



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

ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE RESPUESTA DINÁMICA

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

PRESENTA:
ANA ROSA FERNÁNDEZ ORTIZ

TUTOR PRINCIPAL:
ALBERTO JAIME PAREDES, INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

MÉXICO, D. F. MAYO DEL 2014



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: M.I. CASTILLA CAMACHO JORGE EFRAÍN

Secretario: DR. OVANDO SHELLEY EFRAÍN

Vocal: DR. JAIME PAREDES ALBERTO

1er. Suplente: DR. SARMIENTO SOLANO NEFTALI

2do. Suplente: M.I. MARTINEZ MIER JAIME ANTONIO

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

TUTOR DE TESIS:

ALBERTO JAIME PAREDES

FIRMA

RESUMEN

En este trabajo se estudia el comportamiento dinámico de estructuras y obras térreas. Se analizó la influencia de la estratificación y la geometría en la respuesta sísmica de un depósito de suelo, además se comparó el resultado de un análisis unidimensional de propagación de ondas con el resultado de dos análisis bidimensionales de propagación de ondas. Con base en la información disponible (publicada) se llevó a cabo el análisis de comportamiento estático y dinámico de una presa en el Valle de México, empleando como movimiento sísmico de entrada acelerogramas generados de acuerdo con lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Se revisaron las principales técnicas para la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos en campo y en laboratorio. También, se revisó la información referente a los modelos de comportamiento dinámico de suelos más representativos.

ABSTRACT

This thesis studies the dynamic behavior of earth structures and natural soil. The influence of stratification and geometry of a soil deposit in the seismic response was analyzed in order to study the behavior of natural soils to earthquake. Furthermore the results of a one-dimensional wave propagation analysis and two two-dimensional wave propagation analyses were compared. In addition, based on the information available (published) the analysis of static and dynamic behavior of a dam on the Valley of Mexico was carried out using as ground motion generated accelerograms in accordance with the provisions of the Building Code for the Federal District.

The main techniques for the determination of dynamic properties of soils in field and laboratory were reviewed along with the information concerning the most representative dynamic behavior models.

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, por su apoyo incondicional. Son el motor de mi vida.

Al Dr. Alberto Jaime Paredes por los conocimientos compartidos, su orientación e inmensa paciencia en la dirección de este trabajo, así como por la confianza y apoyo brindado.

A mis sinodales: Dr. Efraín Ovando Shelley, M. I. Jorge Efraín Castilla Camacho, M. I. Jaime Antonio Martínez Mier, Dr. Nefalí Sarmiento Solano, por el tiempo invertido y cuyos consejos enriquecieron este trabajo.

Al Dr. Xiangyue Li Liu por los conocimientos compartidos y la excelente orientación brindada.

Al M. I. Nestor Octavio Gordillo Gordillo por su invaluable apoyo y orientación en todo momento.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) y el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por el apoyo económico brindado.

A mis amigos y compañeros de la maestría, por su apoyo y las experiencias vividas, sin duda hicieron más ameno el camino a la culminación de esta meta.

A todas aquellas personas que de alguna manera contribuyeron a la realización de mis estudios de maestría.

CONTENIDO

RESUMEN	iii
ABSTRACT	iv
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Objetivo	1
1.3. Alcances	1
2. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS	3
2.1. Introducción	3
2.2. Propiedades Dinámicas de los Suelos	3
2.2.1. Módulo de cortante dinámico, G	3
2.2.2. Coeficiente de amortiguamiento, λ	9
2.2.3. Relación de Poisson, ν	12
2.3. Determinación de las Propiedades Dinámicas de los Suelos en Laboratorio	13
2.3.1. Ensaye triaxial cíclico	14
2.3.2. Columna resonante	16
2.3.3. Ensaye de corte simple cíclico	19
2.4. Determinación de Parámetros Dinámicos en Campo	21
2.4.1. Tendidos de refracción sísmica	22
2.4.2. Downhole	24
2.4.3. Uphole	25
2.4.4. Crosshole	26
2.4.5. Sonda suspendida	27
2.4.6. SPAC	28
2.4.7. SASW	29
2.4.8. MASW	31
3. MODELOS DE COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LOS SUELOS	35
3.1. Introducción	35
3.2. Modelo de Seed e Idriss (1970)	37
3.3. Modelo hiperbólico de Hardin-Drnevich (1972)	38
3.4. Modelo de Ramberg-Osgood (1970)	40
3.5. Modelo Hiperbólico General (Jaime, 1987)	42
3.6. Modelo de Romo y Ovando (1996)	43
3.7. Modelo hiperbólico de Otálvaro (2005)	46
3.8. Modelo de Zhang <i>et al.</i> (2005)	47
4. COMPARACIÓN DE PROCEDIMIENTOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE ESPECTROS DE DISEÑO POR SISMO	49
4.1. Introducción	49
4.2. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias (2004)	50

4.3.	Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (2008).....	53
5.	ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA DE LOS SUELOS	55
5.1.	Introducción	55
5.2.	Análisis Unidimensional de Respuesta del Suelo.....	56
5.2.1.	Análisis lineal con funciones de transferencia.....	57
5.2.2.	Análisis lineal equivalente.....	57
5.3.	Análisis Bidimensional de Respuesta del Suelo.....	59
5.3.1.	Análisis lineal equivalente.....	59
5.3.2.	Análisis con el método del elemento finito	59
5.3.3.	Análisis con el método de diferencias finitas	60
5.4.	Análisis Tridimensional de Respuesta del Suelo.....	61
5.4.1.	Análisis lineal equivalente de elemento finito.....	61
5.5.	Efectos de las Condiciones Locales de Sitio	61
5.5.1.	Evidencia a partir de análisis teóricos de respuesta de sitio	62
5.5.2.	Evidencia a partir de funciones de amplificación medidas	63
5.5.3.	Evidencia a partir de movimientos medidos en la superficie	63
6.	EJEMPLOS DE APLICACIÓN	65
6.1.	Comparación de Métodos para la Construcción de un Espectro de Diseño Sísmico.....	65
6.2.	Análisis de Respuesta de Sitio en Campo Libre.....	68
6.3.	Respuesta Sísmica de una Presa en el Valle de México.....	86
6.3.1.	Modelo geométrico de la cortina	86
6.3.2.	Estratigrafía y propiedades de los materiales de la cortina y contacto de suelo o roca de cimentación	87
6.3.3.	Análisis de flujo de agua	89
6.3.4.	Análisis de estabilidad de taludes (equilibrio límite)	96
6.3.5.	Análisis de estabilidad dinámica bajo condiciones de flujo establecido	109
7.	CONCLUSIONES	131
8.	REFERENCIAS.....	135

LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1. Curva histerética típica de una prueba cíclica.
- Figura 2.2. Módulo de cortante en función de la deformación angular.
- Figura 2.3. Curva esfuerzo-deformación de un ensaye cíclico.
- Figura 2.4. Relación de amortiguamiento, λ en función de la deformación angular, γ .
- Figura 2.5. Variación de la relación de amortiguamiento en función del índice de plasticidad y la relación de vacíos de arcillas diversas (Jaime, 1987).
- Figura 2.6. Resumen de diferentes amplitudes de deformación angular, (Jaime, 1980).
- Figura 2.7. Esquema del equipo triaxial cíclico, (Jaime, 1987).
- Figura 2.8. Disposición de equipos utilizados en un ensaye de columna resonante.
- Figura 2.9. Dispositivo de corte simple cíclico (Jaime, 1987).
- Figura 2.10. Espécimen de Corte Simple confinado con resorte plano o slinky.
- Figura 2.11. Métodos para generar ondas: (a) impacto vertical, (b) explosivos a poca profundidad, (c) impacto horizontal, y (d) ondas superficiales de frecuencia controlada.
- Figura 2.12. Curvas dromocrónicas.
- Figura 2.13. Configuración de tendido de refracción sísmica.
- Figura 2.14. Configuración de prueba downhole.
- Figura 2.15. Configuración de prueba uphole.
- Figura 2.16. Configuración de prueba crosshole.
- Figura 2.17. Configuración de prueba con sonda suspendida.
- Figura 2.18. Configuración de prueba SPAC con 4 sensores.
- Figura 2.19. Configuración de prueba SASW.
- Figura 2.20. Dependencia de la distribución del desplazamiento vertical sobre la longitud de onda (L_r) de la propagación de ondas Rayleigh.
- Figura 2.21. Esquema general del método Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW).
- Figura 3.1. Curva esfuerzo-deformación del suelo bajo carga dinámica, idealizada de acuerdo con la regla de Masing.
- Figura 3.2. Cálculo de la relación de amortiguamiento.
- Figura 3.3. Curva $G/G_{\text{máx}}$ vs γ , Seed e Idriss (1970).
- Figura 3.4. Amortiguamiento para arcillas saturadas, Seed e Idriss (1970).
- Figura 3.5. Curva esfuerzo-deformación idealizada. Modelo Hiperbólico.
- Figura 3.6. Efecto de σ'_c y (Ip-Cr) en el módulo de rigidez al corte máximo (Romo y Ovando, 1995)
- Figura 3.7. Curvas de degradación del módulo de rigidez al corte (Romo y Ovando, 1996).

- Figura 3.8. Efecto del índice de plasticidad en los parámetros A , B y γ_r (Romo y Ovando, 1996).
- Figura 3.9. Curvas de la relación de amortiguamiento crítico (Romo y Ovando, 1996).
- Figura 4.1. (a) Espectros de respuesta en términos de desplazamiento, velocidad y pseudoaceleración; (b) representación combinada de espectros en escala semilogarítmica.
- Figura 4.2. Espectro de diseño.
- Figura 4.3. Zonificación del Distrito Federal según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004).
- Figura 4.4. Espectros de diseño según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004).
- Figura 5.1. Nomenclatura empleada en el análisis de respuesta de sitio: (a) depósito de suelo sobre macizo rocoso; (b) Macizo rocoso sin depósito de suelo.
- Figura 5.2. Tipos de condiciones de frontera para mallas de elemento finito: (a) frontera elemental en la que se especifican cero desplazamientos; (b) frontera local que consiste en un amortiguador viscoso. (c) frontera de parámetros agrupados (Kramer 1996).
- Figura 5.3. Casos en los que es necesario un análisis de respuesta de sitio tridimensional: (a) Sitios donde las condiciones varían significativamente en las tres dimensiones; (b) presas de tierra en cañones muy angostos.
- Figura 5.4. (a) Perfil del subsuelo en la estación Richmond (Johnson)
- Figura 5.5. Espectro de respuesta calculado a partir de los registros en los sitios UNAM y SCT (Romo y Seed, 1986).
- Figura 6.1. Zonificación del Distrito Federal según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004).
- Figura 6.2. Espectros de respuesta de la envolvente de diseño, media + desviación y media (5% de amortiguamiento).
- Figura 6.3. Comparación entre espectros de diseño del RCDF, Manual de CFE y la media + desviación estándar.
- Figura 6.4. Comparación entre espectros de diseño del RCDF, Manual de CFE y la envolvente.
- Figura 6.5. Sismo semilla a partir del espectro de la envolvente de diseño para la zona de interés.
- Figura 6.6. Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento para el suelo de la ciudad de México (Jaime, 1987).
- Figura 6.7. Condiciones iniciales y malla deformada del depósito de suelo después del sismo para el caso 1.
- Figura 6.8. Espectro de respuesta correspondiente al depósito de suelo del caso 1.
- Figura 6.9. Condiciones iniciales y malla deformada del depósito de suelo después del sismo para el caso 2.
- Figura 6.10. Espectro de respuesta correspondiente al depósito de suelo del caso 2.

- Figura 6.11. Condiciones iniciales y malla deformada del depósito de suelo después del sismo para el caso 3.
- Figura 6.12. Espectro de respuesta correspondiente al depósito de suelo del caso 3.
- Figura 6.13. Condiciones iniciales y malla deformada del depósito de suelo después del sismo para el caso 4.
- Figura 6.14. Espectro de respuesta correspondiente al depósito de suelo del caso 4.
- Figura 6.15. Comparación de los espectros de respuesta de los casos 1 y 4.
- Figura 6.16. Comparación de los espectros de respuesta de los casos 1 al 4.
- Figura 6.17. Condiciones iniciales y malla deformada del depósito de suelo después del sismo para el caso 5.
- Figura 6.18. Espectro de respuesta correspondiente al depósito de suelo del caso 5.
- Figura 6.19. Condiciones iniciales y malla deformada del depósito de suelo después del sismo para el caso 6.
- Figura 6.20. Espectro de respuesta correspondiente al depósito de suelo del caso 6.
- Figura 6.21. Condiciones iniciales y malla deformada del depósito de suelo después del sismo para el caso 7.
- Figura 6.22. Espectro de respuesta correspondiente al depósito de suelo del caso 7.
- Figura 6.23. Comparación de los espectros de respuesta de los casos 3, 5, 6 y 7.
- Figura 6.24. Condiciones iniciales y malla deformada del depósito de suelo después del sismo para el caso 8.
- Figura 6.25. Espectro de respuesta correspondiente al depósito de suelo del caso 8.
- Figura 6.26. Condiciones iniciales y malla deformada del depósito de suelo después del sismo para el caso 9.
- Figura 6.27. Espectro de respuesta correspondiente al depósito de suelo del caso 9.
- Figura 6.28. Comparación de los espectros de respuesta de los casos 3, 8 y 9.
- Figura 6.29. Comparación de los acelerogramas en la superficie del depósito para el caso 1, obtenidos con diferentes programas de cómputo.
- Figura 6.30. Comparación de los espectros de respuesta del caso 1, obtenidos con diferentes programas de cómputo.
- Figura 6.31. Geometría de la sección máxima de la presa.
- Figura 6.32. Detalle de cortina de la presa.
- Figura 6.33. Estratigrafía de los sondeos SM-1, SM-2 y SM-3 en la presa, propiedades determinadas a partir de las probetas de los ensayos de compresión triaxial consolidada no drenada (CU).
- Figura 6.34. Funciones hidráulicas para el enrocamiento de la cortina.
- Figura 6.35. Funciones hidráulicas para la transición de rezaga de la cortina.
- Figura 6.36. Funciones hidráulicas para el filtro de arena y grava de la cortina.
- Figura 6.37. Funciones hidráulicas para la arena de la cortina.
- Figura 6.38. Funciones hidráulicas para la arcilla de la cortina.
- Figura 6.39. Funciones hidráulicas para la arcilla del núcleo impermeable de la cortina.

- Figura 6.40. Funciones hidráulicas para el delantal de arcilla de la cortina.
- Figura 6.41. Funciones hidráulicas para el dentellón de la cortina.
- Figura 6.42. Funciones hidráulicas para el suelo y roca de cimentación de la cortina.
- Figura 6.43. Carga total y gasto al NAME, sección máxima.
- Figura 6.44. Carga total y gasto al NAMO, sección máxima.
- Figura 6.45. Geometría de la sección máxima de la presa.
- Figura 6.46. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas arriba, flujo establecido (NAME), sección máxima.
- Figura 6.47. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas abajo, flujo establecido (NAME), sección máxima.
- Figura 6.48. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas arriba, flujo establecido (NAMO), sección máxima.
- Figura 6.49. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas abajo, flujo establecido (NAMO), sección máxima.
- Figura 6.50. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en el talud aguas arriba, vaciado rápido (NAMO a NAMINO), sección máxima.
- Figura 6.51. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en el talud aguas abajo, vaciado rápido (NAMO a NAMINO), sección máxima.
- Figura 6.52. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas arriba, análisis de flujo establecido (NAME), sección máxima, propiedades de ($\bar{x} + \sigma$).
- Figura 6.53. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas abajo, análisis de flujo establecido (NAME), sección máxima, propiedades de ($\bar{x} + \sigma$).
- Figura 6.54. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas arriba, análisis de flujo establecido (NAMO), sección máxima, propiedades de ($\bar{x} + \sigma$).
- Figura 6.55. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas abajo, análisis de flujo establecido (NAMO), sección máxima, propiedades de ($\bar{x} + \sigma$).
- Figura 6.56. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas arriba, análisis de flujo establecido (NAME), sección máxima, propiedades de ($\bar{x} - \sigma$).
- Figura 6.57. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas abajo, análisis de flujo establecido (NAME), sección máxima, propiedades de ($\bar{x} - \sigma$).
- Figura 6.58. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas arriba, análisis de flujo establecido (NAMO), sección máxima, propiedades de ($\bar{x} - \sigma$).
- Figura 6.59. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas abajo, análisis de flujo establecido (NAMO), sección máxima, propiedades de ($\bar{x} - \sigma$).

- Figura 6.60. Espectro horizontal y acelerograma sintético para 125 años de periodo de retorno (TBO).
- Figura 6.61. Espectro horizontal y acelerograma sintético para 475 años de periodo de retorno (TMP).
- Figura 6.62. Espectro vertical y acelerograma sintético para 125 años de periodo de retorno (TBO).
- Figura 6.63. Espectro vertical y acelerograma sintético para 475 años de periodo de retorno (TMP).
- Figura 6.64. Curvas de degradación de $G_{m\acute{a}x}$ y λ de suelos blandos.
- Figura 6.65. Curvas de degradación de $G_{m\acute{a}x}$ y λ para arenas.
- Figura 6.66. Curvas de degradación de $G_{m\acute{a}x}$ y λ para enrocamiento.
- Figura 6.67. Curvas de degradación de $G_{m\acute{a}x}$ y λ para rocas.
- Figura 6.68. Modelo de Elemento Finito de la presa.
- Figura 6.69. Resultados de análisis inicial estático (contornos de esfuerzos verticales totales, kPa).
- Figura 6.70. Malla deformada posterior a la aplicación del TBO en el análisis dinámico de tipo lineal equivalente.
- Figura 6.71. Contornos de aceleración máxima vertical para el TBO (en g).
- Figura 6.72. Contornos de aceleración máxima horizontal para el TBO (en g).
- Figura 6.73. Historia de aceleraciones horizontales en la roca basal para el TBO (en g).
- Figura 6.74. Historia de aceleraciones horizontales en la corona de la cortina para el TBO (en g).
- Figura 6.75. Historia de aceleraciones verticales en la roca basal para el TBO (en g).
- Figura 6.76. Historia de aceleraciones verticales en la corona de la cortina para el TBO (en g).
- Figura 6.77. Espectros de respuesta horizontal en la roca basal y corona de la cortina para el TBO (en g).
- Figura 6.78. Espectros de respuesta vertical en la roca basal y corona de la cortina para el TBO (en g).
- Figura 6.79. Historia de desplazamientos horizontales en la corona de la cortina para el TBO (en m).
- Figura 6.80. Historia de desplazamientos verticales en la corona de la cortina para el TBO (en m).
- Figura 6.81. Malla deformada posterior a la aplicación del TMP en el análisis dinámico de tipo lineal equivalente.
- Figura 6.82. Contornos de aceleración máxima vertical para el TMP (en g).
- Figura 6.83. Contornos de aceleración máxima horizontal para el TMP (en g).
- Figura 6.84. Historia de aceleraciones horizontales en la roca basal para el TMP (en g).
- Figura 6.85. Historia de aceleraciones horizontales en la corona de la cortina para el TMP (en g).
- Figura 6.86. Historia de aceleraciones verticales en la roca basal para el TMP (en g).

- Figura 6.87. Historia de aceleraciones verticales en la corona de la cortina para el TMP (en g).
- Figura 6.88. Espectros de respuesta horizontal en la roca basal y corona de la cortina para el TMP (en g).
- Figura 6.89. Espectros de respuesta vertical en la roca basal y corona de la cortina para el TMP (en g).
- Figura 6.90. Historia de desplazamientos horizontales en la corona de la cortina para el TMP (en m).
- Figura 6.91. Historia de desplazamientos verticales en la corona de la cortina para el TMP (en m).
- Figura 6.92. Variación del FS en el talud aguas abajo con el tiempo durante el TBO (adimensional).
- Figura 6.93. Variación del FS en el talud aguas abajo con el tiempo durante el TMP (adimensional).
- Figura 6.94. Deformaciones permanentes vs tiempo en el talud aguas abajo ocasionadas por el TMP (en m).

