguamiento que resultan de comportamiento constitutivo asumido. Particularmente, el caso de estudio representa un depósito de

arena homogéneo de 30 m espesor, con un único material (un set de parámetros) caracterizado con el modelo HSsmall. Sin embargo, a pesar de que se utiliza un único material, el comportamiento constitutivo depende del nivel de esfuerzos y, por lo tanto, varía con la profundidad. En este contexto, las curvas de degradación y de amortiguamiento se definieron simulando la respuesta del material bajo corte cíclico, considerando el estado de esfuerzos correspondiente a diferentes profundidades (Tabla 6.3).

Tabla 6.3. Parámetros de la columna de suelo discretizada.

Estrato	Prof. inicial	Prof. final	espesor	σ_{total}	σ_{al} centro	G_0
-	m	m	m	kPa	kPa	kPa
1	0.0	5.0	5.0	100	50	88,388
2	5.0	10.0	5.0	200	150	153,093
3	10.0	15.0	5.0	300	250	197,642
4	15.0	20.0	5.0	400	350	233,854
5	20.0	25.0	5.0	500	450	265,165
6	25.0	30.0	5.0	600	550	293,151

La simulación bajo corte cíclico se realizó mediante la herramienta SoilTest de Plaxis, que permite la integración de la relación constitutiva en un único Punto de Gauss. Estas simulaciones se automatizaron a través de una Jupyter Notebook (Figura 6.27), la cual calcula de forma automática las curvas para un cierto set de parámetros y un cierto estado de esfuerzos inicial.

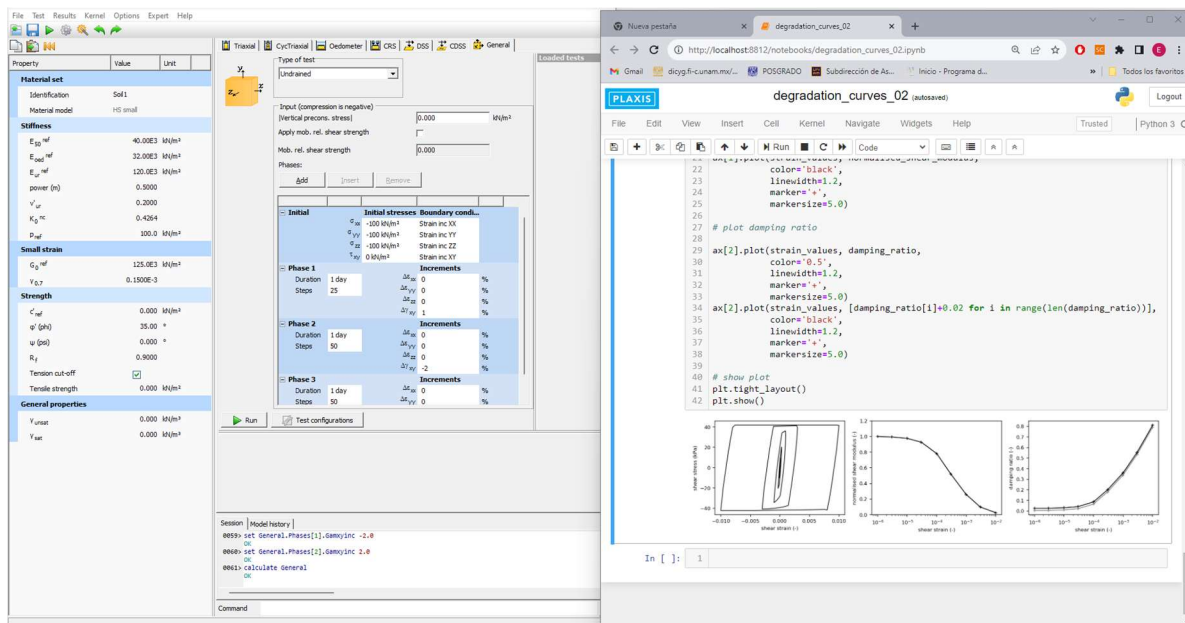


Figura 6.27. Soil test automatizado a través de Jupyter notebook

En las Figuras 6.28 y 6.29 se muestran las curvas de degradación del módulo y de la relación de amortiguamiento, respectivamente, resultantes de la simulación. Estas curvas se asignaron a cada uno de los estratos definidos en la Tabla 6.3 en el caso de la deconvolución con el método lineal equivalente.

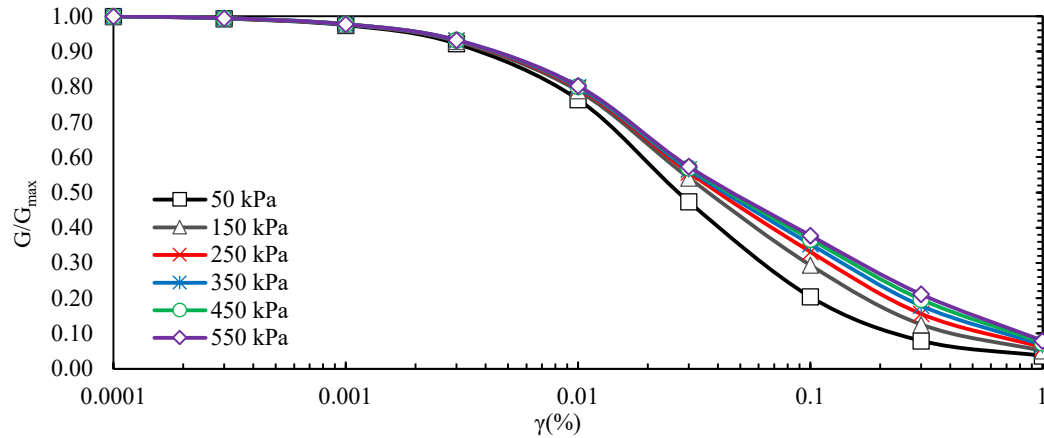


Figura 6.28. Curvas de degradación del módulo de rigidez al corte obtenidas de la simulación en Plaxis para diferentes esfuerzos de confinamiento.

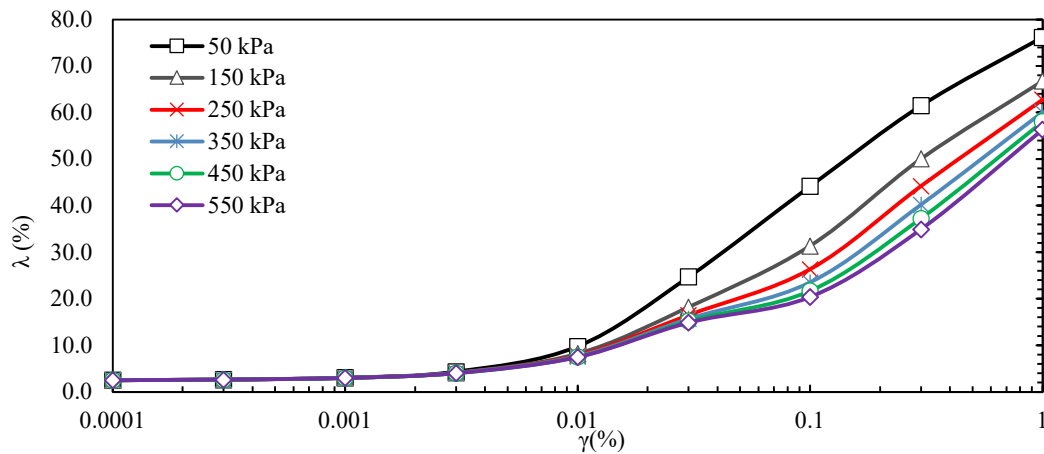


Figura 6.29. Curvas de la relación de amortiguamiento crítico obtenidas de la simulación en Plaxis para diferentes esfuerzos de confinamiento.

En la Figura 6.30 se observan los espectros de respuesta en superficie para la primera iteración para el sismo de Irpinia. La señal original, por un lado, sobrestima al espectro objetivo mientras que la deconvolución elástica y la lineal equivalente comienzan el proceso iterativo por debajo de este. Esto es congruente partiendo de que las señales deconvueltas ya perdieron energía al propagarse a través de la masa de suelo y, por lo tanto, corresponden a aceleraciones más parecidas a la señal objetivo.

En la Figura 6.31 se aprecia que a pesar de que las tres señales parten de diferentes valores, todas alcanzan una buena aproximación. No obstante, es importante destacar que las señales deconvueltas, al partir de señales más aproximadas a la señal objetivo, presentan resultados con una precisión aceptable a partir de la séptima iteración (Figura 6.32) mientras que la señal original parte de un error cuadrático mayor en comparación con los otros casos y alcanza valores aceptables a partir de la iteración 9.

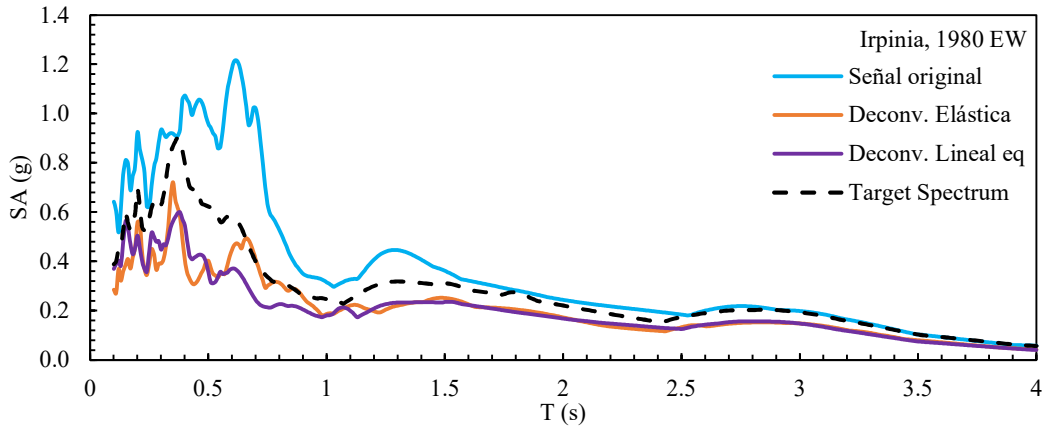


Figura 6.30. Espectros de respuesta en superficie para la primera iteración del procedimiento iterativo con diferentes movimientos de entrada iniciales para el sismo de Irpinia, 1980 EW.

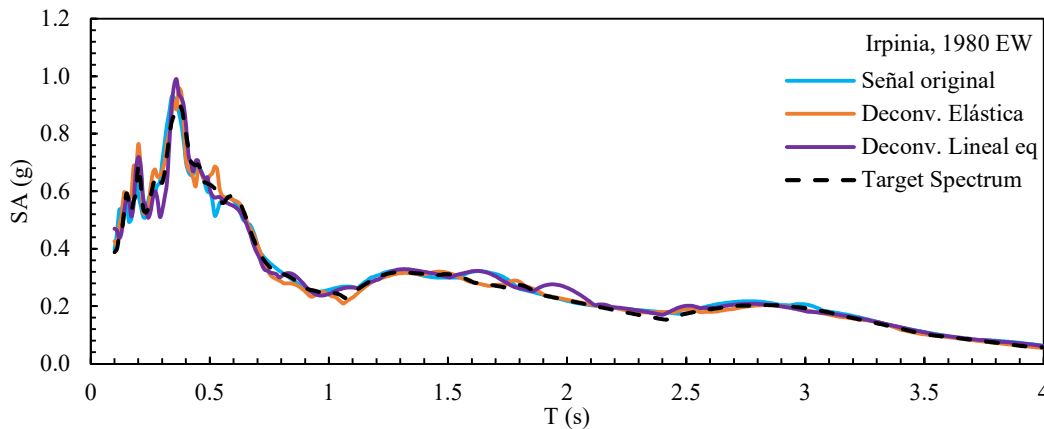


Figura 6.31. Espectros de respuesta en superficie del procedimiento iterativo con diferentes movimientos de entrada iniciales para el sismo de Irpinia, 1980 EW.

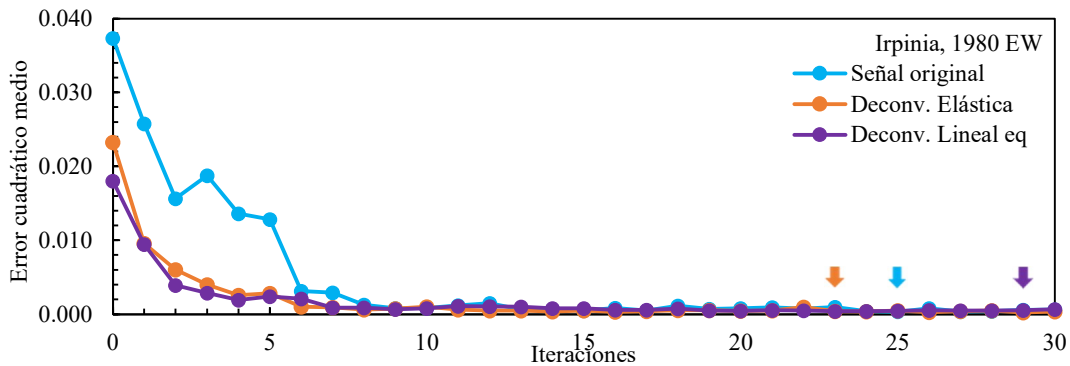


Figura 6.32. Error cuadrático medio entre el espectro objetivo y el espectro resultante del procedimiento iterativo con diferentes movimientos de entrada iniciales para el sismo de Irpinia, 1980 EW.

Para el caso de Umbría, se presentan resultados similares a los anteriores en los espectros de la primera iteración. La señal original sobrestima al espectro objetivo mientras que las señales deconvueltas parten por debajo de este. La diferencia se aprecia en la estimación del error cuadrático ya que para los tres casos se presentan resultados similares. Sin embargo, a pesar de esto, se aprecia que las señales deconvueltas alcanzan valores aceptables a partir de la quinta iteración mientras que

la señal original requiere de 7 u 8 iteraciones para alcanzar un nivel de precisión aceptable. (Figura 6.33, 6.34 y 6.35)

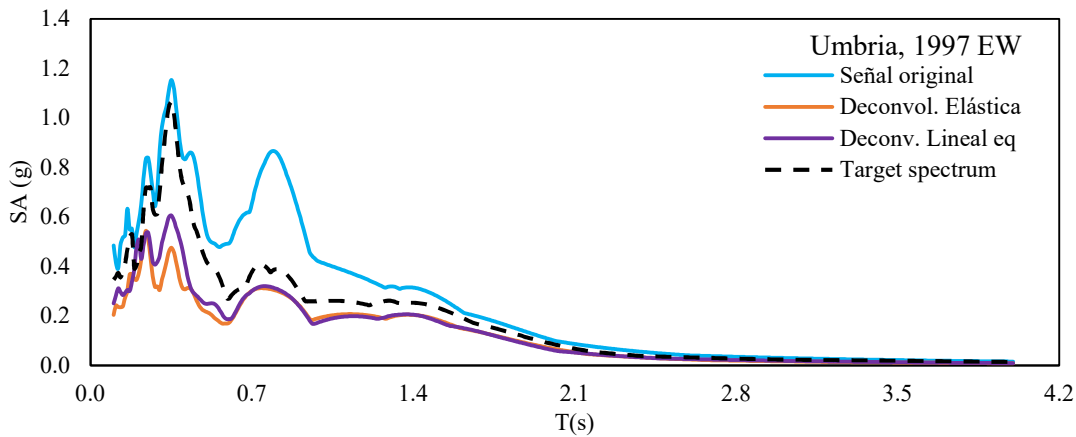


Figura 6.33. Espectros de respuesta en superficie para la primera iteración del procedimiento iterativo con diferentes movimientos de entrada iniciales para el sismo de Umbria, 1997 EW.

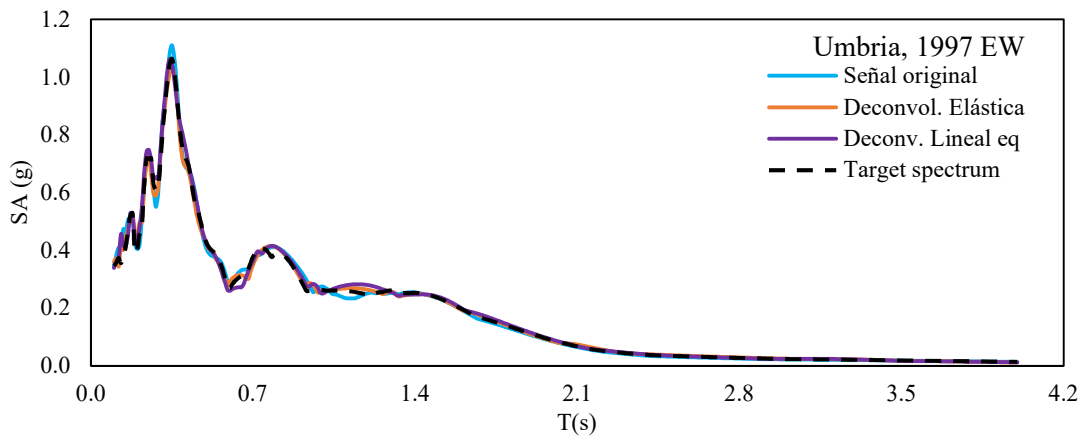


Figura 6.34. Espectros de respuesta en superficie del procedimiento iterativo con diferentes movimientos de entrada iniciales para el sismo de Umbria, 1997 EW.

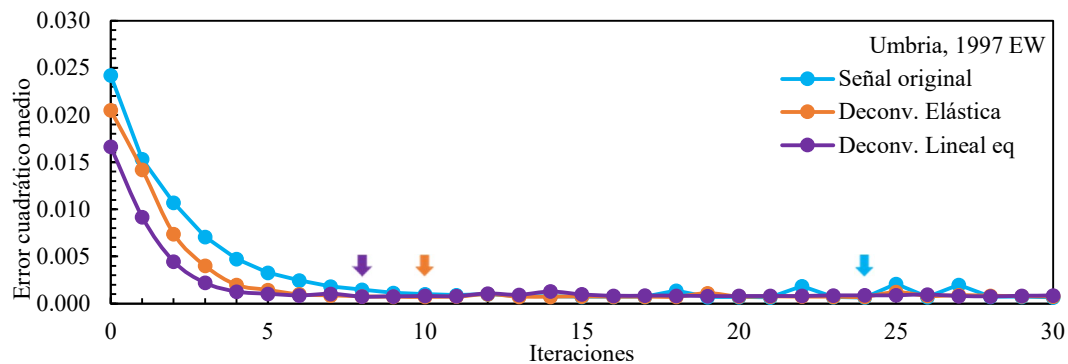


Figura 6.35. Error cuadrático medio entre el espectro objetivo y el espectro resultante del procedimiento iterativo con diferentes movimientos de entrada iniciales para el sismo de Umbria, 1997 EW.

CAPÍTULO 7. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA AL CASO TREASURE ISLAND DURANTE EL SISMO DE LOMA PRIETA

En la sección anterior, y en los ejemplos presentados en Mánica et al. (2023), se demuestra la efectividad del procedimiento de deconvolución para la generación de señales de entrada en la base de un cierto modelo numérico que reproduzcan un espectro objetivo en la superficie de un depósito de suelo no lineal, mediante la propagación del movimiento en campo libre. Sin embargo, en los ejemplos mencionados se asumió un depósito de suelo arbitrario, homogéneo, caracterizado por un único material. En este contexto, el objetivo del presente capítulo es la aplicación de la metodología de deconvolución a un sitio específico. Particularmente, se considera el sitio de Treasure Island, durante el sismo de Loma Prieta en 1989, debido a la gran cantidad de información disponible en la literatura de este caso de estudio. Treasure Island se localiza en la Bahía de San Francisco, cerca del puente de la Bahía de Oakland, y al costado de un afloramiento rocoso llamado la isla de Yerba Buena (Figura 7.1). Treasure Island corresponde a un relleno hidráulico ganado al mar, que sobreyace una arcilla blanda del Holoceno (Gibbs et al. 1992).