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1.	Valores típicos del módulo de cortante de diversos suelos.
Tabla 3.1.	Valores típicos de α , r y $\lambda_{\text{máx}}$.
Tabla 4.1.	Valores de c , a_0 , T'_a , T'_b , y c (NTC, 2004).
Tabla 6.1.	Registros empleados en el desarrollo del sismo de diseño, tomados de las estaciones: SISMEM Ciudad Universitaria, CENAPRED e Instituto de Ingeniería (Laboratorio de Instrumentación Sísmica).
Tabla 6.2.	Propiedades dinámicas y estratigrafía del depósito de suelo analizado con el programa de elemento finito.
Tabla 6.3.	Propiedades dinámicas y estratigrafía del depósito de suelo analizado con el caso 4 con un programa de elemento finito.
Tabla 6.4.	Resumen de resultados obtenidos en el análisis en campo libre del depósito de suelo con el programa de elemento finito.
Tabla 6.5.	Resumen de resultados obtenidos en el análisis en campo libre del depósito de suelo con el programa de elemento finito.
Tabla 6.6.	Resumen de resultados obtenidos en el análisis en campo libre del depósito de suelo con el programa de elemento finito.
Tabla 6.7.	Resumen de resultados obtenidos en el análisis en campo libre del depósito de suelo con el programa de elemento finito.
Tabla 6.8.	Resumen de resultados obtenidos en el análisis en campo libre del depósito de suelo para el caso 1 con tres programas de cómputo.
Tabla 6.9.	Propiedades mecánicas e hidráulicas de los materiales.
Tabla 6.10.	Detalle de elevaciones de los distintos niveles del embalse.
Tabla 6.11.	Gasto que pasa a través de la cortina, NAME y NAMO.
Tabla 6.12.	Factores de Seguridad Admisibles.
Tabla 6.13.	Factores de seguridad determinados con el análisis de estabilidad de taludes en condiciones de flujo establecido, sección máxima.
Tabla 6.14.	Factores de seguridad determinados con el análisis de estabilidad de taludes en condiciones de vaciado rápido, sección máxima.
Tabla 6.15.	Propiedades de los materiales ($\bar{x} + \sigma$).
Tabla 6.16.	Propiedades de los materiales ($\bar{x} - \sigma$).
Tabla 6.17.	Factores de seguridad determinados con el análisis de estabilidad de taludes en condiciones de flujo establecido, sección máxima.
Tabla 6.18.	Daños sísmicos en los taludes (Legg <i>et al.</i> , 1982).
Tabla 6.19.	Propiedades de los materiales para análisis dinámico.

SIMBOLOGÍA

α	= Constante para ajuste de la forma de la curva esfuerzo-deformación del modelo de Ramberg-Osgood. Parámetro de curvatura en los modelos hiperbólicos de Stokoe y Zhang
β	= Raíz de la ecuación de frecuencias en radianes para la prueba de columna resonante. En el modelo hiperbólico de Otálvaro es la fracción de amortiguamiento crítico para el nivel de deformación donde es evaluado $G/G_{m\acute{a}x}$. Factor de amortiguamiento para la construcción de espectro de diseño (CFE).
$\beta_{m\acute{a}x}$	= Amortiguamiento máximo esperado en el suelo
γ	= Deformación angular
$\dot{\gamma}$	= Grado de deformación
γ_{γ}	= Nivel de deformación por cortante en el que se presenta comportamiento inelástico en el suelo
γ_a	= Deformación angular
γ_y	= Deformación angular en un punto característico de la curva virgen
$\gamma_{m\acute{a}x}$	= Deformación angular máxima
$\gamma_{m\acute{i}n}$	= Deformación angular mínima
η	= Modelo hiperbólico general
θ	= Distorsión angular
λ	= Relación de amortiguamiento
$\lambda_{m\acute{a}x}$	= Relación de amortiguamiento máxima
ν	= Módulo de Poisson
π	= Número Pi
ρ	= Densidad del material
$\sigma_{Axial\ m\acute{a}x}$	= Esfuerzo axial máximo
$\sigma_{Axial\ m\acute{i}n}$	= Esfuerzo axial mínimo
σ_c	= Esfuerzo de confinamiento

$\sigma_{d)cy}$	= Esfuerzo desviador cíclico
σ'_0	= Esfuerzo efectivo principal
σ_1	= Esfuerzo principal mayor en prueba triaxial
σ_3	= Esfuerzo principal menor en prueba triaxial
τ	= Esfuerzo cortante
τ_f	= Resistencia del suelo al corte
τ_y	= Esfuerzo cortante en un punto característico de la curva virgen
ϕ	= Ángulo de fricción interna del suelo
ω_n	= Frecuencia circular del modo de vibración correspondiente
A	= Parámetro dependiente del índice de plasticidad del suelo en el modelo de Romo y Ovando
a	= Parámetro propuesto por Hardin y Drnevich, dependiente del índice plástico del suelo, I_p , varía entre cero para suelos granulares y 0.5 para arcillas con $IP \sim 100$
a_0	= Aceleración máxima del terreno
$a_{m\acute{a}x}$	= Aceleración máxima o respuesta eléctrica máxima
B	= Parámetro dependiente del índice de plasticidad del suelo en el modelo de Romo y Ovando
c'	= Cohesión efectiva
c	= Parámetro de ajuste relacionado con la tasa de amortiguamiento al reducirse la rigidez del suelo (Modelo hiperbólico de Otálvaro). Coeficiente sísmico (Espectro de diseño RCDF). Ordenada espectral máxima (CFE)
c_1	= Constante menor que uno (Modelo hiperbólico de Richart)
C_r	= Consistencia relativa
d	= Parámetro de ajuste relacionado con el amortiguamiento mínimo del suelo (Modelo hiperbólico de Otálvaro)
e_0	= Relación de vacíos inicial
E	= Módulo de elasticidad o módulo de Young

E_{eq}	=	Módulo de elasticidad equivalente
f	=	Frecuencia en ciclos por segundo (modelo de Hardin y Drnevich)
G	=	Módulo de rigidez al corte
G_{est}	=	Módulo de cortante tangente al origen
$G_{m\acute{a}x}$	=	Módulo de rigidez al corte máximo
G_{1000}	=	módulo $G_{m\acute{a}x}$ determinado 1000 minutos después del inicio de la consolidación primaria
I_b	=	Momento polar de inercia de la masa de la barra
I_p	=	Índice de plasticidad
I_m	=	Momento polar de inercia de la masa del peso sujeto al extremo
k	=	Exponente de corrección de esfuerzo, depende de la plasticidad y de la era geológica del depósito de suelo. Parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_e \geq T_c$
K_0	=	Coefficiente de empuje de tierras en reposo
m	=	Parámetro de ajuste que controla la pérdida de rigidez en el suelo a grandes deformaciones
n	=	Parámetro de ajuste que controla la tasa de pérdida de rigidez en el suelo al incrementar la deformación por cortante
N	=	Número de ciclos de carga
N_G	=	$0.027\sqrt{I_p}$
OCR	=	Relación de preconsolidación
P_a	=	Esfuerzo de confinamiento de 100 kPa
r	=	Constante para ajuste de forma de la curva esfuerzo deformación en modelo Ramber-Osgood. Exponente en las expresiones para el cálculo de los espectros de diseño (RCDF)
S_a	=	Aceleración espectral
t	=	Edad geológica del depósito de suelo en el modelo de Anderson y Stokoe. Tiempo

t_g	= Edad geológica
t_p	= Tiempo para finalizar la consolidación primaria del suelo
T	= Periodo natural de interés de la estructura (RCDF)
T_a	= Límite inferior de la meseta del espectro de diseño (RCDF)
T_b	= Límite superior de la meseta del espectro de diseño (RCDF)
T_e	= Periodo estructural
V_s	= Velocidad de onda cortante
W_b	= Peso de la barra
W_m	= Peso de la masa

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

Los problemas relacionados con los sismos y sus efectos sobre el comportamiento de depósitos naturales de suelo, cimentaciones y estructuras de tierra y enrocamiento como las presas son de gran importancia debido a la alta sismicidad a la que se encuentra sujeta gran parte de la República Mexicana.

Por ejemplo, para el caso de las presas, los daños sísmicos que pueden sufrir las cortinas son múltiples y las causas de estos daños provienen de las fuerzas dinámicas inducidas y el cambio en las características de los materiales térreos durante el sismo.

Para evaluar la respuesta dinámica de un depósito de suelo y de los sistemas suelo-estructura, es necesario conocer propiedades dinámicas de los materiales en cuestión, además de que Ohsaki (1969), Seed (1969) y Seed *et al.* (1974) han mostrado que la intensidad de los movimientos del terreno y los daños ocasionados sobre las estructuras están fuertemente influenciados por las características de las condiciones locales.

La amplificación de movimiento del terreno debido al tipo de suelo, la posible resonancia ante el periodo dominante del movimiento del terreno y el periodo fundamental de la estructura incrementan las cargas sísmicas sobre la estructura y consecuentemente el potencial de daño. Mediante un análisis dinámico se pueden evaluar una serie de efectos o parámetros dinámicos de la estructura, con los cuales se puede hacer una evaluación del desempeño de la misma.

1.2. Objetivo

El objetivo principal de este trabajo es estudiar el comportamiento dinámico del suelo, y con base en esto estudiar el comportamiento dinámico de un depósito de suelo y de estructuras y obras térreas.

1.3. Alcances

Para el estudio del comportamiento dinámico de los suelos, como primer paso se revisaron las principales técnicas para la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos en campo y en laboratorio. Además, se estudió información referente a los modelos de comportamiento dinámico de suelos más representativos.

Para analizar la influencia de la estratificación y la geometría en la respuesta sísmica de un depósito de suelo se generó un sismo sintético para un sitio en el Distrito Federal con contenidos de frecuencias acordes con los espectros de diseño sísmico propuestos por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) y Normas Técnicas Complementarias (NTC), el Manual de Diseño por sismo de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) y un espectro envolvente. Adicionalmente, se analizó la propagación

unidimensional de ondas con el programa SHAKE y la propagación bidimensional de ondas con los programas de elemento finito GeoStudio y de diferencias finitas FLAC.

Finalmente, con base en la información disponible (publicada) se llevó a cabo el análisis de comportamiento estático y dinámico de una presa en el Valle de México empleando como movimiento sísmico de entrada acelerogramas generados de acuerdo con lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

2. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS

2.1. Introducción

El comportamiento del suelo sujeto a cargas dinámicas se rige por sus propiedades dinámicas. Principalmente por:

- Módulo de cortante dinámico, G
- Porcentaje de amortiguamiento crítico del suelo, λ
- Relación de Poisson, ν
- Módulo dinámico de deformación volumétrica, K

De acuerdo con Jaime (1987), de estas propiedades, las más importantes son el módulo de cortante dinámico y el amortiguamiento, las demás tienen menor importancia y tienden a caer dentro de intervalos relativamente pequeños.

Más adelante se presentarán las principales técnicas de campo y laboratorio para la medición de estas propiedades; la mayoría de estas técnicas fueron desarrolladas específicamente para la medición de las propiedades dinámicas de los suelos, mientras que otras son adaptaciones de ensayos o técnicas desarrolladas para la medición y observación del comportamiento del suelo bajo cargas monotónicas.

Debe tenerse en cuenta que en la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos, ya sea mediante pruebas de campo o de laboratorio, siempre existe cierto grado de incertidumbre, esto debido a la variabilidad que existen en los suelos que conforman la corteza terrestre, su anisotropía inherente (en función de la estructura del suelo), anisotropía inducida (causada por las condiciones de esfuerzo anisotrópico), perturbación por perforación y muestreo, errores que pueden producirse durante la ejecución de las pruebas y la correcta interpretación de esos errores.

2.2. Propiedades Dinámicas de los Suelos

A continuación, con base en el trabajo de Jaime (1987) de las principales propiedades dinámicas de los suelos se hace una síntesis de las mismas.

2.2.1. Módulo de cortante dinámico, G

El módulo de cortante de los suelos exhibe relaciones esfuerzo cortante–deformación angular no-lineales. En la Figura 2.1 se presenta la curva histerética representativa del resultado de una prueba de torsión cíclica o una prueba triaxial cíclica. Tal como se muestra en la Figura 2.1, un ciclo de histéresis se acumula para cada periodo de la oscilación y el módulo de cortante es la pendiente de la línea que conecta el punto de origen y el punto de inversión entre la carga y descarga. Éste módulo se denomina módulo secante o módulo equivalente.

De la misma manera se puede determinar el módulo de Young dinámico, E . En este caso la curva es de esfuerzo normal vs deformación axial. Por lo general se determina sólo uno de los módulos, ya que conocido uno se puede estimar el otro, a través de la teoría de la elasticidad, por medio de la expresión:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{2.1}$$

donde

E módulo de Young dinámico
 ν relación de Poisson

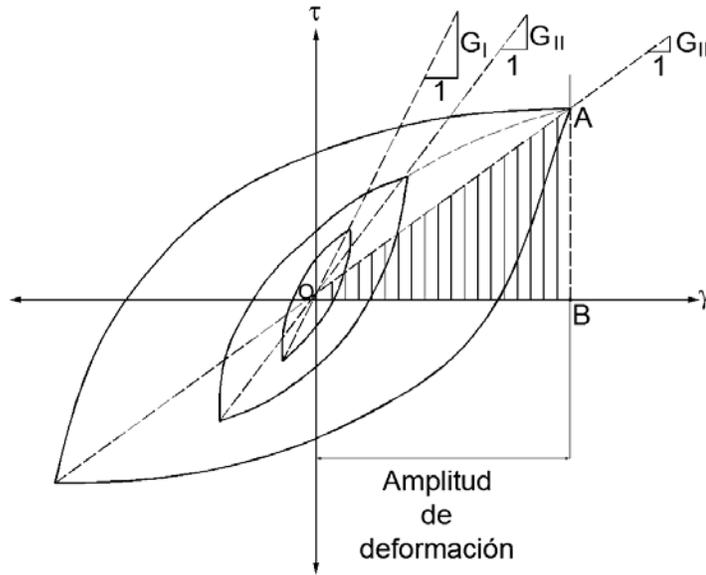


Figura 2.1. Curva histerética típica de una prueba cíclica.

El módulo secante de corte de un elemento del suelo varía con la magnitud de la deformación angular cíclica, para magnitudes de baja deformación el módulo secante de corte es alto, y a medida que la magnitud de la deformación angular aumenta, el módulo secante decrece.

La inclinación de la curva de histéresis depende de la rigidez del suelo, y puede ser descrita en cualquier momento durante el proceso de carga por el módulo tangente de cortante, evidentemente, el módulo tangente varía a través del ciclo de carga, pero su valor medio durante el ciclo completo se puede aproximar por el módulo secante de cortante.

$$G_{sec} = \frac{\tau}{\gamma} \tag{2.2}$$

donde

τ esfuerzo cortante
 γ deformación angular, %

- **Módulo de cortante dinámico máximo**

$G_{máx}$ es el módulo de cortante en el rango de bajas deformaciones, generalmente se toman valores bajo el límite de deformación elástica lineal de aproximadamente $\gamma = 5 \times 10^{-3}\%$; por lo general no se registran variaciones considerables en el rango de deformaciones angulares bajas.

Las vibraciones ocasionadas por pruebas dinámicas in situ, el tráfico, trabajos de construcción, sismos débiles e incluso voladuras, generalmente tienen amplitudes de deformación angular por debajo de $\gamma = 5 \times 10^{-3}\%$. Esto hace posible aplicar la teoría de la elasticidad para determinar los módulos de Young y de cortante dinámicos si se conocen las velocidades de propagación de onda P (V_p) o S (V_s) en el medio. El valor del módulo de cortante dinámico máximo se puede calcular como

$$G_{máx} = \rho V_s^2 \quad (2.3)$$

donde

ρ densidad del material, kg/m^3
 V_s velocidad de onda cortante, m/s^2

Con esta relación se obtiene $G_{máx}$ mediante diversos ensayos geofísicos que proporcionan el valor de V_s . En la Tabla 2.1 se presentan algunos valores típicos de $G_{máx}$ para distintos suelos.

Tabla 2.1. Valores típicos del módulo de cortante de diversos suelos.

Tipo de Suelo	Módulo de cortante, $G_{máx}$ t/m^2
Arcilla limosa blanda a media	900-1400
Arcilla limosa media, seca	1700-2100
Arcilla media a firme	1400-2800
Arcilla muy blanda	200-300
Arena densa limpia	1200-2000
Mezcla grava-arena densa	5000-7000

$G_{máx}$ es por definición independiente de la deformación. A continuación enlistan los parámetros que pueden influenciar el valor de $G_{máx}$ y la forma en que lo hacen:

- Incrementa con el esfuerzo efectivo principal, σ_0'
- Disminuye con la relación de vacíos, e

- Incrementa con la edad geológica, t_g
- Incrementa con la cementación, c
- Incrementa con la relación de preconsolidación, OCR
- Incrementa con el índice de plasticidad, I_p si $OCR > 1$; permanece aproximadamente constante si $OCR = 1$
- La velocidad de deformación, $\dot{\gamma}$ no tiene efectos en el caso de suelos no plásticos; para el caso de suelos plásticos, incrementa con $\dot{\gamma}$
- Disminuye después de N ciclos con grandes amplitudes de deformación angular, se recupera con el tiempo en arcillas; incrementa con N en el caso de arenas

En la Figura 2.2 se presenta una curva esfuerzo-deformación angular que conecta los puntos de inversión de los periodos de oscilación con diferentes niveles de deformación angular, y tiene forma hiperbólica. La pendiente del punto de origen a esta curva, corresponde al módulo de cortante dinámico $G_{m\acute{a}x}$ o G_0 .

Hardin y Black (1968) y Hardin y Drnevich (1972 a y b) observaron que a deformaciones angulares menores de 10^{-4} %, el valor de G de un suelo prácticamente permanece constante, sin embargo, para deformaciones mayores disminuye.

Con base en pruebas de laboratorio efectuadas con diversos suelos, tanto cohesivos como friccionantes, Hardin y Drnevich (1972 a y b) propusieron para calcular el valor máximo de G ($\gamma = 10^{-4}\%$) la expresión general siguiente, es válida para arcillas y arenas:

$$G_{m\acute{a}x} = 1230 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (OCR)^a (\sigma'_m)^{0.5} \quad (2.4)$$

donde

$G_{m\acute{a}x}$ en lb/in²

σ'_m esfuerzo normal octaédrico efectivo, $(1 + 2K_0)\sigma'_v/3$, en lb/in²

K_0 coeficiente de empuje de tierras en reposo

a depende del índice plástico del suelo, I_p , varía entre cero para suelos granulares y 0.5 para arcillas con $IP \sim 100$

σ'_v esfuerzo vertical efectivo, en lb/in²

OCR relación de preconsolidación

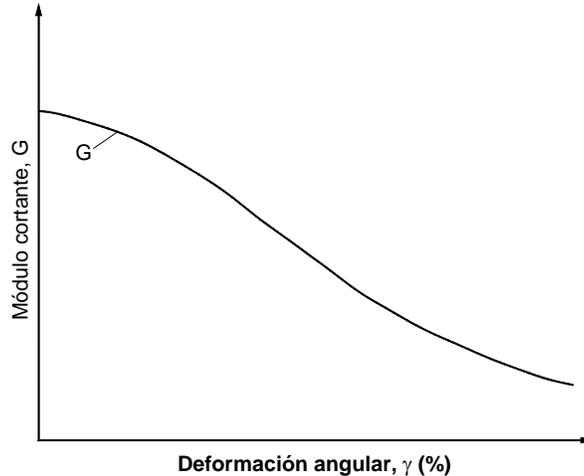


Figura 2.2. Módulo de cortante en función de la deformación angular.

La ec 2.4 es aplicable a arenas en general y a arcillas de baja plasticidad, de consistencia media y relaciones de vacíos en el intervalo $0.6 < e < 1.5$.

Se ha observado experimentalmente que a mayor deformación angular corresponde un módulo G menor y viceversa. La ec 2.4 muestra que a mayor esfuerzo normal octaédrico efectivo (y, por tanto, mayor presión de consolidación efectiva) corresponde un $G_{máx}$ mayor, esto es igualmente importante en el comportamiento de arcillas y de suelos granulares. Además, si la relación de vacíos disminuye (la compacidad relativa aumenta, en suelos friccionantes) y $G_{máx}$ crece, este efecto es más apreciable en arenas y gravas. Finalmente, un suelo cohesivo preconsolidado tiene un módulo de cortante máximo mayor que otro suelo similar normalmente consolidado.