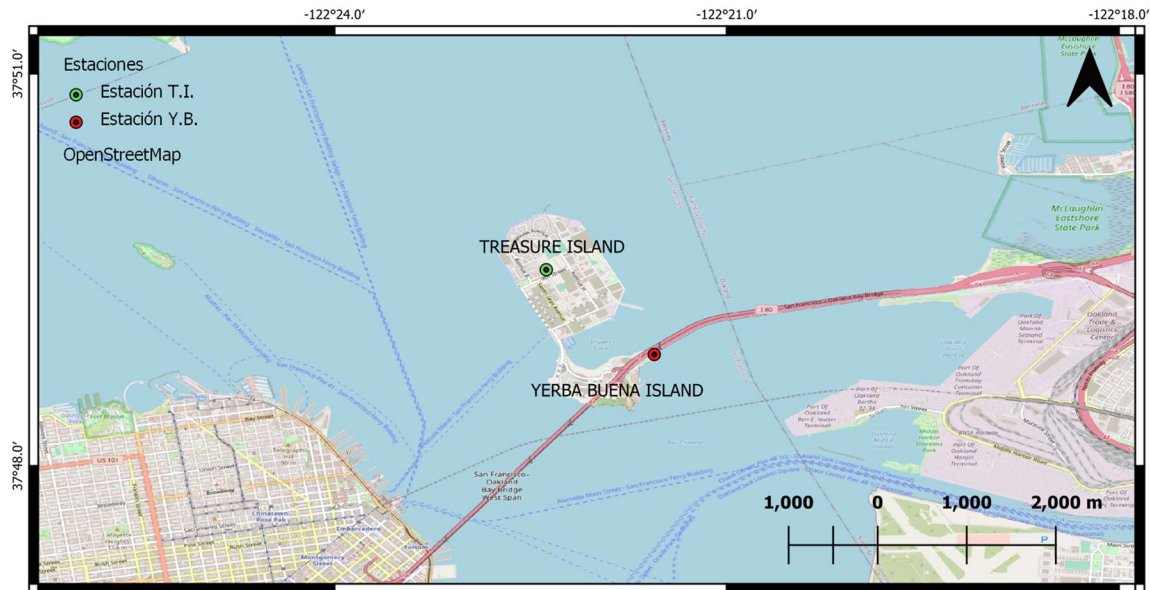


Figura 7.1. Ubicación de los sitios de Treasure Island y Yerba Buena.

7.1. Señal de entrada y espectro objetivo

El terremoto de Loma Prieta fue un evento que sacudió el área de la Bahía de San Francisco, California el 17 de octubre de 1989, a las 5:04 p.m. hora local. Este evento fue causado por un deslizamiento a lo largo de la falla de San Andrés. El terremoto registró una magnitud M_w de 7, y ocurrió una profundidad de aproximadamente de 18 km.

Durante el evento de Loma Prieta, a pesar de la proximidad entre las islas de Yerba Buena y Treasure Island, se registraron aceleraciones significativamente más altas en Treasure Island ($PGA = 0.16$ g) en comparación con las de Yerba Buena ($PGA = 0.068$ g). Esta amplificación del movimiento del suelo se atribuye a los efectos de sitio.

El registro de Treasure Island corresponde a la estación Treasure Island, CA – Naval Base Fire Station, que pertenece al *California Strong Motion Instrumentation Program*, mientras que el registro en roca de Yerba Buena corresponde a la estación Yerba Buena Island, que pertenece a la *Northern*

California Seismic Network. La Figura 7.2 muestra las componentes EW del sismo de Loma Prieta registradas en los sitios de Treasure Island y Yerba Buena.

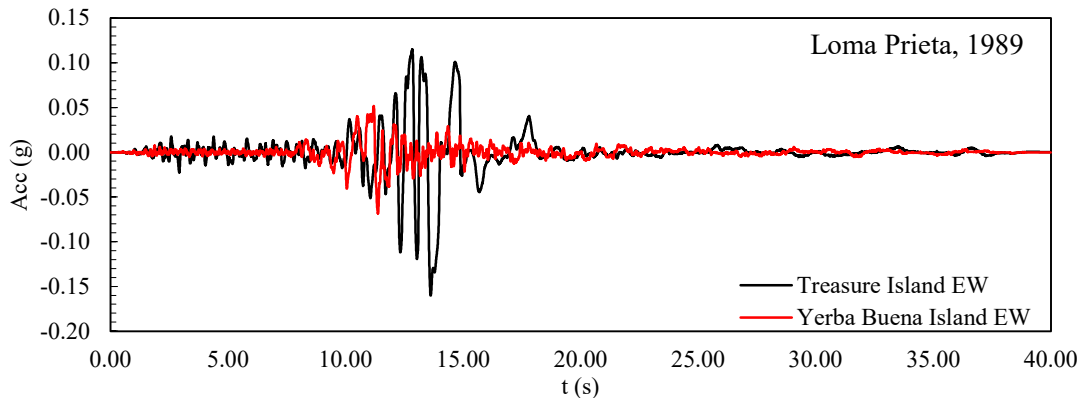


Figura 7.2. Registros de aceleraciones en superficie de Treasure Island y Yerba Buena Island.

Con base en los registros mencionados, se plantean 3 casos de estudio (Figura 7.3), en donde se utilizan diferentes movimientos de entrada iniciales:

- Caso 1. Análisis partiendo del registro en superficie de Treasure Island como el movimiento de entrada inicial.
- Caso 2. Análisis utilizando como movimiento de entrada el registro en el afloramiento de Yerba Buena (deconvuelto a la elevación de la base del modelo).
- Caso 3. Análisis partiendo de la señal deconvuelta en el dominio de la frecuencia, con el método lineal equivalente, del registro en superficie de la estación Treasure Island.

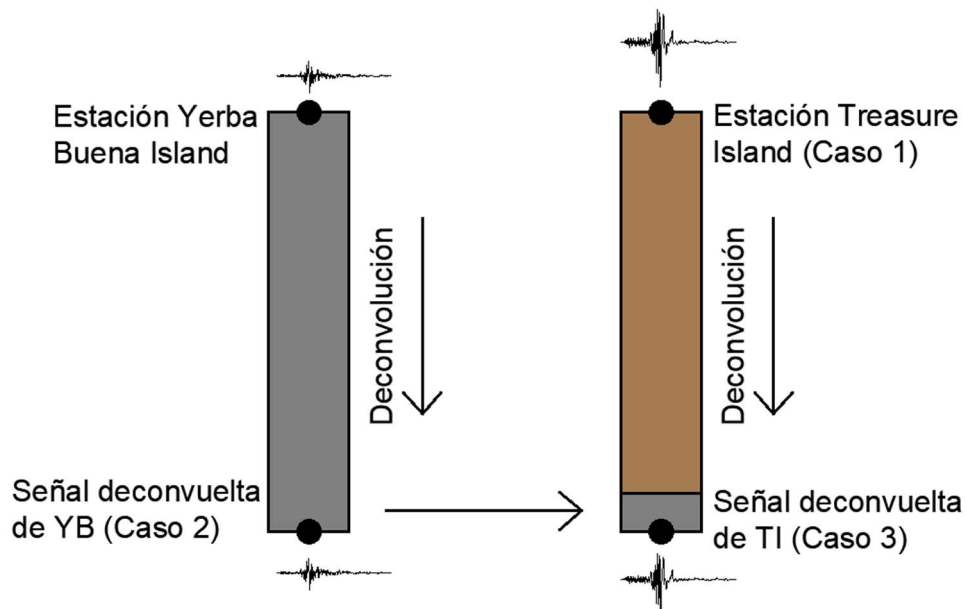


Figura 7.3. Esquema de los casos de estudio considerados.

7.2. Condiciones estratigráficas y determinación de parámetros

Para la definición de la estratigrafía de Treasure Island y de Yerba Buena Island, se tomó información de diferentes fuentes de la literatura. Por ejemplo, Gibbs et. al (1992) generó un perfil de suelo donde se identificaron espesores y velocidades de cortante. Por otro lado, Roy y Sharma (1993) presentan una tabla donde identifican propiedades índices y parámetros mecánicos. En las Tabla 7.1 y Tabla 7.2 se resumen las estratigrafías y algunos parámetros para los sitios Treasure Island y Yerba Buena, respectivamente.

Tabla 7.1. Estratigrafía considerada para el sitio Treasure Island.

DESCRIPCIÓN	Profundidad		Espesor	Peso vol. γ	Velocidad de cortante V_s	Relación de Poisson ν	ángulo de fricción ϕ	Resistencia al corte no drenada S_u
	de	a						
	m	m	m	kN/m ³	m/s		°	kPa
1 Costra superficial, Arcilla con arena	0	2.7	2.70	18.86	200.00	0.20	32.00	
2 Material de relleno, arena fina con limo	2.7	14	11.30	18.86	140.00	0.20	35.00	
3 Arcilla de la Bahía (Young bay mud)	14	26	12.00	17.29	176.00	0.20		80.00
4 Arena densa	26	42	16.00	18.07	328.00	0.20	38.00	
5 Arcilla arenosa de la bahía (Old bay mud)	42	76	34.00	19.96	268.00	0.20		160.00
6 Depósitos profundos, arenas sedimentadas	76	81	5.00	20.43	368.00	0.20	39.00	
7 Arcilla rígida	81	88	7.00	20.43	381.00	0.20		180.00
8 Lutita fracturada	88		2.00	22.00	758.00	0.20	40.00	

Tabla 7.2. Estratigrafía considerada para el sitio Yerba Buena

DESCRIPCIÓN	Profundidad		Espesor	Peso vol. γ	Velocidad de cortante V_s
	de	a			
	m	m	m	KN/m ³	m/s
1 Arena gravosa	0	0.91	0.91	18.86	381.00
2 Arenisca altamente meteorizada	0.91	3.05	2.14	18.07	259.08
3 Arenisca moderadamente meteorizada	3.05	10.97	7.92	19.64	381.00
4 Arenisca ligeramente meteorizada	10.97			20.43	682.44

A través de los trabajos de Hashash y Park (2001), Seed et al. (1982) y Lodde (1982), se identificaron las curvas de amortiguamiento y degradación de los materiales en Treasure Island. Estas se muestran en las Figuras 7.4 y 7.5, las cuales se utilizaron directamente para la generación del movimiento inicial en el caso donde se parte de la señal deconvuelta con el método lineal equivalente, además de que se utilizaron para calibrar los parámetros de los materiales en modelo numérico, caracterizados con el modelo HSsmall.

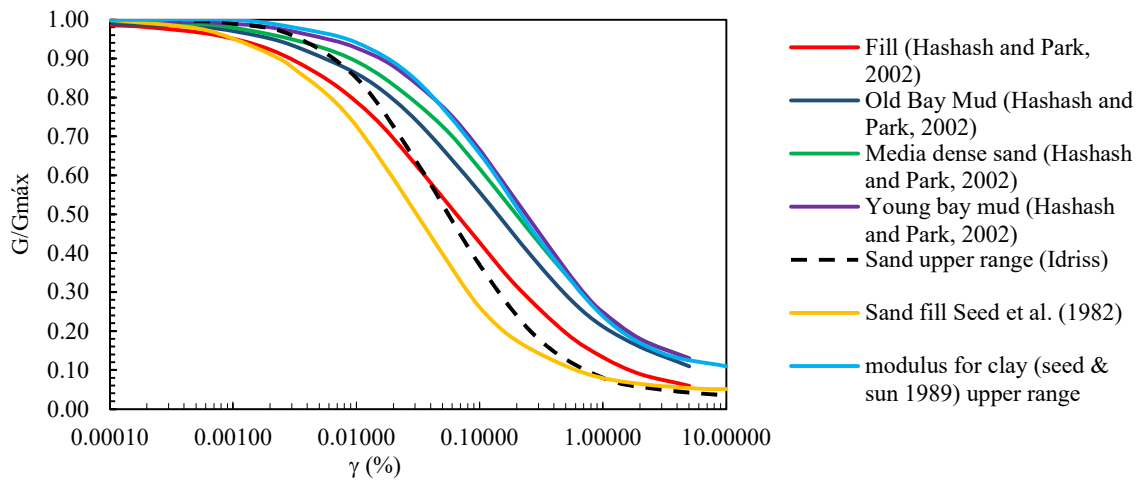


Figura 7.4. Curvas de degradación del módulo de rigidez al corte de los materiales en Treasure Island.

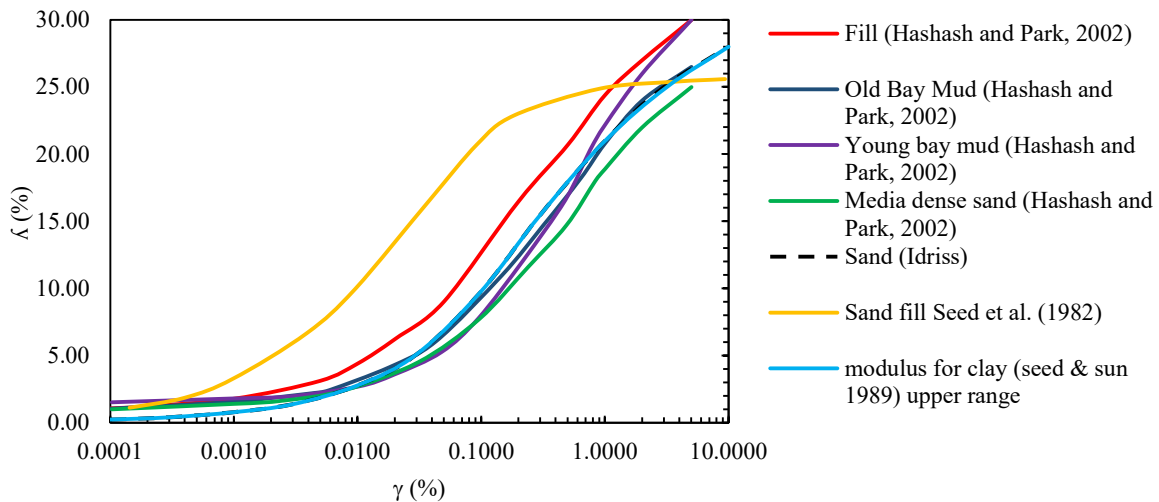


Figura 7.5. Curvas de la relación de amortiguamiento de los materiales en Treasure Island.

A partir de la información disponible, y con la ayuda de algunas correlaciones en Brinkgreve (2005), Obrzud y Truty (2018) y Bentley (2022), se hizo una estimación inicial de los parámetros del modelo para cada uno de los estratos definidos. Posteriormente, estos se ajustaron modelando el comportamiento de los materiales bajo esfuerzos cortantes cíclicos, y reproduciendo las curvas de degradación y amortiguamiento. Al igual que lo descrito en la Sección 6.3.3, esta calibración se realizó mediante la herramienta de SoilTest de Plaxis, y se automatizó a través de una Jupyter Notebook que calcula de forma automática las curvas de degradación y de amortiguamiento para un cierto set de parámetros. Las curvas ajustadas se resumen en las Figuras 7.6 y 7.7, y los parámetros resultantes se muestran en la Tabla 7.3. Es importante mencionar que en el caso de los materiales arcillosos se asumió un comportamiento no drenado tipo B (ver más detalles en Bentley, 2022) y, por lo tanto, la envolvente de rotura límite está definida en términos de la resistencia al corte no drenado.

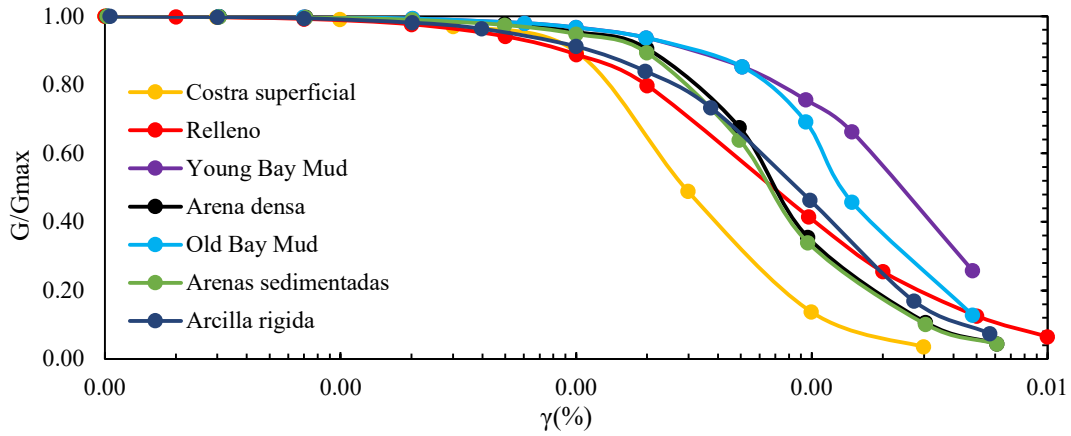


Figura 7.6. Curvas de degradación del módulo de rigidez al corte de la simulación en Plaxis.

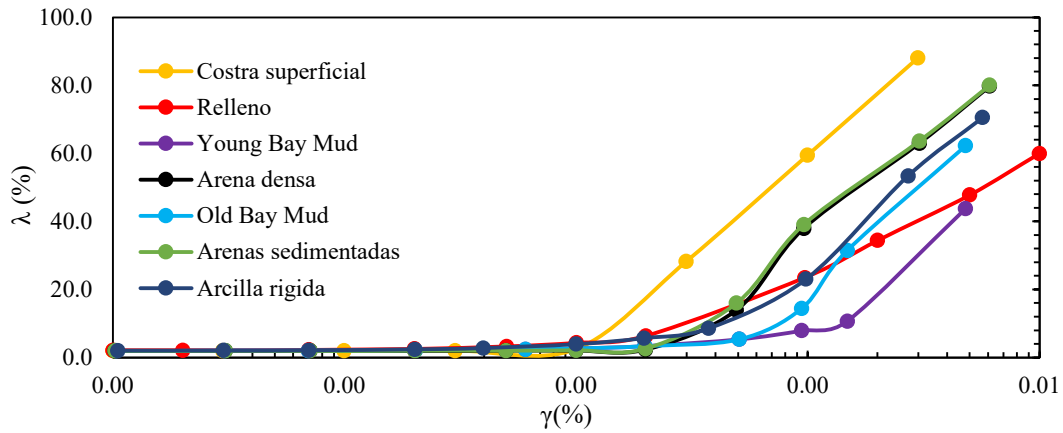


Figura 7.7. Curvas de la relación de amortiguamiento crítico de la simulación en Plaxis.

Tabla 7.3. Parámetros de los materiales de Treasure Island.

Estrato	h	γ	V_s	ν	φ	S_u	G_0	m	$\gamma_{0.7}$	G_0^{ref}	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}
-	m	kN/m ³	m/s	kPa	°	kPa	kPa	-	-	kPa	kPa	kPa	kPa
1	2.7	18.9	200.0	0.2	32.0	-	76888.56	0.5	1.00E-03	229099	14837	11869	44510
2	11.3	18.9	140.0	0.2	35.0	-	37675.40	0.5	5.00E-04	62229	7098	5678	21293
3	12	17.3	176.0	0.2	-	80.0	54580.63	1	1.00E-03	54581	3750	3000	11250
4	16	18.1	328.0	0.2	38.0	-	198182.83	0.5	1.00E-02	185262	15000	12000	30000
5	34	20.0	268.0	0.2	-	160.0	146114.67	1	3.50E-04	146115	6250	5000	18750
6	5	20.4	368.0	0.2	39.0	-	282006.74	0.5	5.00E-03	173246	20000	16000	40000
7	7	20.4	381.0	0.2	-	180.0	302283.05	1	3.50E-04	302283	18750	15000	56250
8	2	22.0	758.0	0.2	-	-	1288507.48	0.5	-	-	-	-	-

7.3. Modelo numérico en Plaxis

Al igual que lo descrito en los Capítulos 5 y 6, los análisis de propagación requeridos en el proceso de deconvolución se realizaron a partir de un modelo que representa una columna de suelo, de ancho unitario, con las condiciones de frontera adecuadas para representar la naturaleza semi-infinita del depósito de suelo. La Figura 7.8 muestra la geometría, malla y condiciones de contorno adoptadas en la simulación. Nuevamente se utilizaron los tied degrees of freedom (Zienkiewicz et al., 1988) en las fronteras laterales y una base absorbente en la frontera inferior (Lysmer y Kuhlemeyer, 1969). Debido al uso de una base absorbente, la señal del movimiento de entrada inicial, derivada de un registro de aceleraciones, se escala por un factor de 0.5 para considerar únicamente el tren de ondas que se propaga hacia arriba.