Los estudios de Hardin y Drnevich (1972 a y b) y Hardin y Black (1968), demostraron que los factores que afectan los valores de G y λ de un suelo son:

- magnitud de la deformación angular, γ
- el esfuerzo normal octaédrico efectivo, σ'_m
- la relación de vacíos, e
- el número de ciclos de carga, N
- el grado de saturación

Además, encontraron que el esfuerzo cortante octaédrico, la relación de preconsolidación, OCR , los parámetros efectivos de resistencia c' , ϕ y el tiempo, también influyen en G y λ , aunque en menor grado que los primeros factores.

Por otro lado, las pruebas de laboratorio han mostrado que la rigidez del suelo se ve influenciada principalmente por la amplitud de la deformación angular, la relación de vacíos, los esfuerzos efectivos principales, el I_p , el OCR y el número de ciclos de carga.

Duncan y Chang (1970) proponen un modelo constitutivo hiperbólico no-lineal con el que puede determinarse $G_{m\acute{a}x}$ para amplitudes de deformación mayores:

$$G = \frac{G_{m\acute{a}x}}{1 + (\gamma/\gamma_r)} \quad (2.5)$$

donde

$$\gamma_r = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{G_{m\acute{a}x}} \quad (2.6)$$

$\tau_{m\acute{a}x}$ máximo esfuerzo cortante antes de la falla

γ deformación angular relacionada a la G calculada

Anderson y Woods (1975) mostraron que la discrepancia que existe entre los valores obtenidos en pruebas de campo y laboratorio se debe al estado de esfuerzos a los que se encuentra sometida la muestra, la alteración de la misma, efectos en relación al tiempo, entre otros, y el valor de N_G ($N_G \approx 0.027\sqrt{I_p}$, para arcillas normalmente consolidadas incrementa con el I_p y decrece con el OCR) puede emplearse en la corrección del valor de pruebas de laboratorio más representativas de las condiciones del sitio.

Anderson y Stokoe (1978), propusieron una ecuación en la que se toma en cuenta la edad geológica de un depósito de arcilla natural:

$$G_{m\acute{a}x}(t) = G_{1000} \left[1 + N_G \log \left(\frac{t}{t_p} \right) \right] \quad (2.7)$$

donde

G_{1000} módulo $G_{m\acute{a}x}$ determinado 1000 minutos después del inicio de la consolidación primaria

t_p tiempo para finalizar la consolidación primaria del suelo

t edad geológica del depósito de arcilla natural

El parámetro $N_G = \Delta G/G_{1000}$ se obtiene en el laboratorio haciendo diversas determinaciones de $G_{m\acute{a}x}$ a diferentes tiempos de consolidación. Se ha observado que la gráfica $G_{m\acute{a}x}$ vs $\log t$, es lineal. Con los resultados de laboratorio se hace la gráfica $G_{m\acute{a}x}$ vs $\log t$ y ΔG es el incremento de rigidez por ciclo logarítmico del tiempo. Kokusho (1982) propuso una expresión para N_G en función del índice de plasticidad, I_p , de la arcilla:

Diversos estudios de laboratorio (Mesri *et al.*, 1983, 1984, 1990; Schmertmann, 1991; citados por Jaime, 1987) han demostrado que el módulo $G_{m\acute{a}x}$ tiene un ligero incremento en función del tiempo que se haya dejado consolidar la muestra de suelo antes de ser ensayada. Así Kokusho *et al.*, (1982) encontraron que una muestra de arcilla (con $OCR = 1$) ensayada 1000

min después de terminada la consolidación primaria, exhibe una $G_{m\acute{a}x}$ entre 12 y 27 % mayor ($20 < I_p < 100$). Este incremento es menor para arcillas preconsolidadas.

$$N_G = 0.027(I_p)^{0.5} \quad (2.8)$$

Por su parte, Jaime (1987) obtuvo, para arcillas del valle de México, la relación empírica entre el módulo de cortante dinámico $G_{m\acute{a}x}$, y el módulo de cortante tangente al origen, G_{est} , siguiente:

$$G_{m\acute{a}x} = 2.1G_{est} \quad (2.9)$$

donde

G_{est} determinado en prueba triaxial consolidada-no drenada (*CU*), con consolidación isotrópica o anisotrópica, según el caso

Para la ec 2.9, el valor de E se transforma a G con ayuda de la ec 2.1 y con $\nu = 0.5$, arcilla saturada. Aunque esta ecuación se obtuvo para arcillas del valle de México, parece ser válida para otras.

Cuando se hace la corrección de $G_{m\acute{a}x}$ por medio de la ec 2.9, el valor corregido determinado en laboratorio da una buena aproximación al determinado en campo a través de la medición de la velocidad de onda de cortante, V_s (Anderson y Woods, 1975; Jamiolkowski *et al.*, 1995).

2.2.2. Coeficiente de amortiguamiento, λ

La respuesta de una muestra de suelo que es sometida a carga cíclica se caracteriza por la aparición de ciclos de histéresis (Figura 2.3), los cuales indican la capacidad del suelo para disipar la energía potencial que almacena debido a su rigidez. El amortiguamiento histerético es la relación entre la energía que disipa y la energía que es almacenada.

La relación de amortiguamiento se determina mediante la curva de respuesta a la frecuencia en ensayos dinámicos, con base en la hipótesis de que un suelo tiene amortiguamiento histerético cuando la energía disipada por ciclo y la frecuencia de vibración son independientes.

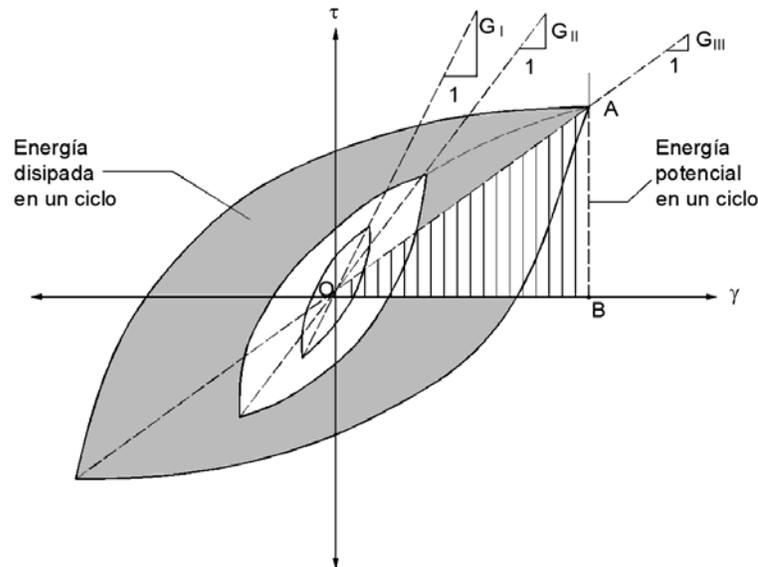


Figura 2.3. Curva esfuerzo-deformación de un ensayo cíclico.

La relación de amortiguamiento está dada por:

$$\lambda = \frac{\text{área del ciclo de histéresis}}{4\pi \times \text{área OAB}} \quad (2.10)$$

El amortiguamiento proporciona una medida de las características disipadoras de energía del suelo, éste resulta principalmente de efectos friccionantes no lineales cuando se deslizan entre sí las partículas de suelo, conocidos como histéresis. La energía de deformación liberada durante la descarga es inferior a la almacenada durante la carga, por lo que el deslizamiento de partículas individuales en una masa de suelo afecta la cantidad de energía absorbida. A mayor deformación de un suelo sin alcanzar la falla, más alto será su amortiguamiento.

Experimentalmente se ha demostrado que parte de la energía es disipada incluso a niveles muy bajos de deformación, por lo que el coeficiente de amortiguamiento nunca es cero, esto a pesar de que teóricamente, la disipación de energía no hysterética toma lugar a deformaciones por debajo del umbral de la deformación angular cíclica lineal.

Seed e Idriss (1970) y Kokusho, Yoshida y Esashi (1982), investigaron el comportamiento del amortiguamiento en suelos cohesivos y concluyeron que λ se incrementa desde menos de 5% (para una deformación de $10^{-4}\%$ aproximadamente), hasta el 8% (para deformaciones de aproximadamente el 1 %); además, estos últimos sugirieron que existe un ligero decremento del amortiguamiento con la presión confinante. Por su parte, Hardin y Drnevich (1972 b) presentaron datos que demuestran que λ decrece con la raíz cuadrada de la presión de confinamiento; además, consideran que las frecuencias mayores a 0.1 Hz, tienen un efecto despreciable sobre la relación λ .

Anderson y Stokoe (1978) y Kokusho, Yoshida y Esashi (1982), encontraron que el amortiguamiento decrece con el tiempo de confinamiento.

De acuerdo con lo asumido al establecer la ec. 2.6, el incremento de la relación de amortiguamiento con la deformación angular puede estimarse con:

$$\frac{\lambda}{\lambda_{máx}} = \frac{\gamma/\gamma_r}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (2.11)$$

Esta relación se presenta gráficamente en la Figura 2.4.

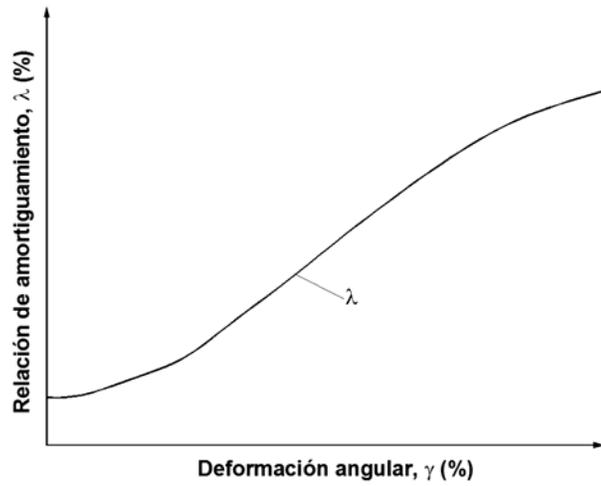


Figura 2.4. Relación de amortiguamiento, λ en función de la deformación angular, γ .

La influencia de ciertos factores en la relación de amortiguamiento de suelos normalmente consolidados y moderadamente preconsolidados se resume a continuación:

- Disminuye con el esfuerzo efectivo principal, σ_0^i ; el efecto disminuye al incrementar I_p
- Disminuye con la relación de vacíos, e
- Disminuye con la edad geológica, t_g
- Puede disminuir con la cementación, c
- Disminuye con el índice de plasticidad, I_p
- Incrementa con la deformación angular γ
- El número de ciclos de carga, N no es significativo para casos de γ y N moderados

Debe tomarse en cuenta que la relación de amortiguamiento de suelos altamente plásticos es más baja que la de los suelos de baja plasticidad con la misma amplitud de deformación angular.

Hardin y Drnevich (1972 b) propusieron también una expresión para la relación de amortiguamiento máxima de arcillas saturadas:

$$\lambda_{m\acute{a}x} = 31 - (3 + 0.03f)(\sigma'_m)^{0.5} + 1.5f^{0.5} - \log_{10}N \quad (2.12)$$

donde

- f frecuencia en ciclos por segundo
- N número de ciclos
- σ'_m esfuerzo normal octaédrico, en lb/pul²

Diversos autores encontraron que existe una clara tendencia a disminuir la relación de amortiguamiento cuando crece la relación de vacíos, lo cual fue corroborado por León *et al.* (1974), Kokusho *et al.* (1982), Romo y Jaime (1986), Jaime (1987) y Romo *et al.* (1989). De estas investigaciones también se desprende que las arcillas preconsolidadas tienen una mayor λ que las normalmente consolidadas.

En la Figura 2.5 se muestra que la relación de amortiguamiento decrece al aumentar el índice plástico de la arcilla; además, permanece casi constante en un amplio intervalo de deformaciones angulares.

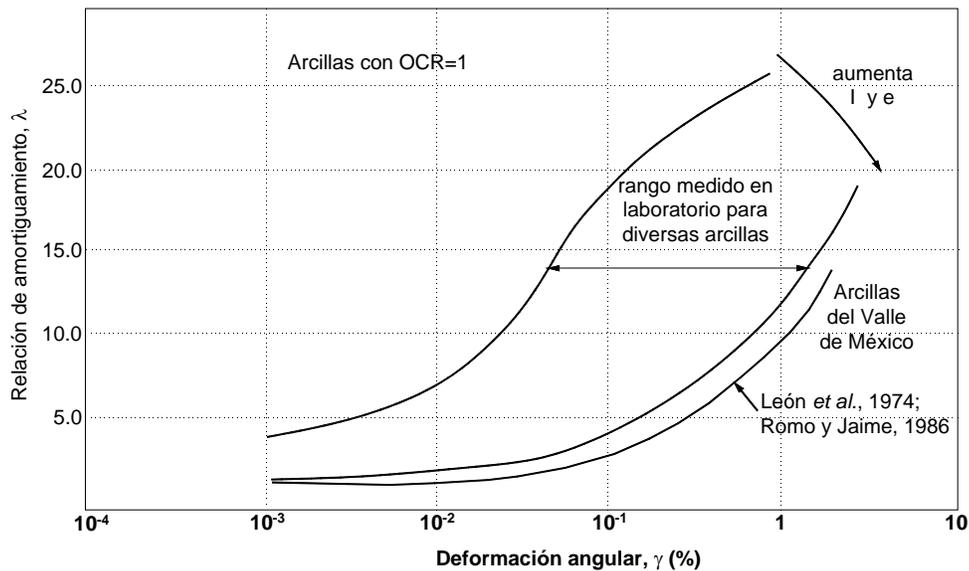


Figura 2.5. Variación de la relación de amortiguamiento en función del índice de plasticidad y la relación de vacíos de arcillas diversas (Jaime, 1987).

2.2.3. Relación de Poisson, ν

Esta relación se puede determinar con técnicas de laboratorio muy elaboradas y en campo mediante técnicas difíciles de aplicar en suelos saturados.

Si los módulos G y E se obtienen de pruebas de laboratorio (o ensayos de campo) de manera independiente, la relación de Poisson se puede estimar a partir de la ec 2.1.

$$\nu = \frac{E}{2G} - 1 \quad (2.13)$$

En el caso de arcillas saturadas, generalmente se considera, $\nu = 0.5$ y para suelos granulares $\nu = 0.35$ (Jaime, 1987).

2.3. Determinación de las Propiedades Dinámicas de los Suelos en Laboratorio

Para la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos en el laboratorio, existen diversas técnicas que inducen deformaciones de distintas magnitudes (Figura 2.6). Los ensayos más utilizados son:

- columna resonante con vibración forzada o libre
- triaxial cíclica
- corte simple cíclico
- pulsos ultrasónicos

El ensayo de columna resonante induce en la muestra de suelo deformaciones angulares muy pequeñas (menores de 10^{-2} , en %), mientras que las restantes cubren el intervalo de 10^{-2} a 15 % (Jaime, 1987).

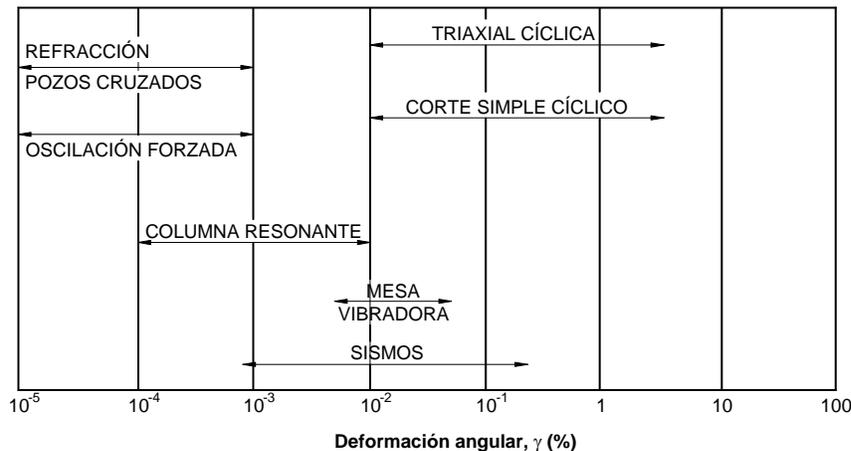


Figura 2.6. Resumen de diferentes amplitudes de deformación angular, (Jaime,1980).

Entre las ventajas de las técnicas de laboratorio se puede destacar su economía, la facilidad para analizar las variables de ensaye y para definir las condiciones de frontera; su principal desventaja es la alteración de las muestras de suelo inducida durante el muestreo, transporte, almacenamiento y ensaye.

La selección del tipo de ensaye de laboratorio adecuado para la determinación de las propiedades dinámicas de un suelo, depende del problema específico y del nivel de deformaciones angulares esperado en la realidad.

A continuación se describen, en general, las pruebas más empleadas y los resultados que de ellas se obtienen.

2.3.1. Ensaye triaxial cíclico

El ensaye triaxial cíclico consiste en consolidar un espécimen de suelo a la relación de esfuerzos principales deseada. A continuación, se aplica un esfuerzo desviador cíclico (esfuerzo controlado), $\sigma_{d)cy}$, o una deformación axial cíclica (deformación controlada) con una forma de onda conocida (normalmente cuadrada o senoidal) a la frecuencia deseada (Jaime, 1987). En la Figura 2.7 se muestra una cámara triaxial cíclica.

Este equipo se emplea para determinar G y λ a grandes deformaciones angulares ($10^{-3}\%$ a $10^2\%$), γ (Ishihara, 1996).

En el caso de la prueba cíclica de esfuerzo controlado, la fuerza inducida en el espécimen y su deformación axial se miden utilizando transductores de fuerza y de desplazamiento (DCDT). Además, es posible medir la variación de la presión de poro con un transductor de presión. Con los datos de fuerza y desplazamiento se pueden hacer gráficas esfuerzo normal vs deformación axial. De esta curva se determina el módulo secante dinámico de Young, E .

Existen las siguientes variantes en la prueba, mismas que obedecen a la forma de aplicación del esfuerzo desviador cíclico, $\sigma_{d)cy}$:

- Ensaye a compresión únicamente ($\sigma_{Axial\ mín} \geq \sigma_c$)
 - Espécimen con confinamiento hidrostático
 - Espécimen con confinamiento anisotrópico
- Ensaye en compresión y extensión, bajo confinamiento hidrostático o anisotrópico ($\sigma_{Axial\ máx} > \sigma_c > \sigma_{Axial\ mín} > 0$)
 - Espécimen con confinamiento hidrostático
 - Espécimen con confinamiento anisotrópico

Este tipo de prueba, con sus distintas variantes, permite determinar la curva de degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , y el incremento en la relación de amortiguamiento, λ , de un suelo, mediante el ensaye de muestras gemelas inalteradas, para deformaciones angulares, γ , de medianas a grandes ($10^{-2} \leq \gamma \leq 5\%$, Ishihara, 1996); además, la deformación irrecuperable bajo carga dinámica, el número de ciclos de esfuerzo desviador cíclico, $\sigma_{d)cy}$, de cierta magnitud, necesario para inducir la falla y la combinación de esfuerzos estáticos y cíclicos más desfavorable.

La prueba se clasifica como destructiva ya que al final de la misma la probeta es llevada a la falla.

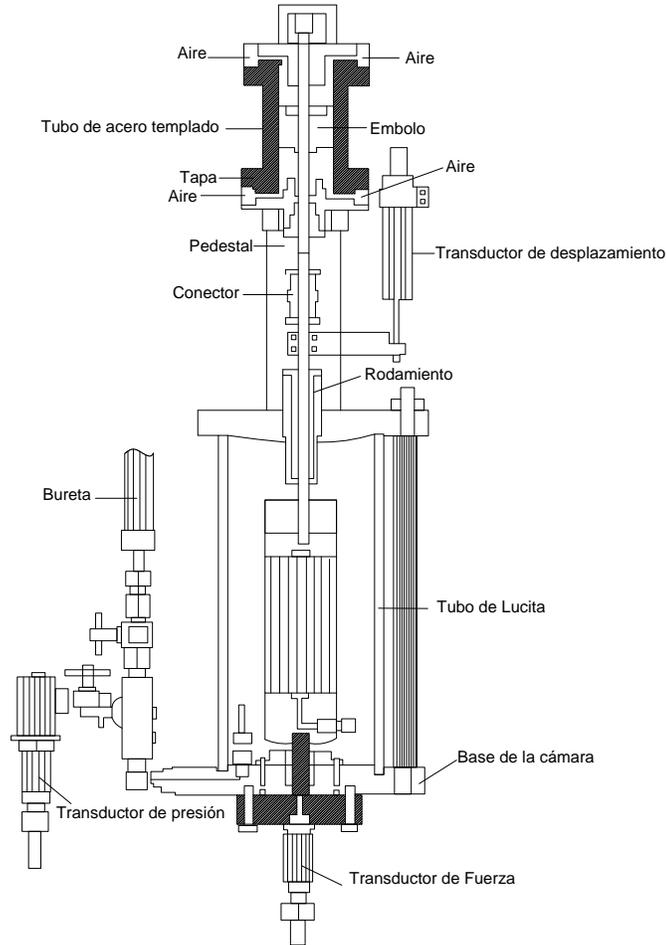


Figura 2.7. Esquema del equipo triaxial cíclico, (Jaime, 1987).