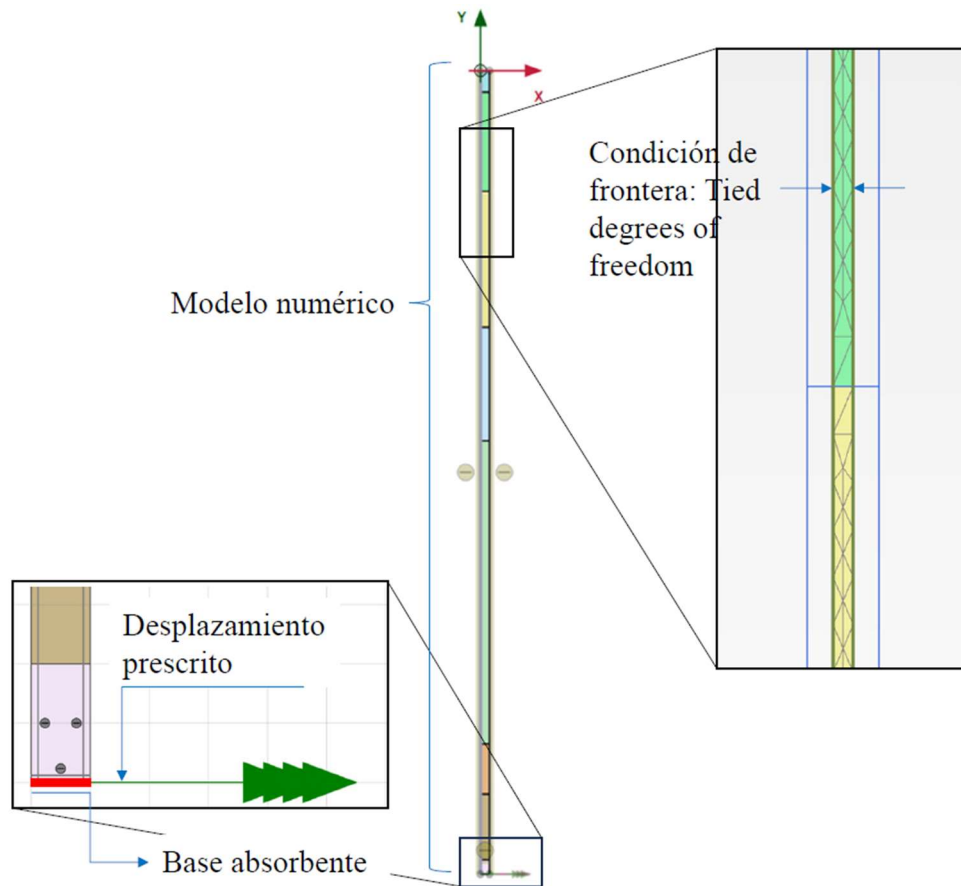


Figura 7.8. Geometría, condiciones de frontera y malla del elemento finito.

7.4. Resultados obtenidos

7.4.1. Caso 1. Partiendo del registro de la aceleración en superficie

Como se mencionó en la Sección 7.1, en el Caso 1 se utiliza directamente la historia de aceleraciones registrada en superficie (Figura 7.2) como el movimiento de entrada inicial en la base del modelo numérico. Los resultados del proceso iterativo se muestran en la Figura 7.9 en términos de espectros de respuesta en superficie. Como se esperaba, el espectro de la propagación inicial sobreestima al objetivo para todos los periodos. Sin embargo, el proceso de deconvolución fue capaz de reducir gradualmente las ordenadas espectrales y lograr un muy buen ajuste.

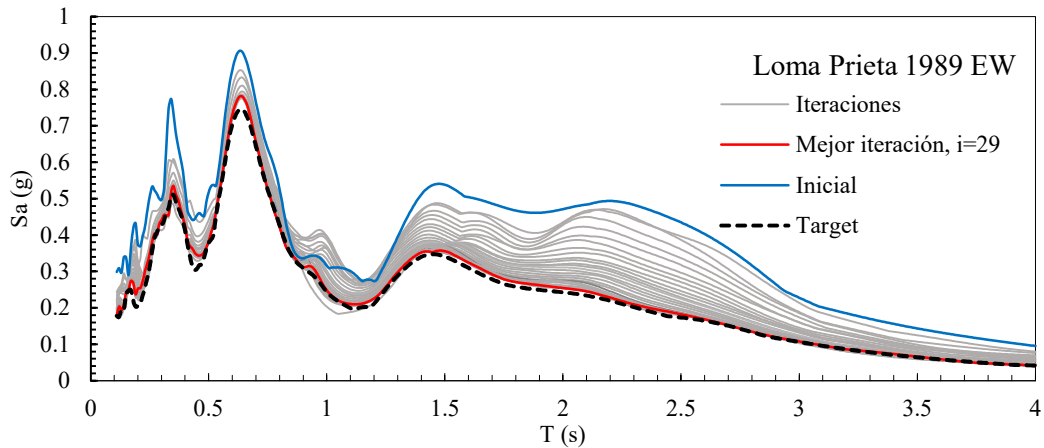


Figura 7.9. Espectros de respuesta en superficie del proceso iterativo para el Caso 1.

En la Figura 7.10 se muestra la evolución de error cuadrático medio entre un cierto espectro y el espectro objetivo. El error se reduce monótonicamente a medida que progresa el procedimiento, con una tasa que decrece con el número de iteraciones. Después de 20 iteraciones la mejora en los resultados es prácticamente inexistente.

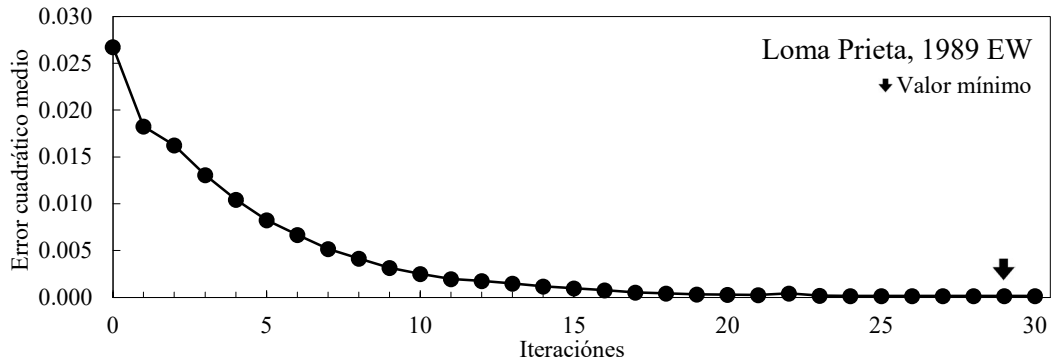


Figura 7.10 Error cuadrático medio del proceso iterativo para el Caso 1.

La Figura 7.11 muestra la historia de aceleraciones de la mejor iteración comparada con la registrada en Treasure Island. Se puede observar gran similitud entre ambas señales en la fase intensa del movimiento. Sin embargo, para el resto de la señal las amplitudes de aceleración se sobreestiman sistemáticamente. Esto sugiere que a pesar de que el movimiento de entrada generado resulta en el espectro objetivo en superficie, este pudiera ser significativamente diferente al movimiento que en realidad ocurrió en el basamento del depósito.

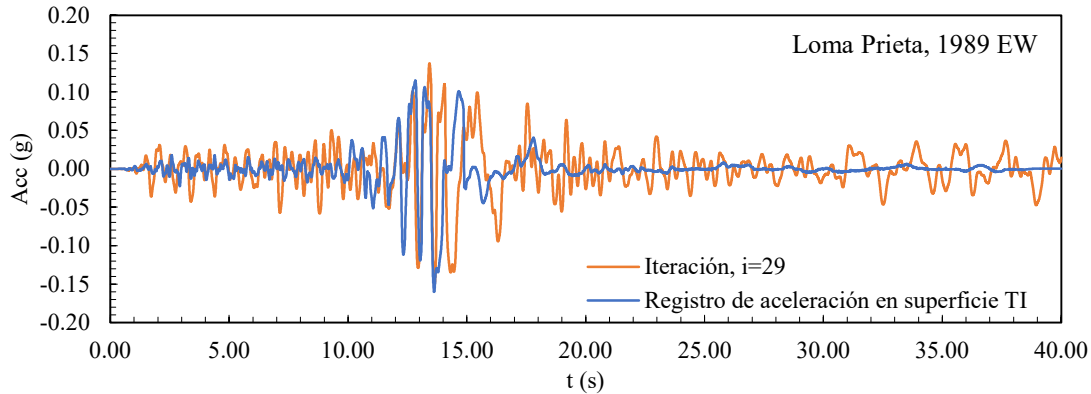


Figura 7.11 Comparación de aceleraciones en superficie para el Caso 1.

7.4.2. Caso 2. Partiendo del registro de Yerba Buena Island

En el Caso 2 se utiliza la historia de aceleraciones registrada en el afloramiento de Yerba Buena. Esta se llevó a la elevación de la base del modelo mediante una deconvolución en el dominio de la frecuencia, con el programa SHAKE2000. El movimiento fue deconvuelto hasta la frontera inferior del estrato de arenisca moderadamente meteorizada, es decir, hasta el basamento del depósito. En la Figura 7.12 se muestra el registro en roca de Yerba Buena Island, así como el registro deconvuelto que se utiliza para generar el movimiento de entrada. Se observa que ambos registros son muy similares y, por lo tanto, el movimiento no se modifica significativamente a partir de su deconvolución en terreno firme.