2.3.1.1. Cálculo de parámetros

- **Módulo de rigidez al esfuerzo cortante**

Para obtener el módulo G es necesario obtener el módulo de elasticidad equivalente, E_{eq} , el cual es definido como la pendiente de la línea que une los extremos del lazo de histéresis desarrollado por la muestra de suelo.

Relacionando G con el módulo de elasticidad, se tiene la siguiente expresión:

$$G = \frac{E_{eq}}{2(1+\nu)} \quad (2.14)$$

donde

ν relación de Poisson, para arcillas saturadas es igual a 0.5

- **Relación de amortiguamiento**

Con los datos obtenidos durante la prueba, es posible determinar la relación de amortiguamiento a partir de la ec 2.11.

- **Deformación angular**

Una vez conocidos el módulo G y el esfuerzo cortante, la deformación angular se determina a partir de:

$$\tau = \frac{q}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (2.15)$$

A partir de la cual se obtiene

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \quad (2.16)$$

donde

$\sigma_1 - \sigma_3$ esfuerzo desviador para un incremento de carga

σ_1 esfuerzo principal mayor

σ_3 esfuerzo principal menor

2.3.2. Columna resonante

Los antecedentes del equipo de columna resonante y la teoría en que se basa la interpretación de los resultados de este equipo se remontan a 1937 con Ishimoto y Lida, posteriormente, en 1959 Bishop, en 1965 Hardin, en 1967 Drnevich, Hall y Richard y otros.

El equipo dinámico de columna resonante se utiliza para determinar el módulo de rigidez al cortante, G , y la relación de amortiguamiento, λ , a deformaciones angulares γ , requeridas. Permite ensayar probetas de suelos granulares o friccionantes. Esta técnica induce a la muestra de suelo deformaciones de corte muy pequeñas (de 10^{-4} % a 10^{-2} %).

El ensaye de columna resonante se basa en la teoría de la propagación de ondas en barras prismáticas; de acuerdo con esta teoría, la frecuencia de resonancia (ω_n) de una barra depende de sus condiciones de frontera; hay tres casos:

CASO 1: barra con ambos extremos libres o empotrados,

$$\omega_n = \frac{n\pi}{L} c \quad (2.17)$$

donde

$n = 1, 2, 3, \dots$

CASO 2: barra con un extremo empotrado y el otro libre,

$$\omega_n = \frac{n\pi}{2L} c \quad (2.18)$$

donde

$$n = 1, 3, 5, \dots$$

CASO 3: barra con un extremo empotrado y en el otro un peso W_m ,

$$\frac{\omega_n L}{c} \tan \frac{\omega_n L}{c} = \frac{W_b}{W_m} \text{ o } \frac{I_b}{I_m} \quad (2.19)$$

donde

ω_n frecuencia circular del modo de vibración correspondiente (rad/s)

n modo de vibración

L longitud de la barra (m o cm)

c velocidad del tipo de onda generada en el medio que forma la barra (m/s, cm/s)

W_b, W_m pesos de la barra y de la masa sujeta en el extremo

I_b, I_m momentos polares de inercia de las masas de la barra y del peso sujeto en el extremo

En términos generales, la prueba consiste en aplicar a una muestra de suelo vibraciones forzadas longitudinales o torsionantes, variando la frecuencia de excitación hasta lograr la resonancia del espécimen.

Las ecs 2.17 a 2.19 son válidas para ondas de barra longitudinales (V_b) y de cortante (V_s). Para ondas de cortante, la velocidad en la barra es igual a la velocidad de onda de corte, V_s , del suelo en el campo (suponiendo al medio homogéneo). En cambio, la velocidad de onda longitudinal de barra, V_b , es diferente de la velocidad de onda compresional en el campo, V_p (Jaime, 1987).

La Figura 2.8 muestra en forma esquemática una versión de la columna resonante a torsión y del equipo eléctrico periférico. Para el caso de vibración longitudinal el equipo es similar solo que el mecanismo excitador es vertical.

En esta prueba, una columna cilíndrica sólida o hueca de la muestra del suelo se fija a la base en una cámara triaxial y se le aplican vibraciones forzadas ya sea en el modo de torsión o longitudinales. La frecuencia del sistema de accionamiento electro-magnético se cambia hasta que se encuentra el primer modo de resonancia en la muestra de suelo. Con el valor conocido de la frecuencia de resonancia, la geometría de la muestra y las condiciones de restricción finales, es posible calcular la velocidad de propagación de ondas a través de la muestra de suelo. Una vez finalizada la medición en la condición de resonancia, el sistema de transmisión se interrumpe y la muestra se lleva a un estado de vibración libre. Al observar el patrón de descomposición de la vibración libre, es posible determinar el amortiguamiento de la muestra de suelo.

2.3.2.1. Cálculo de parámetros

- **Módulo de rigidez al esfuerzo cortante**

El módulo G se determina a partir de la frecuencia de resonancia, f_n , empleando las expresiones sugeridas por Hardin (1965) con base en la teoría de vibraciones lineales de un cuerpo cilíndrico:

$$V_s = 2\pi f_n L / \beta \tag{2.20}$$

$$\beta \times \tan \beta = I / I_0 \tag{2.21}$$

$$G = V_s^2 \rho \tag{2.22}$$

$$E = \rho V_s^2 \tag{2.23}$$

donde

- V_s velocidad de propagación de ondas de esfuerzo cortante (m/s)
- f_n frecuencia de resonancia (Hz)
- β raíz de la ecuación de frecuencias (radianes)
- L longitud del espécimen (m)
- I momento de inercia del espécimen ($\text{kg}\cdot\text{m}^2$)
- I_0 momento de inercia de la cabeza del sistema ($\text{kg}\cdot\text{m}^2$)
- ρ densidad de masa del espécimen

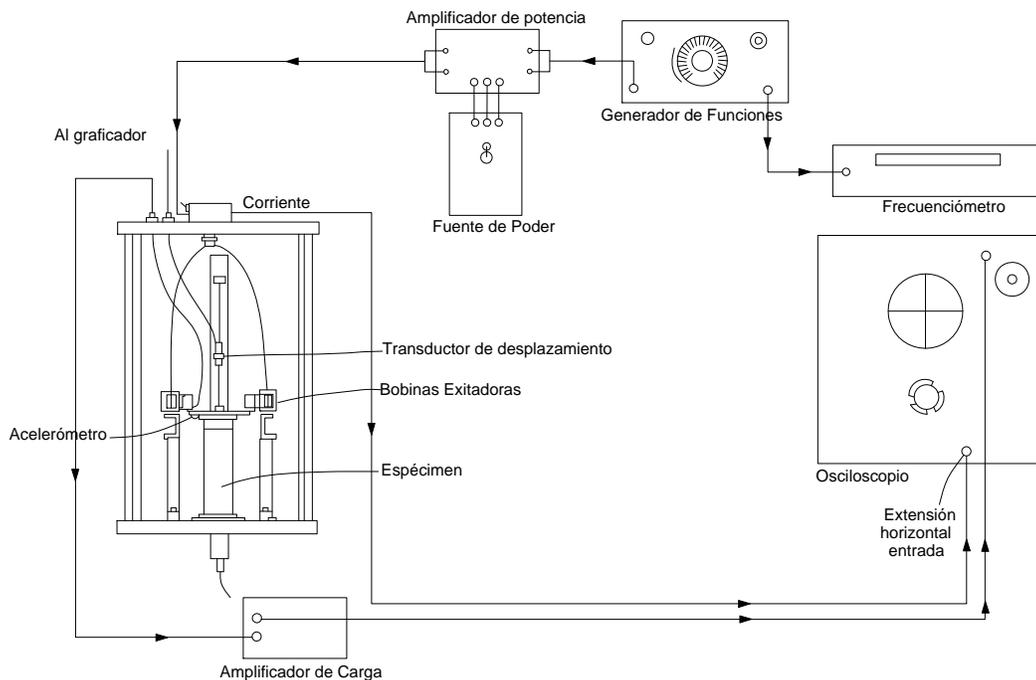


Figura 2.8. Disposición de equipos utilizados en un ensayo de columna resonante.

- **Relación de amortiguamiento**

A partir de la curva de aceleraciones totales, al relacionar la frecuencia con λ se tiene:

$$\lambda = \left(\frac{f_2 - f_1}{2f_n} \right) \times 100 \quad (2.24)$$

donde

- f_n frecuencia de resonancia
- f_1 y f_2 frecuencias correspondientes a la aceleración a
- a $a_{m\acute{a}x}/\sqrt{2}$

- **Deformación angular**

Queda definida mediante la siguiente ecuación:

$$\gamma = \frac{1}{3} \frac{\theta}{L} D \quad (2.25)$$

donde

- θ distorsión angular
- L longitud de la muestra (m)
- D diámetro de la probeta (m)

Si se sabe que la aceleración inicial media de la probeta es $a_{m\acute{a}x}$, la frecuencia f es f_n , por lo que:

$$\gamma = \left(\frac{1}{12\pi^2 r} \right) \frac{D a_{m\acute{a}x}}{L f_n^2} \quad (2.26)$$

donde

- r distancia del centro de gravedad del acelerómetro al centro de gravedad de la muestra (m)

Jaime (1987) propone determinar la deformación angular media inducida mediante la relación:

$$\gamma = \frac{R a_{m\acute{a}x}}{f^2} \quad (2.27)$$

donde

- R constante que depende del diámetro y altura del espécimen de suelo
- $a_{m\acute{a}x}$ aceleración máxima o respuesta eléctrica máxima
- f frecuencia de oscilación en cps

2.3.3. Ensaye de corte simple cíclico

Este ensaye de corte simple cíclico tiene como objetivo reproducir las condiciones de esfuerzo idealizadas provocadas por un sismo en un elemento de suelo. La Figura 2.9 muestra un esquema general del dispositivo empleado para este ensaye.

En la Figura 2.10 se muestra el espécimen de suelo confinado por un resorte plano. Este procedimiento para confinar el espécimen fue desarrollado en 1973 por Rendón y Casagrande.

La prueba consiste en la aplicación de una fuerza cortante cíclica horizontal a una muestra de suelo cilíndrica o de sección rectangular, confinada con una membrana especial y un resorte plano (slinky) o un recipiente de paredes móviles. La muestra de suelo previamente consolidada se somete a una fuerza cortante cíclica horizontal, ya sea en la tapa o en la base del espécimen. La muestra se deforma de manera muy similar a la de un elemento de suelo sujeto a la propagación vertical de ondas de cortante.

Durante la prueba se miden la fuerza cortante y el desplazamiento horizontal. Con estos datos se pueden dibujar curvas τ vs γ , para cada ciclo, como las mostradas en la Figura 2.1. De esta manera es posible determinar el módulo G y la relación de amortiguamiento crítico.

Para el caso de dispositivos que controlan los esfuerzos horizontales y verticales de manera independiente, es posible someter a la prueba a las condiciones de reposo K_0 .

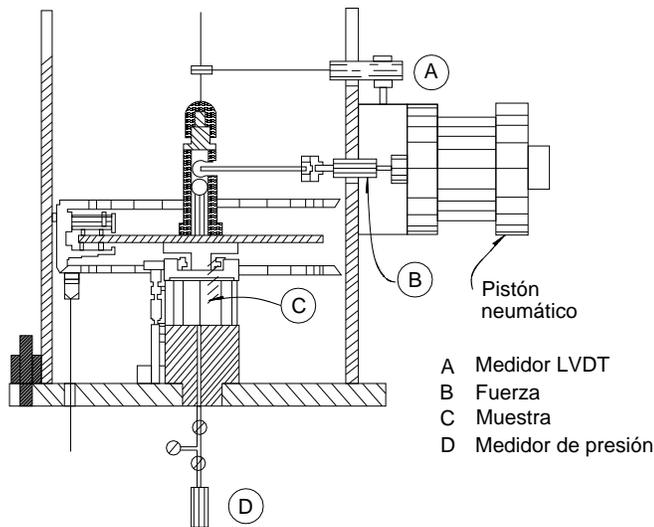


Figura 2.9. Dispositivo de corte simple cíclico (Jaime, 1987).

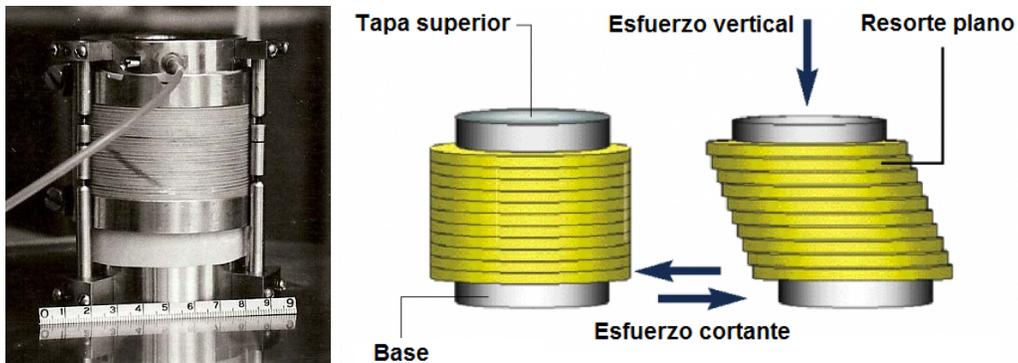


Figura 2.10. Especimen de Corte Simple confinado con resorte plano o slinky.

La prueba de corte simple cíclico induce deformaciones angulares al espécimen de suelo mayores de 10^{-2} %.

2.4. Determinación de Parámetros Dinámicos en Campo

La determinación de los parámetros dinámicos del suelo en campo consta de dos etapas:

1. Generación de una onda o tren de ondas (de un cierto tipo) en el suelo
2. Registro e interpretación de los efectos de dicha excitación en el terreno

La onda puede generarse de diversas maneras, por ejemplo: una explosión, un golpe con un martillo pesado o un excitador mecánico (Figura 2.11).

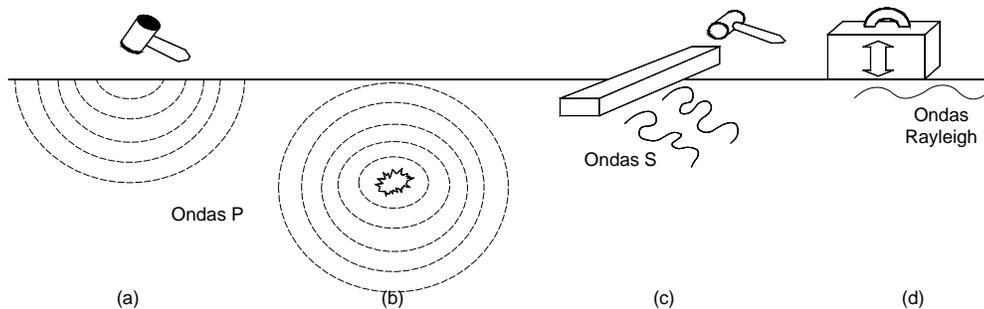


Figura 2.11. Métodos para generar ondas: (a) impacto vertical, (b) explosivos a poca profundidad, (c) impacto horizontal, y (d) ondas superficiales de frecuencia controlada.

Los métodos de campo propagan ondas sísmicas a través del suelo a niveles de deformación muy bajos (menores del 10^{-3} %), por lo que es casi imposible la medición de la deformación y se considera que la respuesta del suelo es lineal. Este nivel tan bajo de deformación permite el empleo de la teoría de la elasticidad para asociar las mediciones con las propiedades mecánicas. A niveles intermedios de deformación ($\sim 10^{-2}$ %), la respuesta comienza a ser no-lineal. Para niveles grandes de deformación ($\sim 10^{-1}$ % a 5%) el comportamiento dinámico del suelo permanece no-lineal y comienza a experimentar deformaciones plásticas o permanentes y eventualmente alcanza una condición inestable.

Para el caso de deformaciones intermedias a grandes, los ensayos de campo no son aplicables (ver Figura 2.6).

Los métodos de campo proporcionan información relativa a la forma en que se propaga la excitación en el suelo del sitio, lo cual, aunado al tipo de onda generado y al tiempo t en que esta llega de un punto a otro determinado, permite estimar las velocidades de propagación de onda en el material. Finalmente, usando la teoría de la elasticidad se infieren las propiedades dinámicas del suelo.

La medición de las propiedades dinámicas de los suelos en campo presentan diversas ventajas, por ejemplo, existen pruebas de campo que no requieren de muestreo, con lo que se descarta la alteración de la muestra, además se llegan a inducir deformaciones al suelo similares a las de

los problemas de interés, particularmente para los casos de propagación de ondas y en problemas de diseño de cimentaciones.

Por otro lado, las pruebas de campo, no permiten variar las condiciones del sitio, para así, poder medir otras respuestas del suelo bajo la acción de cargas. En otras ocasiones las propiedades específicas de los suelos de interés no pueden ser medidas directamente, pero sí determinadas indirectamente mediante análisis teóricos o por medio de correlaciones empíricas.

2.4.1. Tendidos de refracción sísmica

La prueba consiste en la medición de los tiempos recorridos por las ondas P y S de una fuente de impulso para una serie lineal de puntos que se encuentran sobre la superficie del terreno a diferentes distancias de la fuente.

El método de refracción empleado en ingeniería civil se basa en la refracción total. De acuerdo con ello, la relación de Snell (ec 2.29) para el caso de refracción total se escribe:

$$\text{sen}i_1 = \frac{c_1}{c_2} \quad (2.28)$$

donde

c_1, c_2 velocidad de propagación de la onda en los medios 1 y 2, respectivamente

i_1 ángulo de incidencia

El método de refracción sólo puede utilizarse cuando los estratos más superficiales tienen velocidades de propagación de onda menores que los más profundos. Cuando hay una o varias capas de suelo de velocidad menor que las superiores y se aplica el método, estas capas no son detectadas.

Las ondas se generan en uno y otro extremo de un tendido de geófonos para determinar si los estratos son horizontales. Si son horizontales, las dromocrónicas son simétricas. El espesor del primer estrato, h , en dos estratos horizontales se determina con la relación:

$$h = \frac{d_0}{2} \sqrt{\frac{c_2 - c_1}{c_2 + c_1}} \quad (2.29)$$

donde

d_0, c_1, c_2 definidas en curvas dromocrónicas (Figura 2.12)

Si las gráficas tiempo-distancia son asimétricas el contacto entre ambos estratos es inclinado. Existen expresiones para determinar tanto el echado del contacto como las velocidades de propagación en los materiales de ambos estratos (PEMEX, 1975; Mooney, 1977; citados por Jaime, 1987).

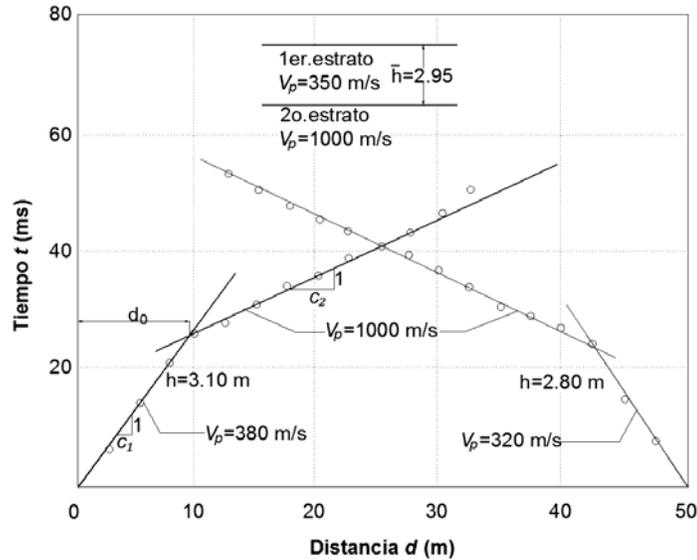


Figura 2.12. Curvas dromocrónicas.

Para la realización de esta prueba es necesario contar con una fuente de energía que genere los impulsos (por medios mecánicos o explosivos) sobre o cerca de la superficie del terreno. Una serie de receptores (geófonos) son colocados de manera lineal, quedando un receptor colocado en la fuente que genera el impulso. Todos los receptores comienzan a registrar en cuanto se activa la carga de impulso. A partir de los registros o grabaciones, es posible determinar los tiempos de llegada de las primeras ondas a cada receptor, para representarlos como función de la distancia de la fuente al receptor, como se muestra en la Figura 2.13. Si todos los receptores son excitados por una única onda de esfuerzos, la cual viaja a una velocidad constante, la velocidad “ V ” (puede ser V_p o V_s) y la gráfica tiempo de llegada–distancia forman una línea recta con pendiente que pasa a través del origen, conocida como gráfica dromocrónica.

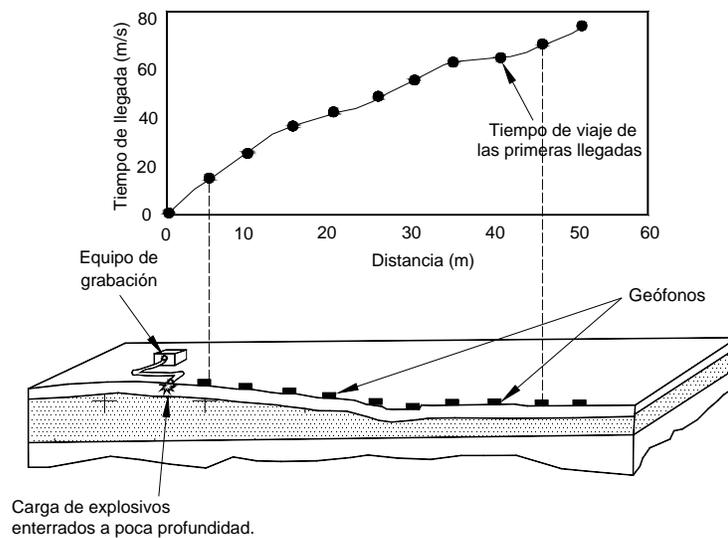


Figura 2.13. Configuración de tendido de refracción sísmica.

Por otra parte, en medios saturados la velocidad de onda P del suelo o roca es difícil de medir, generalmente se mide la velocidad P en el agua, por lo que se requiere experiencia para interpretar los registros.

Con los valores de V_P y V_S obtenidos y usando las fórmulas:

$$E = \frac{1-\nu}{(1-2\nu)(1+\nu)} V_P^2 \quad (2.30)$$

$$G = \rho V_S^2 \quad (2.31)$$

donde

E	módulo de elasticidad
ν	relación de Poisson
V_P	velocidad de ondas longitudinales
V_S	velocidad de ondas de corte
ρ	$\frac{\gamma_m}{g}$
γ_m	peso volumétrico del suelo
g	aceleración de la gravedad

Con los resultados de las dromocrónicas se puede estimar, grosso modo, la estratigrafía del sitio. Siempre es prudente confirmar las conclusiones de un estudio de prospección por medio de sondeos.

2.4.2. Downhole

El método downhole consiste en generar ondas en la superficie del suelo, junto al brocal de un pozo o barreno, con una sarta de geófonos fija firmemente a las paredes del sondeo a profundidades determinadas (Figura 2.14); también es posible llevar a cabo la prueba con un solo geófono, fijo al pozo a una profundidad determinada, por ejemplo en el fondo; se produce entonces una excitación en la superficie y se registra su llegada con el geófono; se sube un metro (o la distancia deseada), se produce otra excitación y se registra, y así sucesivamente hasta llegar a la superficie. En} suelos blandos, es necesario el empleo de ademe de aluminio o de PVC para facilitar la fijación de los geófonos.

Se registra el tiempo de arribo de la onda generada mediante los geófonos. A continuación se grafican los tiempos de llegada contra la profundidad de cada medición, se unen los puntos y el inverso de la pendiente (o pendientes) de la curva es la velocidad del tipo de onda inducida.

Una de las ventajas del método downhole es que sólo se requiere un pozo, además es posible invertir la onda generada.

Para generar ondas S es común colocar una viga I , apuntando su eje longitudinal hacia el brocal (o bien, tangente a la boca del pozo), y golpear de lado con un marro. Cambiando la dirección del golpe se puede verificar que la onda generada sea S (como en el caso del cross

hole). También se pueden registrar ondas P , para lo cual basta golpear contra una placa apoyada en el suelo.

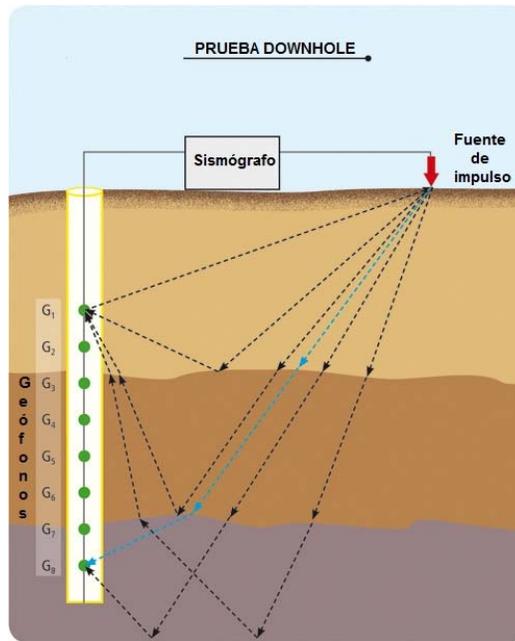


Figura 2.14. Configuración de prueba downhole.

2.4.3. Uphole

El método Uphole consiste en la generación de ondas en un punto de la perforación y el registro de sus llegadas en la superficie (Figura 2.15). Generalmente se utilizan explosivos como fuente de impulsos en el barreno, y se generan de forma simultánea ondas de cortante (ondas S) y ondas longitudinales (ondas P). La llegada de estas dos ondas es registrada por varios geófonos o receptores colocados en forma de matriz en la superficie del suelo.

En los depósitos de suelo de baja a media rigidez, la propagación de las ondas P es más rápida que la de las ondas de cortante, y por tanto, la llegada posterior de las ondas S se puede distinguir en el registro de seguimiento.

En el caso de los suelos y rocas rígidas, la diferencia en la velocidad de propagación de estas dos ondas no es tan pronunciada, y por tanto, es más complicado distinguir la llegada de la onda de cortante.

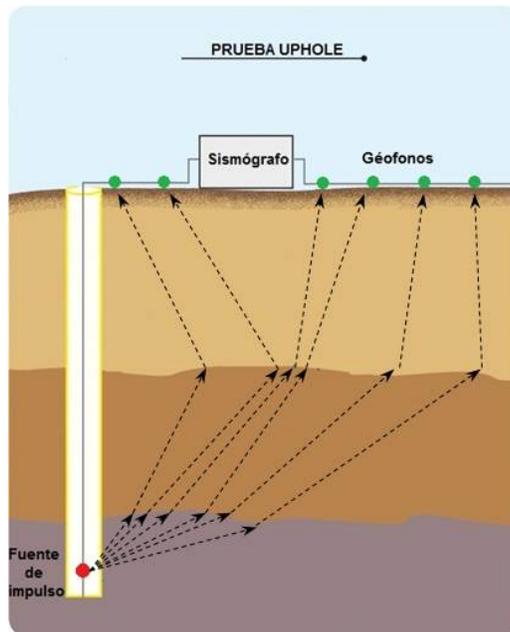


Figura 2.15. Configuración de prueba uphole.

2.4.4. Crosshole

Básicamente la técnica crosshole consiste en generar una excitación dinámica, ya sea en las paredes o en el fondo de un pozo (Figura 2.16), mientras que en otro pozo, cercano al primero, se mide el tiempo que toma la perturbación en llegar a él. De esta manera, se conocen el tiempo y la distancia entre los pozos, y al identificar el tipo de onda generado, es posible conocer la velocidad de propagación de onda correspondiente, y así determinar los módulos dinámicos E o G .

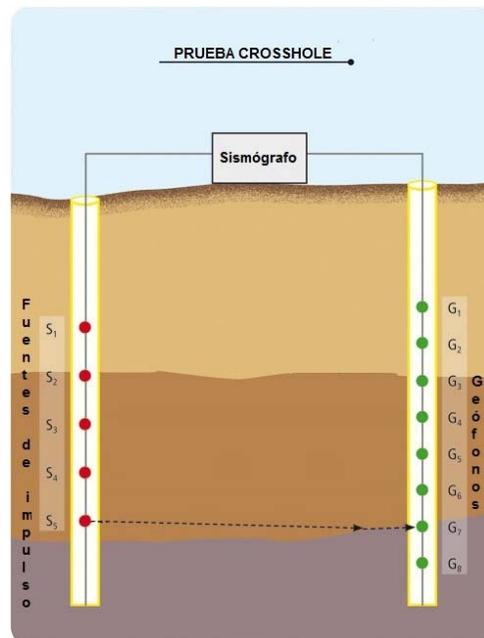


Figura 2.16. Configuración de prueba crosshole.

Con este método se pueden determinar las velocidades de las ondas P y S simultáneamente (Jaime, 1987).

Este método permite obtener las propiedades dinámicas de suelos estratificados, estrato por estrato, de manera confiable. La interpretación de la prueba es sencilla y el método no ofrece dificultades.

2.4.5. Sonda suspendida

Los registros de velocidad a través de la sonda suspendida son métodos relativamente nuevos desarrollados originalmente por investigadores de la Compañía Oyo en Japón (Ogura, 1979; Ogura, 1988; Kitsunezaki, 1982).

La prueba consiste en la introducción de una sonda en un pozo lleno de agua o fluido de perforación, suspendida de un cable a través de una polea. El cable lleva en el centro los alambres eléctricos que se conectan a la unidad de control y medición colocada en la superficie. La sonda consiste en una fuente de excitación, un filtro y dos unidades de medición con dos geófonos direccionales cada una (uno horizontal y otro vertical) separadas un metro.

La fuente de excitación es un martillo solenoide electromagnético, que al ser activado produce en el agua una fuerza perpendicular al eje largo del sondeo, la que a su vez la transmite a la pared del pozo, Figura 2.17. Así el pozo es excitado indirectamente a través del agua.

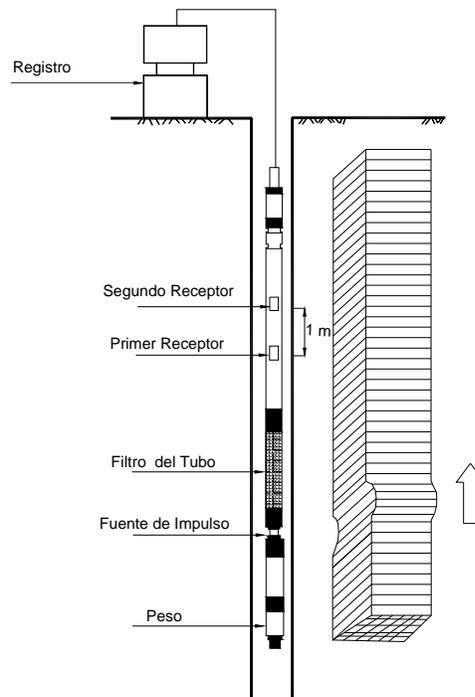


Figura 2.17. Configuración de prueba con sonda suspendida.

Las estaciones de medición están diseñadas de tal forma que su condición de flotación es neutral (o indiferente); es decir, su peso es igual al del volumen del agua o fluido de perforación que desaloja. Cuando la pared del pozo se desplaza horizontalmente por efecto del impulso dinámico generado por la fuente, tanto el fluido de perforación como las estaciones de medición de la sonda se mueven simultáneamente. Esto es debido a que la sonda está suspendida libremente en el interior del pozo.

Para efectuar las mediciones se produce, con el excitador, una excitación dinámica normal al pozo; los geófonos horizontales de cada estación, alineados con la fuente, registran el tiempo de llegada. Se produce otra onda en dirección opuesta a la primera con objeto de verificar que la onda generada sea S, además del alineamiento de los geófonos horizontales con la fuente. Como tercer paso, se produce otra onda que se detecta con los geófonos verticales. La velocidad de la onda entre las dos estaciones de medición se calcula por la diferencia entre los tiempos de llegada a cada una y su separación (ordinariamente un metro).

Este método permite hacer mediciones en pozos muy profundos (hasta 500 m), requiere sólo un pozo, es más rápido que los anteriores y puede ser empleado en suelos estratificados.

2.4.6. SPAC

El método conocido como SPAC (Spatial Autocorrelation Method) fue introducido por Aki en 1957. Con éste método es posible obtener la curva de correlación de dispersión por medio del cálculo del coeficiente de autocorrelación espacial a partir de la medición de microtremores simultáneamente en varias en un arreglo de estaciones (se requiere un mínimo de cuatro estaciones, Figura 2.18).

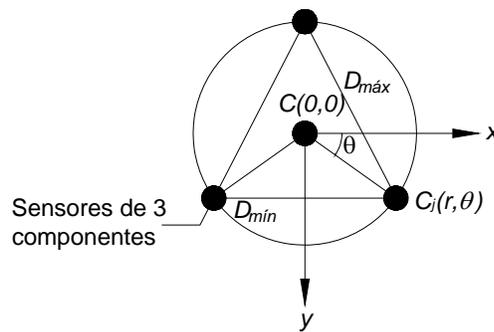


Figura 2.18. Configuración de prueba SPAC con 4 sensores.

Con este método es necesario registrar microtremores simultáneamente en varias estaciones que conforman un arreglo instrumental. Con esa información y mediante el cálculo de los coeficientes de correlación se obtiene la curva de dispersión de ondas Rayleigh, que posteriormente se usa para determinar la estructura de velocidades buscada.

Con el método SPAC, se logra obtener estimación cuantitativa de velocidad de ondas S, siendo compatible con información previa sobre la profundidad de la roca y la geología del área geográfica considerada. Éste método representa una buena alternativa para estimar el

efecto de sitio, ya que brinda datos más acertados que los métodos empíricos basados en la evaluación de la geología superficial y la geomorfología de una zona determinada. Además, permite encontrar una correlación entre los periodos predominantes del suelo con la estructura de velocidades de ondas S.

Se considera que una de las principales limitantes del método era el número de estaciones requeridas que incrementa los costos y requiere mayor personal durante el trabajo de campo.

Okada y Matsushima (1989), Miyakoshi *et al.* (1998), y Yamamoto (1998), (citados por Aguirre *et al.*, 2013) propusieron diversas geometrías para la realización de los arreglos de estaciones. Recientemente, Chávez-García, Rodríguez y Stephenson (2005) propusieron el empleo de éste método sin restricciones en la geometría del arreglo, mientras que Aguirre, Rodríguez y Vázquez (2013) propusieron un arreglo en lineal con el que obtuvieron resultados satisfactorios.

2.4.7. SASW

El SASW (Análisis Espectral de Ondas de Superficie) es un método de análisis geofísico no destructivo y no invasivo, efectuado en la superficie del terreno, en el cual se generan vibraciones estacionarias con diferentes elementos de oscilación sísmica a determinadas distancias conocidas.

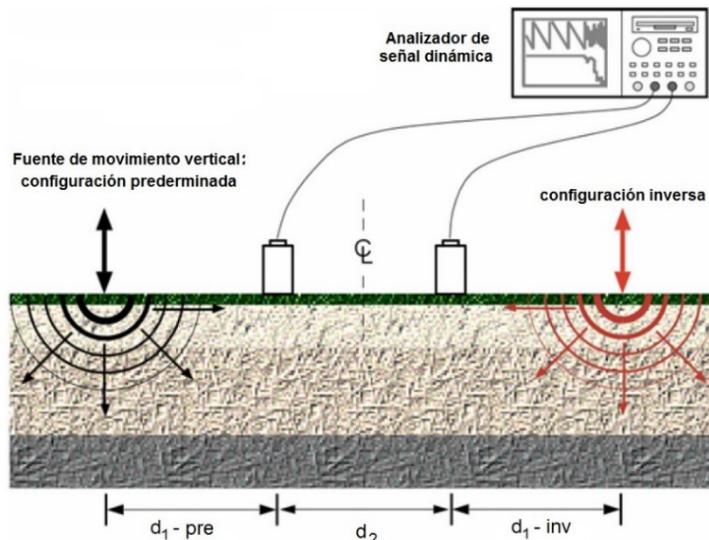


Figura 2.19. Configuración de prueba SASW.

El método consiste en el control de la propagación de la onda de superficie de tipo Rayleigh sobre la superficie del suelo. Se sabe que las ondas generadas por una carga vertical que oscila en la superficie de un semi-espacio elástico son predominantemente las ondas Rayleigh (ondas R). Así, si un transductor de detección de movimientos verticales se coloca en la superficie del suelo a cierta distancia de un punto de origen, la componente vertical del movimiento debido a

la propagación de la onda R puede ser monitoreada. En la Figura 2.19 se muestra la configuración general de la prueba SASW.

La teoría de ondas elásticas establece que la velocidad de propagación de la onda Rayleigh en un semi-espacio homogéneo es función de la velocidad de la onda de cortante, v_s , y de la velocidad de la onda de compresión, v_p , (o el coeficiente de Poisson). Esta relación que se encuentra en distintos textos de literatura universal, se muestra en términos de valores de VR/V_s frente a la relación de Poisson. Se puede observar que la velocidad de propagación de la onda Rayleigh sólo es ligeramente menor que la velocidad de ondas de cortante (0.874 a 0.955 veces el valor de V_s), por lo tanto puede tomarse aproximadamente igual a V_s , para efectos prácticos. Con esto en mente, la ecuación de la velocidad de onda Rayleigh es:

$$V_s \doteq fL_R \quad (2.32)$$

donde

V_s	velocidad de ondas de corte
f	frecuencia de vibración
L_R	longitud de onda Rayleigh

El método SASW (Análisis Espectral de Ondas Superficie) se basa en lo anterior y ha sido desarrollado con la ayuda de equipos electrónicos digitales. Para esta técnica se obtiene la curva de dispersión que asocia la velocidad (V_s) con la frecuencia (f) y la longitud de onda (L_R) con diferentes frecuencias generadas por los elementos vibradores, la curva de dispersión refleja las condiciones de rigidez del sitio, la estratigrafía y las posibles anomalías en la compactación del material.

El método consiste en ubicar el aparato receptor en una línea central imaginaria, colocar dos receptores en la superficie del suelo a una distancia igual al margen de la línea central para que un impulso vertical se aplique sobre el terreno por medio de un martillo o un impulso. Un grupo de ondas de superficie, con varias frecuencias se produce y se propaga a velocidades diferentes. Este grupo de ondas es monitoreado por los receptores y capturado por un dispositivo de grabación. Después de esta medición, los receptores se mantienen en su posición original y la fuente se mueve al otro lado de la línea central, y se repite la prueba. El promedio de los registros de estas dos pruebas, proporciona datos de mejor calidad para el estado del sitio en torno al punto de la línea central. Un par de las pruebas como las anteriormente mencionadas se realiza al cambiar el espaciado entre los dos receptores. Con menos espacio entre los receptores, las propiedades del material cerca de la superficie son detectadas y al aumentar la distancia entre los receptores, las propiedades del material en los depósitos más profundos pueden ser detectadas.