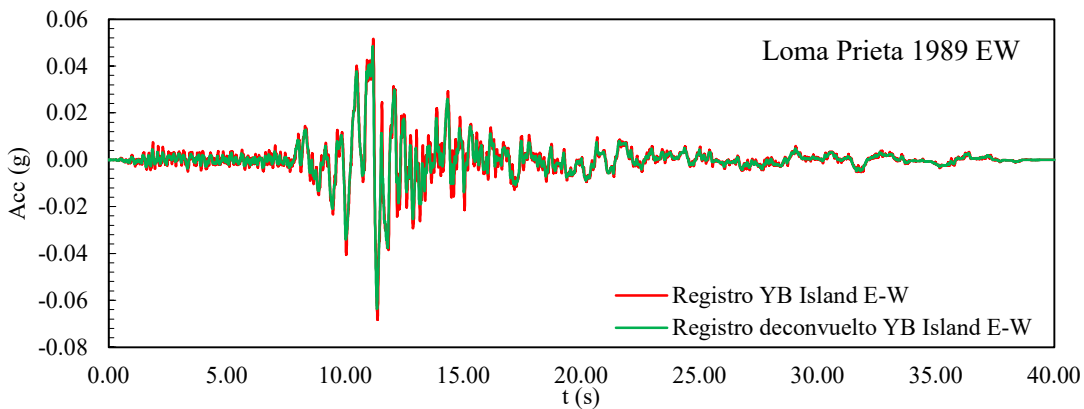


Figura 7.12. Registro de aceleración en Yerba Buena y aceleración deconvuelta para el Caso 2.

En la Figura 7.13 se muestran los espectros de respuesta en superficie para las 30 iteraciones realizadas. Es interesante notar que la forma del espectro de la propagación inicial es bastante congruente con el obtenido del registro de Treasure Island. Sin embargo, las ordenadas espectrales se subestiman para todos los periodos. Lo anterior puede tener dos explicaciones: (1) que no se esté representando adecuadamente el depósito de suelo en el sitio de Yerba Buena, resultando en un periodo un tanto diferente que no produce la amplificación esperada; (2) o que el movimiento en el afloramiento rocoso de Yerba Buena no represente el basamento del depósito de suelo en Yerba Buena y que exista una cierta amplificación adicional en los materiales por debajo de la base del modelo adoptado. En cualquier caso, el procedimiento de deconvolución fue capaz de ajustar el movimiento de entrada inicial resultando en un espectro en superficie que reproduce de forma excelente el espectro objetivo en superficie, derivado del registro en Treasure Island. Al igual que en los casos anteriores, se observa que se requieren entre 15 y 20 iteraciones para alcanzar un nivel de

precisión aceptable, a partir del cual no hay ganancias significativas al realizar más iteraciones (Figura 7.14).

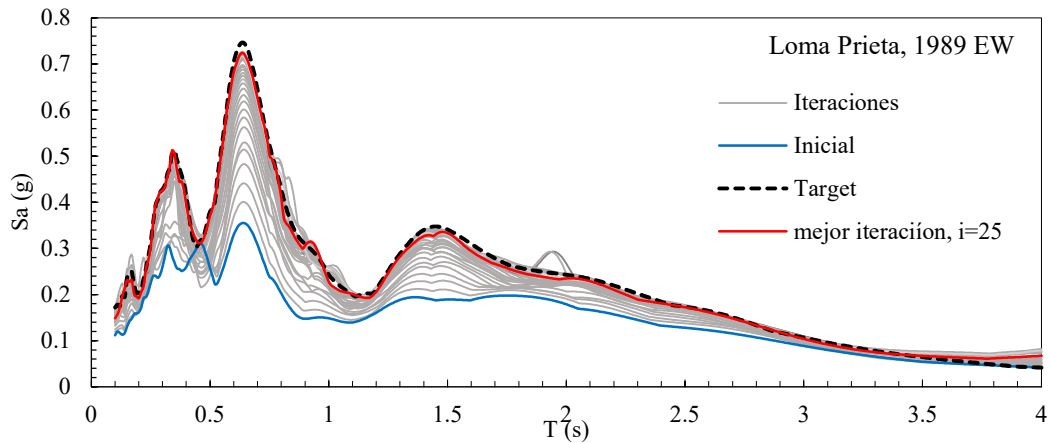


Figura 7.13. Espectros de respuesta en la superficie para el Caso 2.

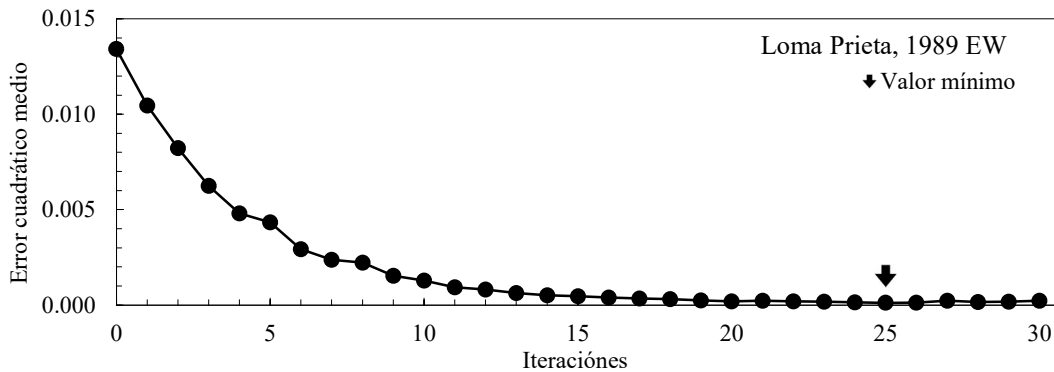


Figura 7.14. Error cuadrático medio para el Caso 2.

En la Figura 7.15 se compara la historia de aceleraciones registrada en superficie, en la estación Treasure Island, y la que corresponde a la iteración $i=25$ y con el error cuadrático medio más bajo. Se observa que las fases intensas de ambos registros son muy similares, con excepción de que la fase intensa de la historia de aceleraciones derivada del método de deconvolución, en donde se utiliza como movimiento de entrada inicial el registro de Yerba Buena, está desplazada a la izquierda. Lo anterior es intrínseco al registro de Yerba Buena (ver Figura 7.2), y podría ser el resultado de un desfase en el tiempo de inicio de captura del registro en comparación con Treasure Island. Por otro lado, fuera de la fase intensa, nuevamente se sobreestiman sistemáticamente las amplitudes de aceleración.

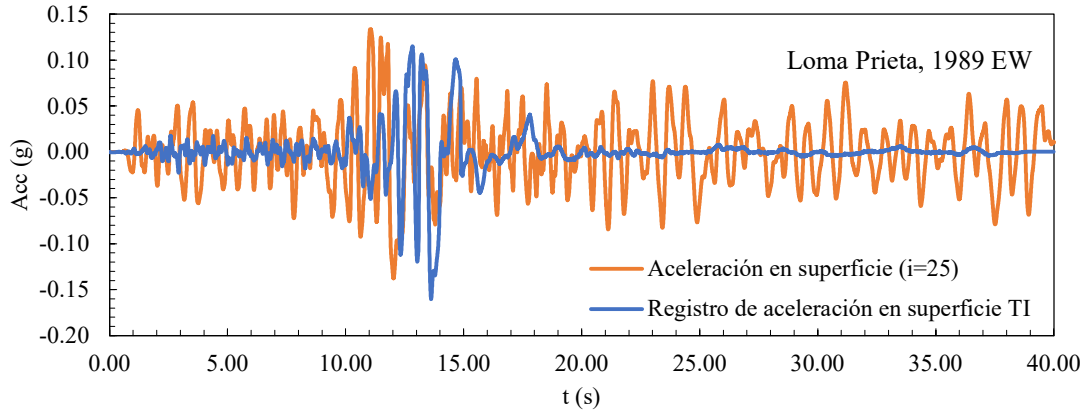


Figura 7.15. Comparación de aceleraciones en superficie para el Caso 2.

7.4.3. Caso 3 Partiendo de una señal deconvuelta en el dominio de la frecuencia

Finalmente, en el Caso 3 se utiliza como movimiento de entrada en la base del modelo numérico la deconvolución del registro en superficie de Treasure Island, utilizando el método lineal equivalente. Nuevamente, se utilizó el programa SHAKE2000 para dicha deconvolución, utilizando las relaciones de degradación del módulo de rigidez al corte y de amortiguamiento mostradas en las Figuras 7.4 y 7.5. En la Figura 7.16 se muestran las historias de aceleraciones del registro original y deconvuelto.

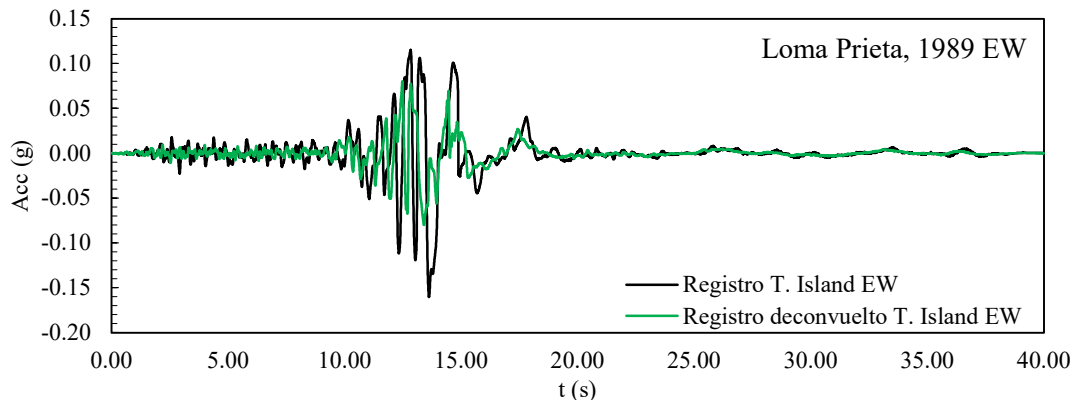


Figura 7.16. Registro de aceleración en Treasure Island y aceleración deconvuelta con el método lineal equivalente para el Caso 3.