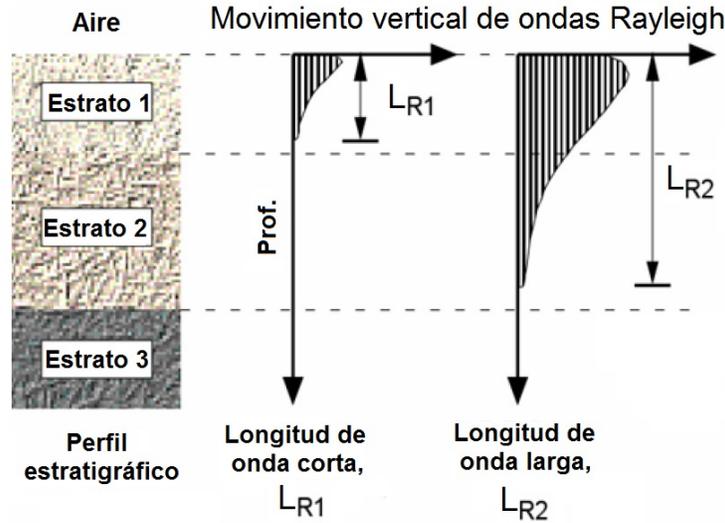


Figura 2.20. Dependencia de la distribución del desplazamiento vertical sobre la longitud de onda (L_R) de la propagación de ondas Rayleigh.

En la práctica de campo, las distancias entre los dos receptores son elegidas, por ejemplo 1,4, 16 y 64 m, si el perfil del suelo debe ser asignado a una profundidad del orden de 50 m.

Los datos registrados se transforman al dominio de la frecuencia mediante la transformada rápida de Fourier, y con el empleo de técnicas espectrales se calcula la transformada de Fourier de la función de correlación cruzada entre las señales seleccionadas. Tras dicha transformación, la diferencia de fase se calcula para cada frecuencia. De esta forma se puede obtener el tiempo de viaje de las ondas entre los receptores. Además se determina la longitud de onda y la velocidad de onda. Posteriormente se deduce la profundidad y la velocidad real de la onda de corte en cada capa del depósito basado en la curva de dispersión. Esta tarea se denomina el proceso de inversión.

En la práctica del método SASW, la inversión se realiza por lo que se llama modelización (Stokoe et al. 1994) en la que una curva de dispersión teórica determinada sobre la base de un modelo asumido del perfil del suelo se compara con la curva de dispersión, obtenida por mediciones *in situ*. Si la coincidencia entre estas dos curvas de dispersión no es satisfactoria, el modelo asumido anteriormente por el perfil del suelo se modifica y la curva de dispersión teórica es renovada para ser comparado de nuevo con la curva de dispersión obtenida experimentalmente. Este tipo de procedimiento iterativo se repite hasta que se pueda obtener una buena curva. El marco teórico para cumplir debidamente con interés la modelización se describe en detalle por Gucunski y Woods (1991).

2.4.8. MASW

El Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW) es un método que estima un perfil de velocidades de ondas de corte a partir de la energía de las ondas de superficie.

Las pruebas de ondas de superficie están basadas en la naturaleza dispersiva de las ondas Rayleigh en un medio vertical heterogéneo. La variación de la velocidad de onda de fase con la frecuencia resulta de la variación de las velocidades de onda de corte con la profundidad.

El procedimiento general de esta prueba consiste en la determinación experimental de una curva de dispersión a partir de la propagación de una perturbación generada mediante una fuente dinámica y registrada por medio de geófonos o acelerómetros en la superficie del terreno. A continuación se lleva a cabo un proceso de inversión, basado en una simulación numérica de propagación de ondas en medios estratificados, lo que lleva a un perfil estimado de velocidades de la onda R (Lin *et al.*, 2004).

En la prueba intervienen tres procesos principalmente:

1. Ejecución de la prueba en campo para el registro de las ondas de superficie
2. Determinación de la curva de dispersión experimental a partir de la información de campo
3. Inversión del perfil de velocidades de ondas de corte a partir de la curva de dispersión experimental

La técnica de registro multicanal permite tener un solo sondeo de amplio rango de profundidad, altos niveles de redundancia con una sola configuración de campo y la habilidad de ajustar la separación entre los receptores, reduciendo de manera efectiva los efectos de lejanía o cercanía del terreno. En la Figura 2.21 se presenta un esquema general del método.

De acuerdo con Lin *et al.* (2004), este método presenta las siguientes ventajas:

- Facilitan el perfil de velocidad de las ondas de corte hasta 30 metros de profundidad.
- A diferencia de la sísmica de refracción, se utiliza en cualquier situación estratigráfica pseudohorizontal.
- No implican ningún daño a las condiciones del lugar.
- Rápido y fácil de ejecutar.
- Facilidad de transporte del equipo necesario para ejecutar las pruebas.
- La adquisición de datos es significativamente más tolerante en la selección de parámetros que otros métodos sísmicos debido a que fácilmente se logra una alta relación señal-ruido (S/N).
- Asegura un aumento de la resolución en la extracción de señal en el medio de ruido (generado por viento, el trueno, el tráfico, etc) para otros tipos de ondas sísmicas inherentes generadas simultáneamente (ondas superficiales de modo más alto, ondas de cuerpo, ondas rebotadas, etc.)

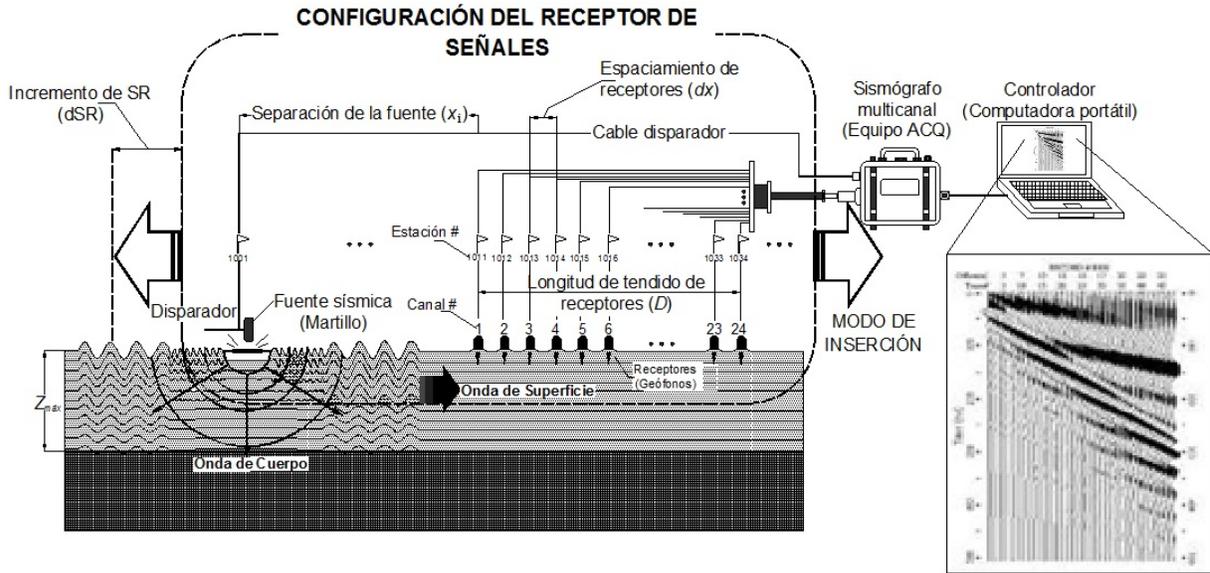


Figura 2.21. Esquema general del método Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW).

La principal desventaja de este método es el proceso de inversión de la curva de dispersión, ya que se trata de un proceso iterativo basado en la creación de modelos de las capas de suelo, en el que la curva de dispersión teórica se compara con la curva experimental obtenida en campo, lo que representa un proceso largo y requiere de un operador experimentado.

3. MODELOS DE COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LOS SUELOS

3.1. Introducción

Uno de los aspectos más importantes en el análisis de respuesta sísmica de cualquier depósito de suelo basado en la teoría de la propagación de ondas, es el de representar al suelo mediante un modelo que relacione los esfuerzos cortantes con las deformaciones cortantes. Por esto, el modelado del comportamiento del suelo bajo condiciones de carga dinámica debe realizarse de tal manera que el modelo incluya las características de deformación en el intervalo de deformación considerado.

A continuación, con base en la revisión de modelos de comportamiento dinámicos de las arcillas realizada por Jaime (1987) se hace una síntesis de los mismos.

El estudio de leyes constitutivas o modelos del comportamiento dinámico de suelos es necesario debido, fundamentalmente, a que los suelos sometidos a ensayos cíclicos de laboratorio exhiben un comportamiento no lineal e histerético (Hardin y Drnevich 1972a; cap 3, citados por Jaime, 1987).

Entre los modelos de comportamiento dinámico más empleados se encuentran:

- Correlaciones empíricas de Seed e Idriss (1970)
- Modelo hiperbólico de Hardin y Drnevich (1972b)
- Modelo de Ramberg-Osgood, empleado por primera vez en un análisis no lineal de respuesta sísmica del suelo por Streeter *et al.* (1973)

Estos modelos aceptan como válida la regla de Masing para idealizar la curva esfuerzo-deformación del suelo bajo carga dinámica (1926, citado por Pande y Zienkiewicz), figura Figura 3.1.

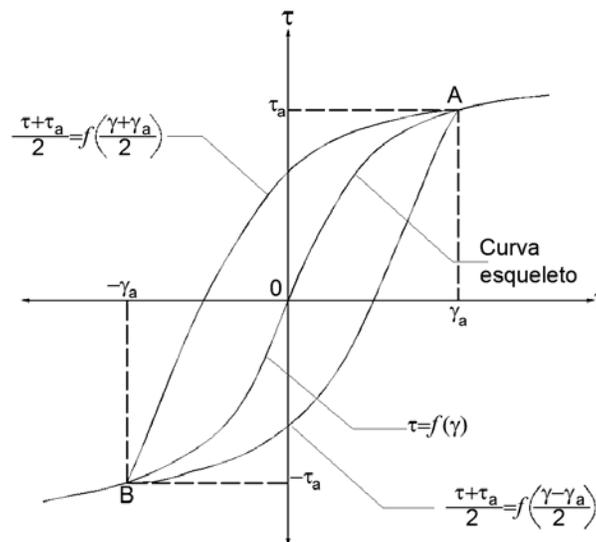


Figura 3.1. Curva esfuerzo-deformación del suelo bajo carga dinámica, idealizada de acuerdo con la regla de Masing.

La regla de Masing establece que la curva esfuerzo-deformación inicial (o virgen) del suelo se expresa como:

$$\tau = f(\gamma) \quad (3.1)$$

Mientras que las ramas de descarga y de recarga se definen con:

$$\frac{\tau \mp \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma \mp \gamma_a}{2}\right) \quad (3.2)$$

donde

τ_a amplitud del esfuerzo cortante

γ_a deformación angular

Las curvas definidas por la ec 3.2 tienen la misma forma de la curva de la ec 3.1 pero están agrandadas por un factor de dos.

Al considerar que las propiedades del suelo no se modifican en función del número de ciclos de carga y descarga (de amplitud constante), el módulo de cortante del suelo (secante) queda definido como la pendiente de la recta que une el origen y el punto de la amplitud de la deformación sobre la curva esfuerzo-deformación (ver Figura 3.2):

$$G = \frac{\tau_a}{\gamma_a} = \frac{f(\gamma_a)}{\gamma_a} \approx \frac{f(\gamma)}{\gamma} \quad (3.3)$$

Las características de amortiguamiento del suelo se representan por medio de la relación de amortiguamiento (ver Figura 3.2), λ , la cual es por definición:

$$\lambda = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad (3.4)$$

$$\lambda = \frac{\text{área ACDEA}}{\text{área ABOA}} \quad (3.5)$$

Es decir, ΔW es el área del ciclo histerético (energía de amortiguamiento) y W es la energía de deformación equivalente.

Las ecs 3.3 y 3.5 quedan determinadas una vez que $f(\gamma)$ de la ec 3.1 se especifica, o bien, $g(\tau)$ si γ se hace variable dependiente, y se aplica el criterio de Masing.

A continuación se presentan los modelos de comportamiento dinámico propuestos en la literatura, que por su sencillez son los más utilizados, así como algunos modelos recientes.

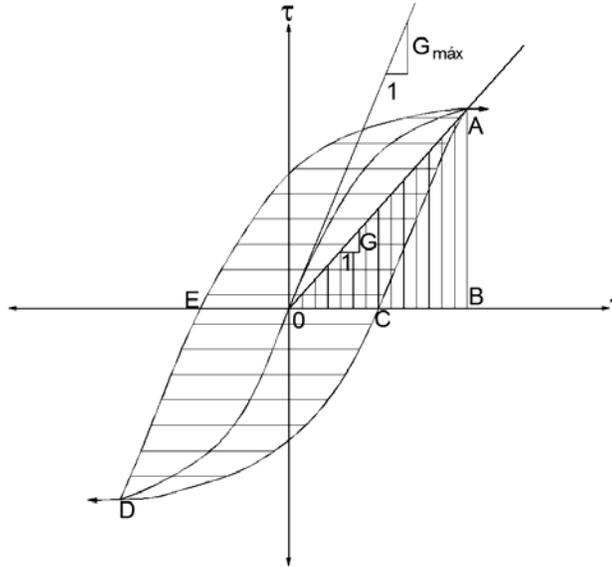


Figura 3.2. Cálculo de la relación de amortiguamiento.

3.2. Modelo de Seed e Idriss (1970)

Seed e Idriss (1970) propusieron una correlación empírica para determinar la variación de $G/G_{m\acute{a}x}$ y λ vs la deformación angular γ , para arcillas saturadas (figs Figura 3.3 y Figura 3.4). Dichas correlaciones aceptan, de manera implícita, que el comportamiento dinámico del suelo es el idealizado de la Figura 3.1.

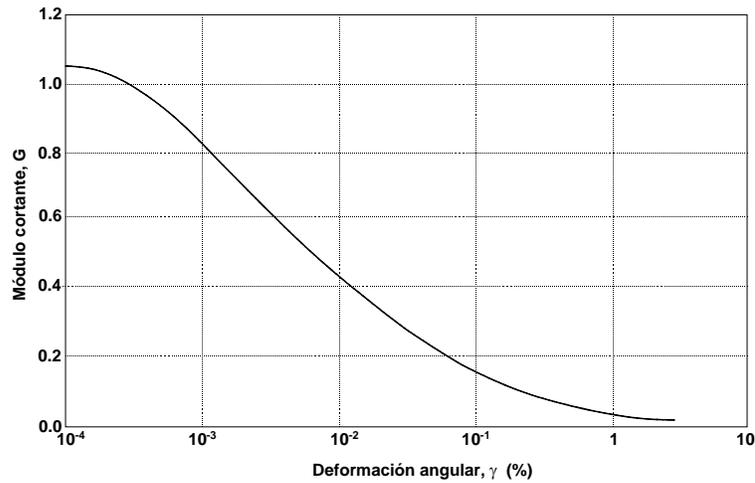


Figura 3.3. Curva $G/G_{m\acute{a}x}$ vs γ , Seed e Idriss (1970).

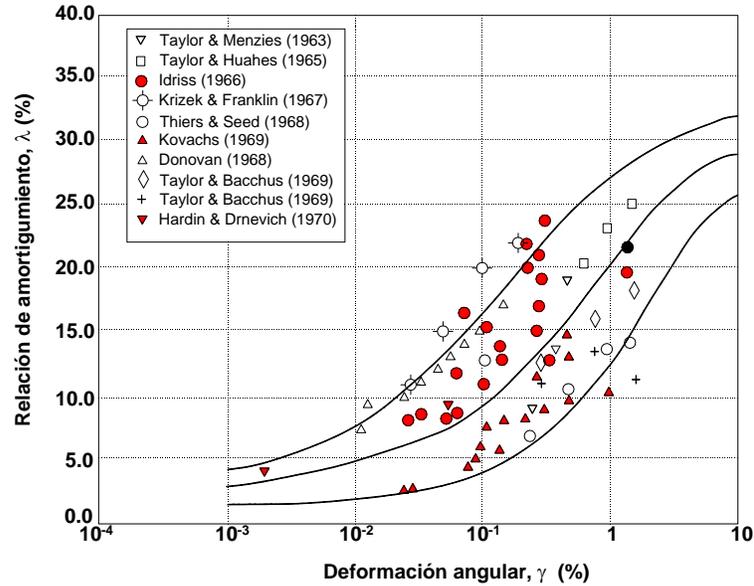


Figura 3.4. Amortiguamiento para arcillas saturadas, Seed e Idriss (1970).

Debe tenerse en cuenta que las relaciones de la Figura 3.3 y la Figura 3.4 son aproximadas y que los resultados analizados por Seed e Idriss presentan dispersión. Estas relaciones se obtuvieron con base en datos de materiales arcillosos de diversos sitios, esencialmente arcillas con IP < 50 % (Jaime, 1987).

El valor de G a una deformación angular cualquiera se puede entonces estimar usando directamente la curva de la Figura 3.5, mientras que para la relación $G/G_{m\acute{a}x}$ vs γ basta determinar $G_{m\acute{a}x}$ con alguna t\acute{e}cnica de laboratorio o de campo, mientras que para utilizar la Figura 3.4 se tiene el inconveniente de no involucrar ning\un{u}n dato experimental.

3.3. Modelo hiperb\o{lico de Hardin-Drnevich (1972)

Con base en el estudio realizado por Kondner (1963), el cual muestra que la curva esfuerzo-deformaci\o{n} de muchos suelos se puede ajustar a una hip\erbola con buena aproximaci\o{n}, Hardin y Drnevich (1972 b, citado por Jaime, 1987) proponen que la rama virgen de la curva esfuerzo-deformaci\o{n} del suelo (ec 3.1) sea representada por una ecuaci\o{n} hiperb\o{lica} (figura 3.5):

$$\tau = \frac{G_{m\acute{a}x} \gamma}{1 + \frac{G_{m\acute{a}x}}{\tau_f} \gamma} \tag{3.6}$$

donde

- $G_{m\acute{a}x}$ m\o{d}ulo tangente inicial
- τ_f resistencia del suelo al corte

Adem\as, incluyen una deformaci\o{n} angular de referencia (figura 3.5):

$$\gamma_r = \frac{\tau_f}{G_{m\acute{a}x}} \quad (3.7)$$

Al sustituir la ec 3.7 en la 3.6 y esta, a su vez, en la 3.3, se obtiene la expresi3n del m3dulo de cortante secante para cualquier deformaci3n angular:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (3.8)$$

Una vez conocida la ec 3.6 se puede obtener la expresi3n de la relaci3n de amortiguamiento:

$$\lambda = \frac{4}{\pi} \left(1 + \frac{1}{\frac{\gamma}{\gamma_r}} \right) \left[1 - \frac{1}{\frac{\gamma}{\gamma_r}} \ln \left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_r} \right) \right] - \frac{2}{\pi} \quad (3.9)$$

o

$$\lambda = \frac{4}{\pi} \left(1 + \frac{1}{\frac{G}{G_{m\acute{a}x}}} \right) \left[1 - \frac{\frac{G}{G_{m\acute{a}x}}}{1 - \frac{G}{G_{m\acute{a}x}}} \ln \left(\frac{1}{\frac{G}{G_{m\acute{a}x}}} \right) \right] - \frac{2}{\pi} \quad (3.9')$$

Puede notarse en esta 3ltima expresi3n que la relaci3n de amortiguamiento converge al valor 2/17 (0.673) cuando $G/G_{m\acute{a}x}$ tiende a cero (o sea cuando la deformaci3n angular tiende a un valor infinito). Este valor l3mite es demasiado alto de acuerdo con la experiencia (Seed e Idriss, 1970; Ishihara, 1982; Jaime, 1987).

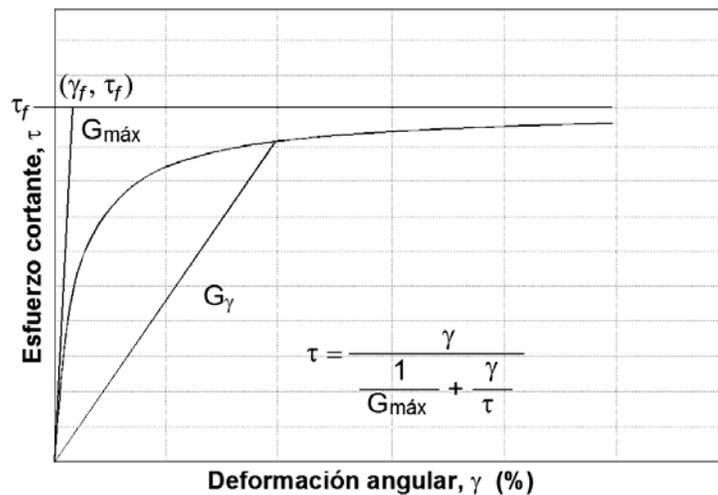


Figura 3.5. Curva esfuerzo-deformaci3n idealizada. Modelo Hiperb3lico.