En la Figura 7.17 se muestran los espectros de respuesta en superficie resultantes del procedimiento de deconvolución, para las 30 iteraciones realizadas. Como se esperaba, se observa que el espectro de la propagación inicial se aproxima mucho más al espectro objetivo que en los casos anteriores. Sin embargo, existen diferencias significativas, con rangos de periodos en donde se sobreestiman y subestiman las ordenadas espectrales. Lo anterior se debe a los muy diferentes enfoques para representar el comportamiento del suelo en la deconvolución, con el método lineal equivalente, y en el modelo numérico de elemento finito, en donde se asume un modelo constitutivo elastoplástico no lineal, mucho más complejo. Se observa también que el método de deconvolución permite ajustar estas diferencias iniciales, resultando en un espectro en superficie que reproduce de forma muy adecuada el espectro objetivo. Nuevamente, se requirieron entre 15 y 20 iteraciones del método para alcanzar un nivel de error aceptable (Figura 7.18). Sin embargo, es importante notar que este caso resultó en una convergencia un tanto más rápida y con un nivel de error más pequeño que en los casos anteriores (Figura 7.19).

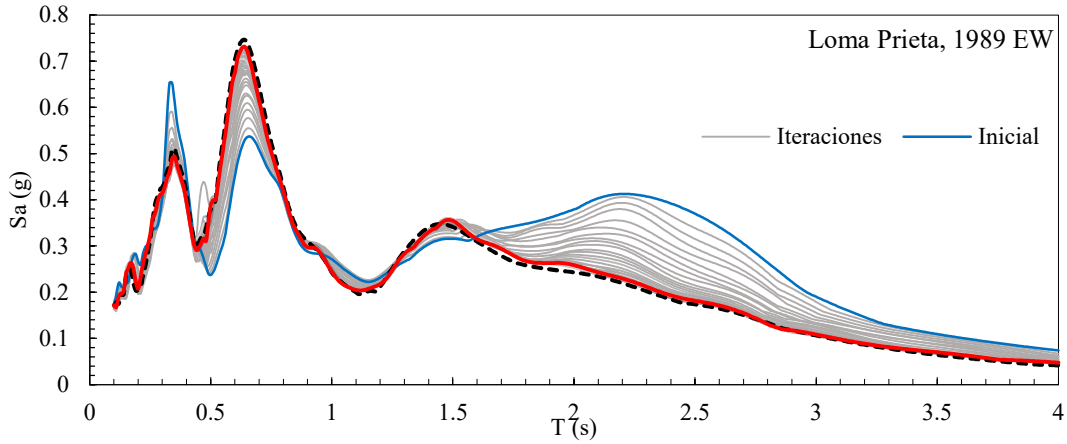


Figura 7.17. Espectros de respuesta en superficie para el Caso 3.

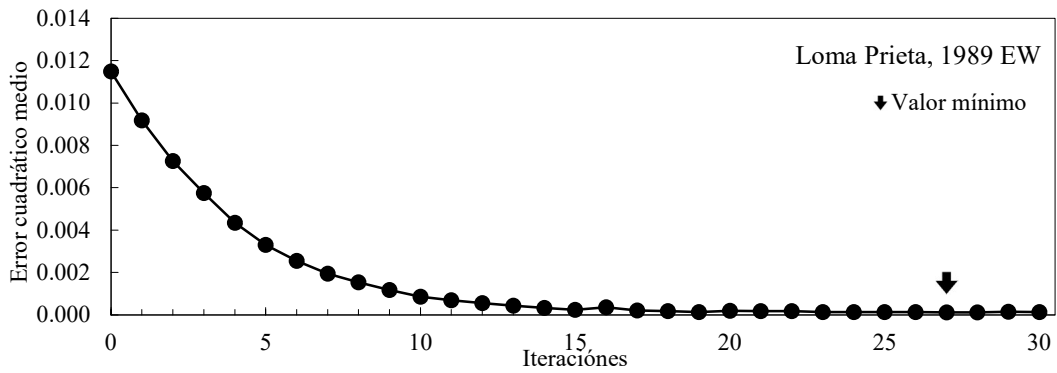


Figura 7.18. Error cuadrático medio para el caso 3.

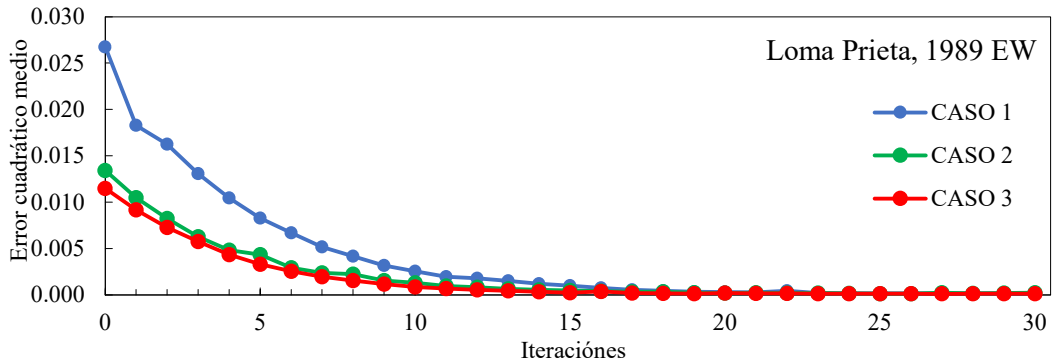


Figura 7.19. Comparación de los errores cuadráticos para los tres casos de análisis.

En la Figura 7.20 se compara la historia de aceleración registrada en superficie, en la estación Treasure Island, y la obtenida con el procedimiento iterativo con el error cuadrático medio más bajo ($i = 27$). Nuevamente, se observa una gran similitud en la fase intensa, pero se sobreestiman sistemáticamente las aceleraciones en el resto del registro.

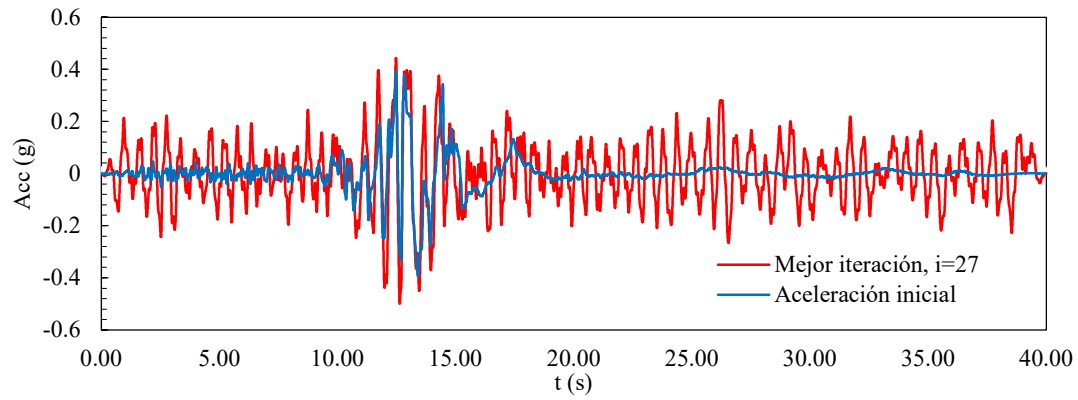


Figura 7.20. Comparación de las aceleraciones en la base para el Caso 3.

CAPÍTULO 8. CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

La metodología de deconvolución desarrollada por Mánica et al. (2023) logró en todos los casos analizados un movimiento en la base que, al ser propagado a través del modelo numérico dinámico, genera un espectro en superficie congruente con el objetivo. Sin embargo, el camino un poco más eficiente para lograr la convergencia es el iniciar el método partiendo de una aceleración producto de una deconvolución en el dominio de la frecuencia, con el método lineal equivalente.

Aunque originalmente el método se utiliza con modelos constitutivos elastoplásticos, este podría aplicarse a modelos formulados en cualquier marco teórico, siempre y cuando sea compatible con la formulación dinámica adoptada, y el modelo sea capaz de representar adecuadamente el comportamiento cíclico del suelo.

A través del uso de las ventanas de tiempo, considerando únicamente la fase intensa del registro, se concluye que la pérdida en el contenido frecuencial puede resultar en un ajuste con menor precisión del espectro objetivo. En general, se recomienda el uso de los registros completos para la aplicación del procedimiento de deconvolución.

En el caso de estudio de Treasure Island, el método logró representar adecuadamente el espectro objetivo en superficie en los tres casos analizados. Sin embargo, el caso 3 es el que presentó un error cuadrático un tanto menor y una convergencia más rápida. También se demostró la incongruencia en el uso como movimiento de entrada del registro deconvuelto con el método lineal equivalente, cuando se utiliza un modelo elastoplástico no lineal complejo, lo cual justifica el procedimiento de deconvolución estudiado en la presente investigación.

Aún existen algunas incógnitas respecto al uso del procedimiento de deconvolución propuesto. Por ejemplo, es importante demostrar la congruencia del método utilizando diferentes modelos constitutivos para validar su eficacia. También, como se menciona en Mánica et al., (2023), se requiere examinar la capacidad del método para abordar de manera simultánea las dos componentes horizontales del movimiento, así como comprender el papel desempeñado por la generación de exceso de presión de agua intersticial, especialmente en suelos potencialmente licuables. Estos aspectos representan futuras líneas de investigación interesantes para darle continuidad a la presente investigación.