Debido a que al aplicar el criterio de Masing, una vez definidos experimentalmente $G_{m\acute{a}x}$ y τ , la relación de amortiguamiento se obtiene directamente sin que intervenga ningún valor experimental u observado, Hardin y Drnevich (1972 b) propusieron usar en lugar de la ec 3.9' la relación empírica siguiente:

$$\lambda = \lambda_{m\acute{a}x} \left(1 - \frac{G}{G_{m\acute{a}x}} \right) \quad (3.10)$$

donde

$\lambda_{m\acute{a}x}$ relación de amortiguamiento obtenida a gran deformación angular; o sea cuando $G/G_{m\acute{a}x}$ tiende a cero

La expresión 3.10 incluye el parámetro ($\lambda_{m\acute{a}x}$) que permite lograr un mejor ajuste con los datos experimentales, a pesar de no ser compatible con el criterio de Masing.

Por esta razón, esta ecuación y las correlaciones empíricas de Seed e Idriss son las más empleadas para estimar la relación de amortiguamiento a diferentes niveles de deformación angular.

Este es un modelo dinámico, por lo que $G_{m\acute{a}x}$ y τ_f deben determinarse mediante un ensaye dinámico. En la práctica el valor de $G_{m\acute{a}x}$ se puede obtener de un ensaye de columna resonante o de uno de medición de propagación de onda en el campo (Hardin y Drnevich, 1972b; Ishihara, 1982; citados por Jaime, 1987).

3.4. Modelo de Ramberg-Osgood (1970)

La rama virgen de la curva esfuerzo-deformación del modelo de Ramberg-Osgood está definida por:

$$\tau = \frac{G_y \gamma}{1 + \alpha \left(\frac{G_y}{G_y \gamma_y} \right)^{r-1}} \quad (3.11)$$

donde

$$G_y = \frac{\tau_y}{\gamma_y}$$

τ_y esfuerzo cortante en un punto característico de la curva virgen

γ_y deformación angular en un punto característico de la curva virgen

α constante para ajuste de forma de la curva

r constante para ajuste de la posición de la curva

Richart (1975, citado por Jaime, 1987) propone definir τ_y y γ_y como:

$$\tau_y = c_1 \tau_f; \quad \gamma_y = c_1 \frac{\tau_f}{G_{m\acute{a}x}} = c_1 \gamma_r \quad (3.12)$$

donde

c_1 constante menor que uno

τ_f, γ_r fracción de la resistencia del suelo y de la deformación angular de referencia, respectivamente

Hara (1980, citado por Ishihara, 1982) sugiere que τ_y y γ_y sean la resistencia al corte del suelo, τ_f , y la deformación angular de referencia, γ_r , respectivamente. Al considerar que $\tau_y = \tau_f$ y $\gamma_y = \gamma_r$ y sustituir en la ec 3.11, la expresión para la relación $G/G_{m\acute{a}x}$ queda:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = \frac{1}{1 + \alpha \left(\frac{G \gamma}{G_{m\acute{a}x} \gamma_r} \right)^{r-1}} \quad (3.13)$$

Mientras que la relación de amortiguamiento queda como:

$$\lambda = \frac{2}{\pi} \frac{r-1}{r+1} \alpha \frac{\left(\frac{G \gamma}{G_{m\acute{a}x} \gamma_r} \right)^{r-1}}{1 + \alpha \left(\frac{G \gamma}{G_{m\acute{a}x} \gamma_r} \right)^{r-1}} \quad (3.14)$$

Por lo que:

$$\lambda = \frac{2}{\pi} \frac{r-1}{r+1} \left(1 - \frac{G}{G_{m\acute{a}x}} \right) \quad (3.15)$$

En resumen, en el modelo de Ramberg-Osgood se emplean cuatro parámetros para representar las propiedades dinámicas del suelo. Estos son τ_f , $G_{m\acute{a}x}$ (o γ_r), α y r .

El modelo de Ramberg-Osgood tiene esencialmente la misma forma que el hiperbólico de Hardin-Drnevich; sin embargo, permite hacer un mejor ajuste de los datos experimentales con las constantes α y r .

En la tabla 3.1 se dan algunos valores típicos de los parámetros α , r y de la relación de amortiguamiento máxima λ (a grandes deformaciones angulares, 5 %) para diferentes suelos (Ishihara, 1982 y Jaime, 1987).

Tabla 3.1. Valores típicos de α , r y $\lambda_{\text{máx}}$.

Tipo de suelo	Parámetro		
	α	r	$\lambda_{\text{máx}}$ (%)
Arcilla	2 a 50	1.65 a 2.8	15 a 30
Arcilla plástica (IP>150%)	1 a 10	1.65 a 3.0	10 a 15
Arena	20 a 100	2.30 a 4.4	25 a 40
Grava	40 a 120	1.90 a 3.4	20 a 35

3.5. Modelo Hiperbólico General (Jaime, 1987)

A diferencia de los modelos antes mencionados, este modelo es de tipo Masing, ya que no sigue estrictamente dicha regla (subtema 3.1).

Este modelo, presenta dos ecuaciones básicas para carga y descarga:

$$\frac{d\tau}{d\gamma} = G_{\text{máx}} [1 - F(\gamma - \gamma_{\text{min}})] \quad (\text{carga}) \quad (3.16)$$

$$\frac{d\tau}{d\gamma} = G_{\text{máx}} [1 - F(\gamma_{\text{máx}} - \gamma)] \quad (\text{descarga}) \quad (3.17)$$

Partiendo de este modelo, Martín (1975) demostró que la variación de $G/G_{\text{máx}}$ vs γ se puede escribir como:

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = 1 - H(\gamma) \quad (3.18)$$

donde

$$H(\gamma) = \frac{1}{\gamma} \int_0^{\gamma} F(2\eta) d\eta \quad (3.19)$$

Debido a que $H(\gamma)$ se puede proponer con base en resultados de laboratorio, al diferenciar $F(2\eta)$ de la ec. 3.19. Sustituyendo esta función en las ecs 3.18 y 3.19 e integrando se obtienen las ecuaciones que representan la relación esfuerzo-deformación para carga y descarga. De igual forma es posible determinar la relación de amortiguamiento de acuerdo con la expresión 3.4.

Jaime (1987) propuso el ajuste de la curva esfuerzo-deformación con una hipérbola mediante la función:

$$H(\gamma) = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{a + b \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (3.20)$$

Aceptando como válido el modelo de Martín-Davidenkoy, se tiene que:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = 1 - \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{a + b \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (3.21)$$

Esta ecuación es un modelo hiperbólico general (Jaime, 1987), en la cual los parámetros de ajuste con los datos experimentales son a , b y γ_r .

Los resultados de laboratorio G vs γ se pueden ajustar de manera muy sencilla al modelo hiperbólico general, mediante una transformación de ejes de manera tal que al ajustar los datos experimentales, estos se alinean en una recta cuya ecuación se determina fácilmente mediante mínimos cuadrados. La ordenada al origen de esta recta es el parámetro a y su pendiente el b .

Adicionalmente, Jaime (1987) obtuvo, para arcillas del valle de México, la relación empírica entre el módulo de cortante dinámico $G_{m\acute{a}x}$, y el módulo de cortante tangente al origen, G_{est} , siguiente:

$$G_{m\acute{a}x} = 2.1G_{est} \quad (3.22)$$

donde

G_{est} determinada en prueba triaxial consolidada-no drenada (CU), con consolidación isotrópica o anisotrópica, según el caso

El valor de E se transforma a G con ayuda de la ec 2.1 y con $\nu = 0.5$, arcilla saturada. Aunque esta ecuación se obtuvo para arcillas del valle de México, parece ser válida para otras.

3.6. Modelo de Romo y Ovando (1996)

A partir de los resultados de una serie de ensayos de columna resonante en muestras de suelo extraídas en diferentes sitios y profundidades de la Ciudad de México, Romo y Ovando (1996) encontraron que el módulo de rigidez al corte máximo depende del esfuerzo efectivo de confinamiento, el índice de plasticidad y la consistencia relativa del material.

Mediante un estudio de regresión de mínimos cuadrados obtuvieron la siguiente expresión para la determinación del módulo de rigidez al corte máximo:

$$G_{m\acute{a}x} = 122 p_a \left(\frac{1}{I_p - C_r} \right)^{(I_p - I_r)} \left(\frac{\sigma'_c}{p_a} \right)^{0.82} \quad (3.23)$$

Donde

p_a presión atmosférica
 I_p índice de plasticidad
 C_r consistencia relativa
 σ'_c esfuerzo efectivo de confinamiento

La ec 3.23 es válida para valores de $(I_p - C_r)$ positivos (I_p se expresa en decimal). En la fig 3.6 se presentan los resultados obtenidos por Romo y Ovando (1996) al aplicar la ec 3.23.

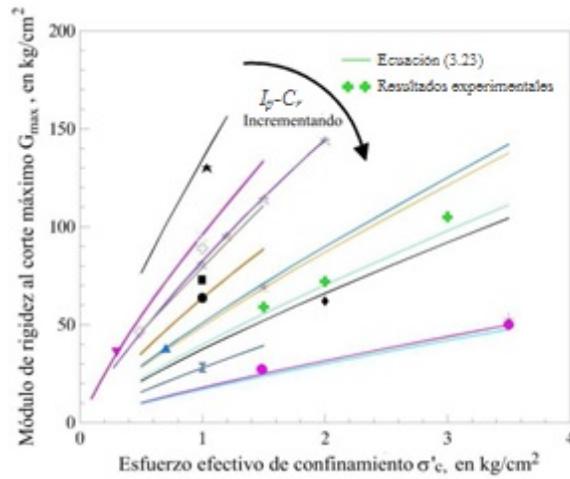


Figura 3.6. Efecto de σ'_c y (I_p-C_r) en el módulo de rigidez al corte máximo (Romo y Ovando, 1995)

Las curvas de degradación del módulo de rigidez de las arcillas de la Ciudad de México fueron obtenidas con las siguientes expresiones:

$$G = G_{m\acute{a}x} (1 - H(\gamma)) \tag{3.24}$$

donde:

$$H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^{A'} \tag{3.25}$$

A' $A + C_r$ (fig 3.8)

A, B parámetros dependientes del índice de plasticidad del suelo (fig 3.8)

G módulo de rigidez al corte para cualquier deformación angular

γ deformación angular

γ_r deformación angular de referencia (fig 3.8)

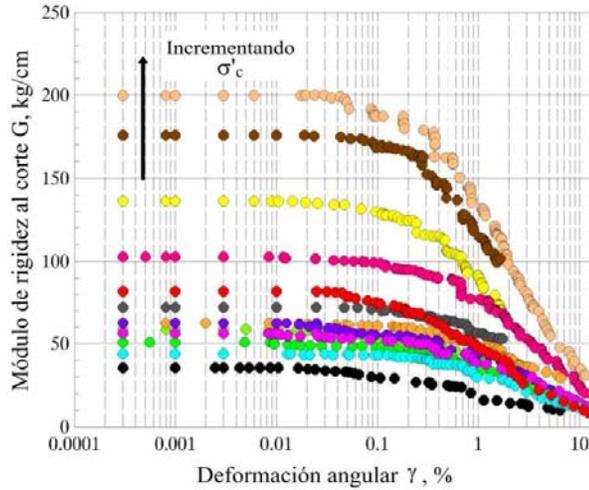


Figura 3.7. Curvas de degradación del módulo de rigidez al corte (Romo y Ovando, 1996).

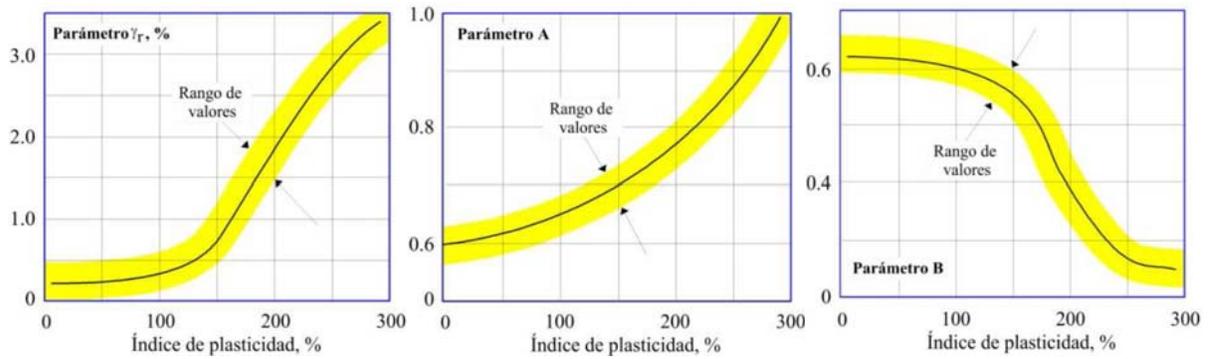


Figura 3.8. Efecto del índice de plasticidad en los parámetros A, B y γ_r (Romo y Ovando, 1996).

En cuanto al amortiguamiento, Romo y Ovando propusieron la ec 3.26 con la que encontraron que λ también depende del índice de plasticidad y la consistencia relativa.

$$\lambda = (\lambda_{m\acute{a}x} - \lambda_{m\acute{i}n}) (H(\gamma)) + \lambda_{m\acute{i}n} \tag{3.26}$$

donde:

- λ relación de amortiguamiento
- $\lambda_{m\acute{a}x}$ valor máximo de λ antes de llegar a la falla bajo carga cíclica
- $\lambda_{m\acute{i}n}$ valor de λ para pequeñas deformaciones

Los valores mínimo y máximo del coeficiente de amortiguamiento del suelo de la Ciudad de México van de 0.5 a 13%

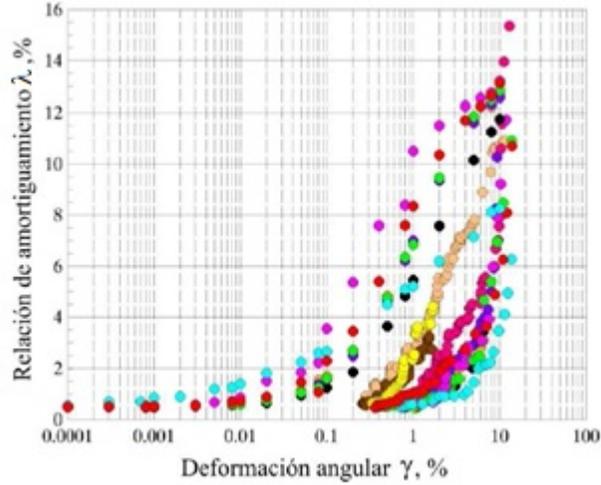


Figura 3.9. Curvas de la relación de amortiguamiento crítico (Romo y Ovando, 1996).

3.7. Modelo hiperbólico de Otálvaro (2005)

La forma del modelo de pérdida de rigidez con el nivel de deformación a cortante, corresponde a una modificación del modelo propuesto por Hardin y Drnevich (1972).

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_\gamma}\right)^n\right]^m} \quad (3.27)$$

donde

- γ_γ nivel de deformación por cortante en el que se presenta comportamiento inelástico en el suelo
- n parámetro de ajuste que controla la tasa de pérdida de rigidez en el suelo al incrementar la deformación por cortante.
- m parámetro de ajuste que controla la pérdida de rigidez en el suelo a grandes deformaciones

En este modelo se determina el amortiguamiento crítico respecto a la deformación por cortante, tomando el amortiguamiento en función de la relación de degradación $G/G_{m\acute{a}x}$ (similar a lo propuesto por Darendeli, 2001) de acuerdo con:

$$\beta = \frac{\beta_{m\acute{a}x}}{\left[1 + \left(\frac{G}{G_{m\acute{a}x}}\right)^c\right]^d} \quad (3.28)$$

donde

- β fracción de amortiguamiento crítico para el nivel de deformación donde es evaluado $G/G_{m\acute{a}x}$

- $\beta_{m\acute{a}x}$ amortiguamiento máximo esperado en el suelo
- c parámetro de ajuste relacionado con la tasa de amortiguamiento al reducirse la rigidez del suelo
- d parámetro de ajuste relacionado con el amortiguamiento mínimo del suelo

3.8. Modelo de Zhang *et al.* (2005)

Este modelo se basa en el modelo hiperbólico de Stokoe y en los resultados del análisis estadístico de ensayos de corte torsional y columna resonante en especímenes de suelos saprolíticos y residuales de Carolina del Sur, Carolina del Norte y Alabama, EUA. El modelo determina una ecuación para estimar el módulo de corte y la relación de amortiguamiento para este tipo de suelos considerando las siguientes variables:

- Amplitud de deformación de corte
- Presión de confinamiento
- Índice de plasticidad

La ecuación se basa en el modelo hiperbólico propuesto por Stokoe *et al.* (1999)

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^\alpha\right]} \quad (3.29)$$

donde

γ_r deformación de referencia cuando $G/G_{m\acute{a}x} = 0.5$

α parámetro de curvatura

Cabe mencionar que γ_r depende del índice de plasticidad y se presenta de acuerdo a la edad geológica del suelo; se obtiene en función del esfuerzo efectivo medio σ'_m

$$\gamma_r = \gamma_{r1} \left(\frac{\sigma'_m}{P_a}\right)^k \quad (3.30)$$

donde

γ_{r1} deformación de referencia para esfuerzo de confinamiento efectivo medio de 100 kPa

P_a esfuerzo de confinamiento de 100 kPa

k exponente de corrección de esfuerzo, depende de la plasticidad y de la era geológica del depósito de suelo

$$\sigma'_m = \frac{(\sigma'_v + 2\sigma'_h)}{3} = \frac{\sigma'_v (1 + 2K'_0)}{3}$$

Los valores normalizados de $G/G_{m\acute{a}x}$ obtenidos por medio de la ecuación propuesta por Zhang *et al.* presentan una correlación mayor de ($R^2 = 0.75$) para los tres grupos.

La relación de amortiguamiento tiene la siguiente expresión:

$$\lambda = f(G/G_{m\acute{a}x}) + \lambda_{m\acute{i}n} \quad (3.31)$$

donde

$f(G/G_{m\acute{a}x})$ función del módulo de cortante normalizado

$$\lambda_{m\acute{i}n} \quad \lambda_{m\acute{i}n1} (\sigma_m / P_a)^{-k/2}$$

$$\lambda_{m\acute{i}n1} \quad \alpha (PI) + b$$

α 0.008 (parámetro de curvatura)

b 0.82 (parámetro de curvatura)

Finalmente se obtiene una ecuación de segundo grado a partir de la propuesta por Ishibashi y Zhang (1993):

$$\lambda = 10.6(G/G_{m\acute{a}x})^2 - 31.6(G/G_{m\acute{a}x}) + 21 + \lambda_{m\acute{i}n} \quad (3.32)$$

donde

$G/G_{m\acute{a}x}$ módulo de cortante normalizado

4. COMPARACIÓN DE PROCEDIMIENTOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE ESPECTROS DE DISEÑO POR SISMO.

4.1. Introducción

Una de las herramientas más útiles para propósitos de ingeniería sísmica es el espectro de respuesta, el cual se usó por primera vez por Benioff (1934), posteriormente por Housner (1941) y Biot en el mismo año. Actualmente, el espectro de respuesta es la base en la mayoría de los reglamentos de diseño sísmico en el mundo para establecer las fuerzas de diseño con las que se proporciona la rigidez y resistencia a las estructuras (Reyes *et al.*, 2002).

En el diseño sísmico de estructuras es elemental conocer los valores de respuesta máxima del suelo; la importancia de los espectros de respuesta en el diseño de estructuras radica en que condensan la respuesta dinámica del subsuelo. No obstante, los efectos del sismo sobre la estructura también dependen de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos.

El espectro de respuesta de un sismo es la envolvente de las respuestas máximas absolutas inducidas por el movimiento sísmico en estructuras de comportamiento lineal y de un grado de libertad, con diferentes periodos naturales de vibración pero de igual amortiguamiento. La respuesta se puede dar en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento (Figura 4.1).