REFERENCIAS

- Amorosi, A., Boldini, D., & di Lernia, A. (2016). Seismic ground response at Lotung: Hysteretic elasto-plastic-based 3D analyses. *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 85, 44-61.
- Amorosi, A., Boldini, D., & di Lernia, A. (2017). Dynamic soil-structure interaction: A three-dimensional numerical approach and its application to the Lotung case study. *Comput. Geotech.* 90, 34-54.
- Arias, A. (1970). MEASURE OF EARTHQUAKE INTENSITY. *Seismic Design for Nuclear Power Plants. /Hansen, Robert J. (ed.). Cambridge, Mass. Massachusetts Inst. of Tech*, pp 438-83 .
- ASTM. (2000). D 4428/D4428M-00 Standard Test Methods for Crosshole Seismic Testing. *ASTM*.
- ASTM. (2000). D 5777-00 Using the seismic Refraction Method for Subsurface Investigation. *ASTM*.
- ASTM. (2003). D 3999-91(Reapproved 2003) Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus. *ASTM*.
- ASTM. (2008). D 7400-08 Standard Test Methods for Downhole Seismic Testing. *ASTM*.
- Atkinson, J., & Salfors, G. (1991). Experimental Determination of soil properties. *Proceedings of the 10thECSMFE, Florence, Italy, No. 3*, 915-956.
- Bathe, K., & Wilson, E. (1976). *Numerical methods in finite element analysis*. Englewood Cliffs, N. J.: Prentice-Hall.
- Bathe, K., & Wilson, E. (1976). *Numerical Methods in Finite Element Analysis*. New Jersey: Prentice-Hall.
- Bentley Systems. (2022). Plaxis CONNECT edition V22.01.
- Benz, T. (2007). *Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences*. Stuttgart: IGS.
- Benz, T., Vermeer, P., & Schwab, R. (2009). A small strain overlay model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25-44.
- Biringen, E. (2010). Suspension P-S Logging for Geophysical Investigation of Deep Soil and Bedrock. *GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling & Design*, 12.
- Bolisetti, C., Whittaker, A., Mason, H., Almufti, I., & Willford, M. (2014). Equivalent linear and nonlinear site response analysis for design and risk assessment of safety-related nuclear structures. *NuclearEngineeringandDesign*, 107-121.
- Brinkgreve, R., Kappert, M., & Bonnier, P. (2007). Hysteretic damping in a small-strain stiffness model. *Numerical Models in Geomechanics*, 6.
- Brinkgreve, R., Kumarswamy , S., Swolfs , W., Fonseca , F., Zalamea , N., Ragi Manoj, N., . . . Zampich , L. (2022). *PLAXIS 2D Material Models Manual*. Advancing Infrastructure: Bentley .
- CFE. (2017). Capítulo B.2.3. Pruebas de campo para determinar propiedades de los suelos y enrocamientos. *MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES*.
- Chan, C.-M. (2010). Bender Element Test in Soil Specimens: Identifying the Shear Wave Arrival Time. *Electronic journal of geotechnical engineering Vol.15*, 14.
- Darendeli, M., & Stokoe, K. (2001). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. *Geotechnical Engineering Report GD01-1*.
- Das, B., & Ramana, G. (2011). *Principles of soil dynamics*. Stamford: Cengage Learning.
- Díaz, M., Mánica, M., Botero, E., Ovando-Shelley, E., & Osorio , L. (2022). Material damping in a stratified soil deposit. *EARTH SCIENCES RESEARCH JOURNAL*, 279 - 290.
- Duncan, J., & Chang, C. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*.
- Elia, G. (2013). Site Response for Seismic Hazard Assessment. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, 3266-3286.
- European Committee for Standardisation (CEN). (2004). *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*, EN. Brussels.

- Flores, O. (2008). *Módulo de rigidez y relación de Poisson dinámicos obtenidos en mediciones en la franja del tercio medio en probetas de suelo granular*. CDMX.
- Hardin, B., & Drnevich, V. (1972). SHEAR MODULUS AND DAMPING IN SOILS DESIGN EQUATIONS AND CURVES. *SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION*, 667-692.
- Hashash, Y., & Park, D. (2002). Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in nonlinear site response analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 185-206.
- Haskell, N. (1953). The dispersion of surface waves on multilayered media. *Bulletin of the seismological Society of America*, 43, 17-34.
- Hudson, M., Idriss, I., & Beikae, M. (1994). QUAD4M: a computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base. *Center for Geotechnical Modeling, University of California, Davis*.
- Idriss, I. (1990). Response of Soft Soil Sites during Earthquakes. *Proceedings, Memorial Symposium to Honor Professor H. B. Seed*, 273-289.
- Idriss, I., & Sun, J. (1992). SHAKE91 a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits.
- Instituto de Ingeniería. (2018). *Determinación en campo de las propiedades dinámicas del subsuelo con sonda suspendida*. CDMX: Instituto de Ingeniería.
- Ishihara, K. (1996). *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*. Oxford: CLADERON PRESS.
- Itasca. (2023). Dynamic Analysis. *FLAC2D/3D ITASCA SOFTWARE DOCUMENTATION SETS*.
- Jeremic, B., Jie, G., Preising, M., & Tafazzoli, N. (2009). ime domain simulation of soil-foundation-structure interaction in non-uniform soils. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- Krabbenhoft, K. (2002). *BASIC COMPUTATIONAL PLASTICITY*. Denmark: Department of Civil Engineering Technical University of Denmark.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, NJ, United States: Pearson Education (US).
- Laera, A., & Brinkgreve, R. (2015). *Ground response analysis in PLAXIS*. Delft: Bentley.
- Lee, J.-S., & Santamarina, J. (2005). Bender Elements: Performance and Signal Interpretation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Volume 131*, 8.
- Lysmer, J., & Kuhlemeyer, R. (1969). Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 858-877.
- Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C., & Seed, H. (1975). FLUSH - a computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems. *Earthquake Engineering Research Center*.
- Mánica, M., Gens, A., Vaunat, J., Armand, G., & Minh-Ngoc, V. (2022). Numerical simulation of underground excavations in an indurated clay using nonlocal regularisation. Part 1: formulation and base case. *Géotechnique 2022 72:12*, 1092-1112.
- Mánica, M., Ovando, E., & Botero, E. (2014). Assessment of damping models in FLAC. *Computers and Geotechnics*, 12-20.
- Mánica, M., Pinzón, L., Pujades, L., Hidalgo-Leiva, D., & Ordaz, M. (2023). A simple iterative procedure for time domain deconvolution in nonlinear elastoplastic materials. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 12.
- Masing, G. (1926). Eigenspannungeu und verfertigung beim Messing. *Proceedings of the 2nd International Congress on Applied Mechanics*, 332-5.
- Masoud, K., & Aspasia, Z. (2018). Efficient time-domain deconvolution of seismic ground motions using the equivalent-linear method for soil-structure interaction analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 138-151.
- Matasovic, N. (2013). Site Response 1-D Time Domain Analyses. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, 3287-3294.
- Mejia, L., & Dawson, E. (2006). Earthquake deconvolution for FLAC. *Forth international FLAC symposium Madrid*.

- Newmark, N. (1959). A METHOD OF COMPUTATION FOR STRUCTURAL DYNAMICS. *ENGINEERING MECHANICS DIVISION*.
- Obrzud, R., & Truty, A. (2018). *THE HARDENING SOIL MODEL -A PRACTICAL GUIDEBOOK*. Préverenges: ZSOIL STRUCTURES.
- Ordaz, M., Mánica, M. A., Salgado-Gálvez, M., & Osorio, L. (2022). Inclusion of site-effects: an approach coherent with contemporary event-based PSHA practices. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.
- Ordoñez, G. (2015). *A Computer Program for the 1-D Analysis of Geotechnical Earthquake Engineering Problems*. Washington: GeoMotions, LLC.
- Pecker, A. (2007). *Soil Structure Interaction. Advanced Earthquake Engineering Analysis*. Springer.
- Pinzón, L., Mánica, M., Pujades, L., & Alva, R. (2020). Dynamic soil-structure interaction analyses considering directionality effects. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 130.
- Pinzón, L. A., Diaz, S. A., Pujades, L. G., & Vargas, Y. F. (2019). An Efficient Method for Considering the Directionality Effect of Earthquakes on Structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 31.
- Pinzón, L., Hernández, E., & Mánica, M. (2023). Time-domain deconvolution procedure for elastoplastic materials: Application to the Treasure Island site during the 1989 Loma Prieta earthquake. *MethodsX* 11, 102386.
- Potts, D., & Zdravkovic, L. (1999). *Finit element analysis in geotechnical engineering*. London: ThomasTelford.
- Poul, M., & Zerva, A. (2018). Efficient time-domain deconvolution of seismic ground motions using the equivalent-linear method for soil-structure interaction analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 138-151.
- Pyke, R. (1979). Nonlinear Soil Models for Irregular Cyclic Loadings. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105(GT6), 715-726.
- Robertson, P., & Cabal, K. (2014). *GUIDE TO CONE PENETRATION TESTING*. California : Gregg Drilling & Testing, Inc.
- Rowe, P. (1962). "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proc. Roy. Soc., London*, A269, 500-527.
- Schanz, T., Vermeer, P., & Bonnier, P. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of PLAXIS*, 16.
- Schnabel, P., Lysmer, J., & Seed, H. (1972). *A COMPUTER PROGRAM FOR EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS OF HORIZONTALLY LAYERED SITES*. California.
- Schnabel, P., Lysmer, J., & Seed, H. (1972). SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. *Earthquake Engineering Research Center*.
- Sooch, G., & Bagchi, A. (2014). A New Iterative Procedure for Deconvolution of Seismic Ground Motion in Dam-Reservoir-Foundation Systems. *Journal of Applied Mathematics*, 10.
- Stewart, J., Kwok, A.-L., Hashash, Y., Matasovic, N., Pyke, R., Wang, Z., & Yang, Z. (2008). *Benchmarking of Nonlinear Geotechnical Ground Response Analysis Procedures*. California: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Vucetic, M. (1990). Normalized behavior of clay under irregular cyclic loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 29-46.
- Vucetic, M., & Dorby, R. (1986). *Pore pressure buildup and liquefaction at level sandy sites during earthquakes*. New York: Dept. Civil Eng., Rensselaer Polytechnic Institute.
- Vucetic, M., & Dorby, R. (1991). Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response. *Journal of Geotechnical Engineering*, 89-107.
- Zienkiewicz, O., Bićanić, N., & Shen, F. (1989). Earthquake Input Definition and the Transmitting Boundary Conditions. *Doltsinis IS, editor. Advances in Computational Non-Linear Mechanics*. Springer, 109–138.