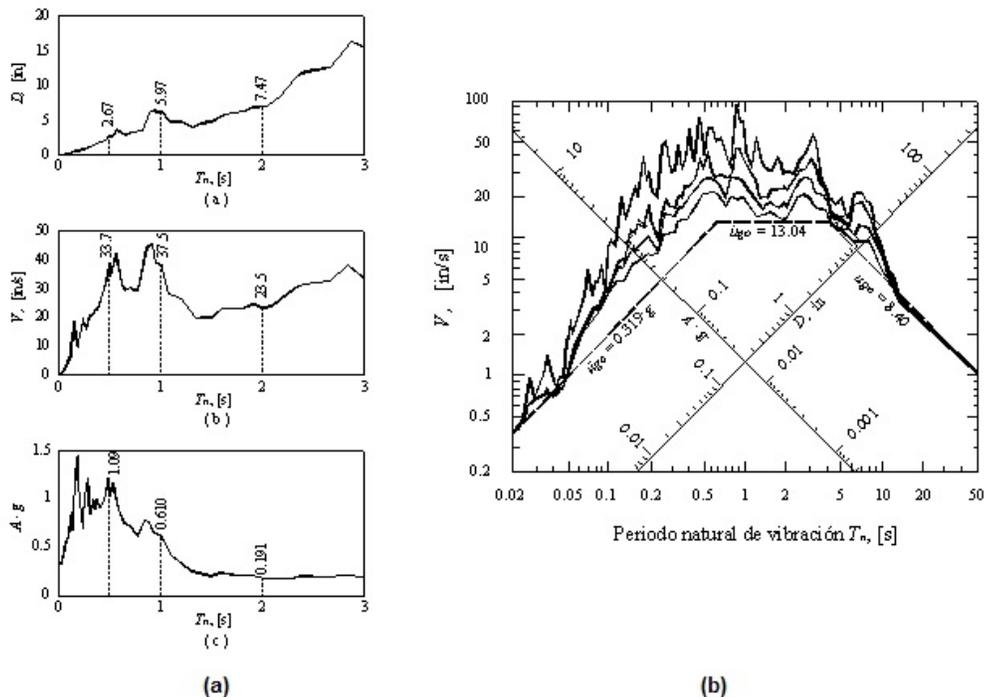


Figura 4.1. (a) Espectros de respuesta en términos de desplazamiento, velocidad y pseudoaceleración; (b) representación combinada de espectros en escala semilogarítmica.

Sin embargo, no es posible diseñar estructuras para resistir un sismo en particular en una zona dada, puesto que el próximo sismo probablemente tendrá características diferentes, es por esto que el diseño o revisión de las estructuras se lleva a cabo a partir de espectros suavizados que consideran el efecto de varios sismos, es decir, espectros que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los sismos típicos de una zona, a los que se les conoce como espectros de diseño. Estos espectros están formados por una serie de líneas o curvas, que pueden representarse mediante ecuaciones simples.

Generalmente los espectros de diseño de aceleración presentan una rama lineal ascendente (con origen en el valor de aceleración máxima del terreno), una zona de aceleración constante 2 a 3 veces superior a la aceleración máxima del terreno conocida como meseta, y finalmente una o más curvas descendentes (Figura 4.2).

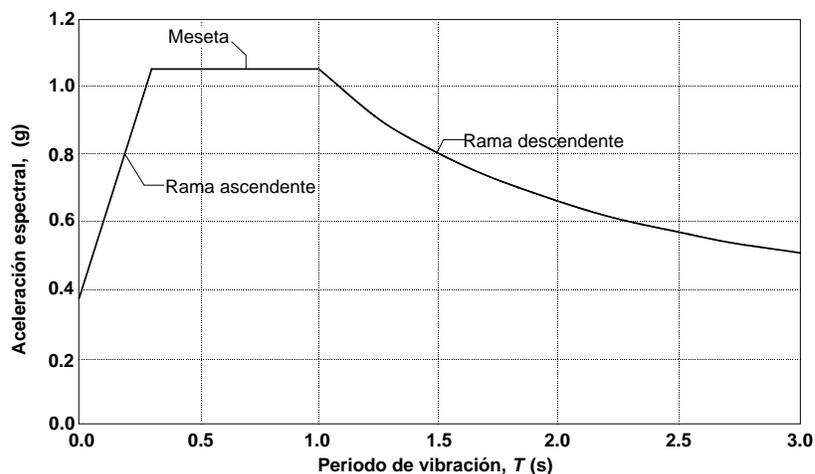


Figura 4.2. Espectro de diseño.

Existen diferentes metodologías basadas en procedimientos estadísticos para la determinación de los espectros de diseño, así como programas especializados; a continuación se presenta una comparación de la metodología para la construcción del espectro de diseño para un sitio en el Distrito Federal de acuerdo con los lineamientos del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) y a sus Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2004), del Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC CFE, 2008) y de la metodología usual para determinar espectros de sitio y sus resultados se compararon entre sí.

4.2. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias (2004)

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) divide con fines de diseño sísmico al Distrito Federal en tres zonas:

- Zona I, Lomas
- Zona II, Transición
- Zona III, Lacustre, con cuatro subzonas (Zona IIIa, Zona IIIb, Zona IIIc y Zona IIId)

De la misma manera, en el RCDF se clasifica a las construcciones en los siguientes grupos (Art. 139, RCDF, 2004):

- Grupo A, estructuras que por su importancia deben quedar en pie en caso de una emergencia urbana, tales como: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas, entre otras
- Grupo B, edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas, locales comerciales, hoteles y construcciones no incluidas en el grupo A. Este grupo a su vez se subdivide en B1 si su altura es mayor de 30 m y B2 para las demás.

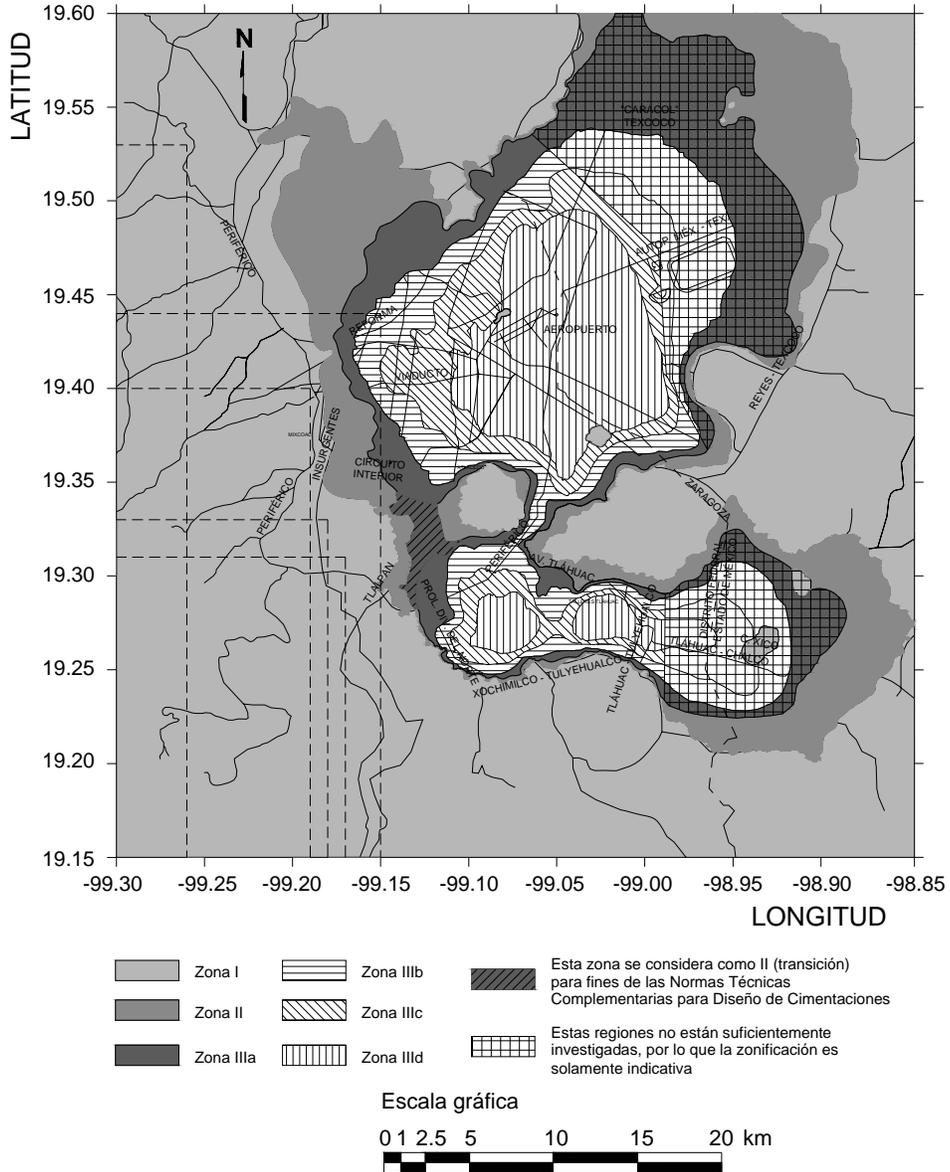


Figura 4.3. Zonificación del Distrito Federal según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004).

Las Normas Técnicas Complementarias del RCDF indican que para el caso de análisis modal, la ordenada de aceleraciones a , se expresa como una fracción de la gravedad y el espectro de diseño se construye mediante las siguientes ecuaciones:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b \tag{4.1}$$

$$a = qc; \quad \text{si } T > T_b$$

donde

$$q = (T_b/T)^r \tag{4.2}$$

- T Periodo natural de interés de la estructura
- T_a Límite inferior de la meseta del espectro
- T_b Límite superior de la meseta del espectro
- c Coeficiente sísmico
- r Exponente en las expresiones para el cálculo de las ordenadas de los espectros de diseño

Los valores de los parámetros c , a_0 , T_a , T_b y r , correspondientes a cada zona se presentan en la tabla 4.1, mientras que en la figura 4.4 se muestran los espectros de diseño construidos con base a las ecuaciones y parámetros correspondientes a cada zona.

Tabla 4.1. Valores de c , a_0 , T_a , T_b , y r (NTC, 2004).

Zona	c	a_0	T_a (s)	T_b (s)	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III _d	0.30	.010	0.85	4.2	2.0

Nota: Los valores que aparecen en la tabla son para estructuras del grupo B, para las del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento.

Los espectros de diseño mostrados en la figura 4.4 ya están reducidos por el factor correspondiente al efecto de sobrerresistencia, factor que en el Apéndice A de las NTC se denomina R y el cual se emplea de manera explícita en ese Apéndice.

El procedimiento presentado en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004) permite calcular el espectro para el Distrito Federal, con mayor exactitud en la zona Lacustre, por la amplificación que sufren los movimientos sísmicos en esta zona de la ciudad de México.

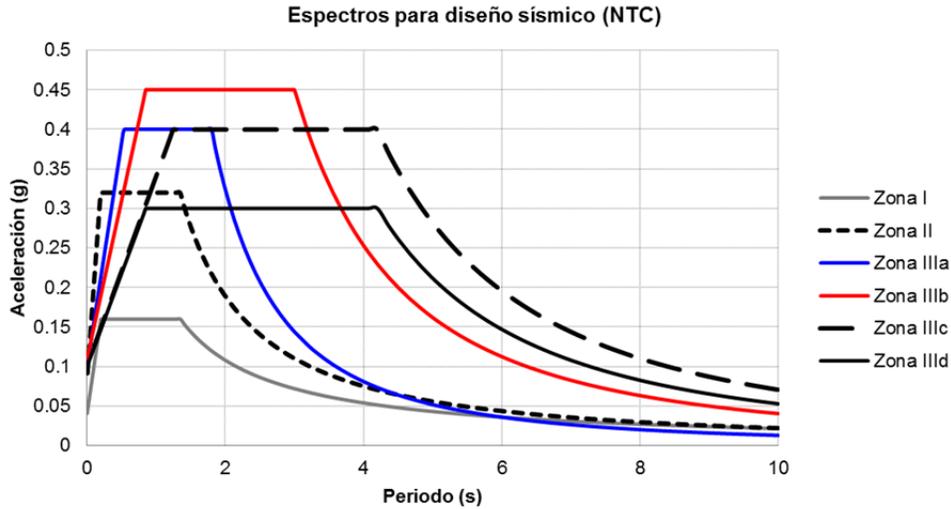


Figura 4.4. Espectros de diseño según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004).

4.3. Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (2008)

En este manual se describe un procedimiento basado en un enfoque probabilista para estimar el peligro sísmico en la República Mexicana. Además incluye un programa de cómputo denominado PRODISIS (Programa de Diseño Sísmico).

Cabe aclarar que los espectros de diseño construidos conforme a lo estipulado en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (2008) son transparentes, es decir, carecen de factores de reducción ajenos al peligro sísmico, por esto es necesario tomar en cuenta:

- Tipo de estructura (por ejemplo: puentes, presas, edificios),
- Importancia de la estructura (calificada como: B, A y A+)
- Estados límite de colapso
- Reducciones por ductilidad y sobrerresistencia.

En resumen, la elaboración de un espectro de diseño sísmico inicia con la aceleración máxima en roca, se continúa con factores de distancia relativa a las fuentes sísmicas. Es necesario caracterizar el terreno de cimentación mediante el periodo dominante del terreno y la velocidad de propagación de ondas de corte en él. Con base en la aceleración máxima de la roca, el factor de sitio y el factor no lineal, se calcula la aceleración máxima en el suelo; mientras que el coeficiente sísmico se determina a partir de la aceleración máxima del suelo y el factor de respuesta. A partir del periodo dominante del terreno y el factor de velocidad se establecen los límites de la meseta espectral, y en caso de tener un factor de amortiguamiento diferente al 5%, se hacen los cálculos necesarios. Finalmente se construye el espectro, que puede resultar de tres o cuatro ramas dependiendo del periodo dominante del terreno.

Las ordenadas espectrales para diseño sísmico $Sa(T_e)/g$, expresadas como fracción de la gravedad y en función del periodo (T_e) estructural adquieren la siguiente forma paramétrica:

$$a = \frac{Sa(T_e)}{g} = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T_e}{T_a}; & \text{si } T_e < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T_e < T_b \\ \beta c \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r; & \text{si } T_b \leq T_e < T_c \\ \beta c \left(\frac{T_b}{T_c} \right)^r q \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2; & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad (4.3)$$

Donde

$$q = k + (1 - k) \left(T_c / T_e \right)^2 \quad (4.4)$$

$$T_c = \begin{cases} 2 \text{ s} & \text{si } T_b < 2 \text{ s} \\ T_b & \text{si } T_b \geq 2 \text{ s} \end{cases} \quad (4.5)$$

a_0	Aceleración máxima del terreno
c	Ordenada espectral máxima
T_e	Periodo estructural
T_a	Límite inferior de la meseta del espectro de diseño
T_b	Límite superior de la meseta del espectro de diseño
r	Parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_b \leq T_e < T_c$
k	Parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_e \geq T_c$
β	Factor de amortiguamiento

5. ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA DE LOS SUELOS

5.1. Introducción

Uno de los problemas más importantes y frecuentes en la ingeniería geotécnica es la evaluación de la respuesta del suelo.

En general, los análisis de respuesta de sitio se emplean para:

- diseño de espectros de respuesta;
- estimación del riesgo de licuación,
- análisis de estabilidad de estructuras de tierra y estructuras de retención

En condiciones ideales, un análisis completo de la respuesta de sitio modela el mecanismo de ruptura en la fuente de un sismo, la propagación de ondas a través de la tierra hacia la superficie del macizo rocoso bajo un sitio en particular y, con base en lo anterior determina la forma en que el movimiento registrado en la superficie del terreno está influenciado por los suelos que yacen sobre la roca (Kramer, 1996).

La evaluación de la respuesta sísmica en un sitio específico involucra varios aspectos (Sarmiento, 2001):

1. La evaluación del ambiente sísmico y su influencia en la estabilidad de las estructuras
2. La identificación de los tipos de fallas que originan los sismos
3. El proceso de propagación de las ondas sísmicas de la fuente de origen al sitio de diseño
4. La determinación de la respuesta sísmica de los depósitos de suelo y la interacción suelo-estructura

A pesar de que las ondas sísmicas viajan a través de kilómetros de roca y solamente unas decenas de metros en el suelo, en la mayoría de los casos, los depósitos de suelo tienen un papel fundamental en la determinación de las características del movimiento en la superficie del terreno, es decir, el problema de la respuesta dinámica puede plantearse como el efecto de las condiciones locales del sitio sobre las características de las ondas sísmicas incidentes.

Se puede definir el efecto de sitio de tres maneras (Steidl *et al.*, 1996):

- a) La respuesta de sitio se estima al simular la propagación hacia arriba de un movimiento en la base de una columna de suelo. Para obtener el movimiento en la superficie se debe aplicar un filtro a la onda incidente. Este filtro registra la respuesta de sitio teórica. Ésta es utilizada frecuentemente en análisis de riesgo e ingeniería sísmica.
- b) Se considera como respuesta de sitio a las modificaciones que se requiere aplicar a los movimientos en una roca para obtener los movimientos en la superficie del suelo, que generalmente son estimadas mediante los cocientes espectrales del suelo con respecto a la roca.
- c) Cálculo de la diferencia entre el movimiento en una perforación que ha alcanzado el basamento rocoso, y los movimientos registrados en la superficie del mismo.

Por otro lado, el efecto de sitio es la modificación de la señal sísmica a causa de la influencia de las condiciones geológicas y topográficas durante o después de un sismo. Esta modificación consiste en una amplificación fuerte de la señal así como una mayor duración de la misma y el cambio de su contenido de frecuencias.

Existen mapas de zonificación sísmica que permitan delinear distintas zonas en función de su capacidad de amplificación del daño sísmico, estos mapas son generados a partir del análisis de las anomalías en la intensidad sísmica ya que permiten correlacionar la intensidad del movimiento con las condiciones geológicas y topográficas específicas de la zona.

La susceptibilidad de un suelo para amplificar la señal sísmica depende directamente de sus propiedades dinámicas, principalmente de la rigidez (determinada a partir del módulo de cortante dinámico, G) y el amortiguamiento.

En la actualidad existen distintos métodos para la evaluación de la respuesta del suelo ante una excitación sísmica, asumiendo una propagación ascendente de ondas planas de corte desde la roca hacia los estratos superiores. A continuación se presentan los métodos más comunes.

La Figura 5.1 muestra la nomenclatura básica necesaria para entender mejor el tratamiento del problema.

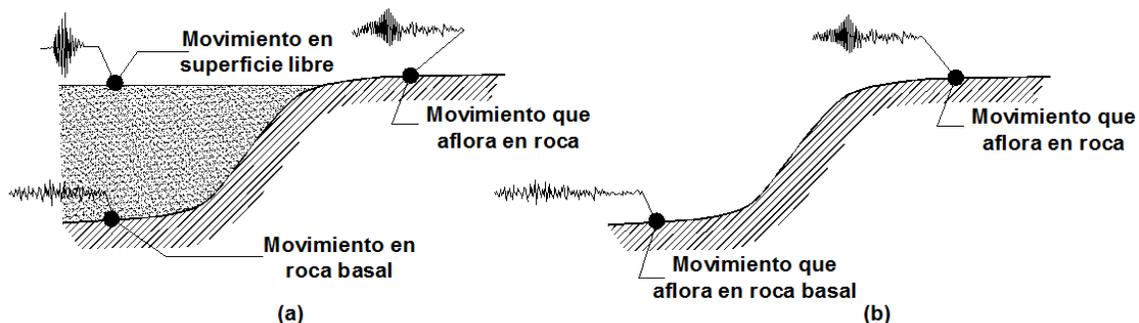


Figura 5.1. Nomenclatura empleada en el análisis de respuesta de sitio: (a) depósito de suelo sobre macizo rocoso; (b) Macizo rocoso sin depósito de suelo.

5.2. Análisis Unidimensional de Respuesta del Suelo

Los análisis de respuesta del suelo unidimensionales se basan en la suposición de que todas las fronteras son horizontales y que la respuesta de un depósito de suelo se debe principalmente a la propagación vertical de las ondas SH desde el macizo rocoso subyacente (Kramer, 1996).

En este tipo de análisis se asume que la superficie del suelo y el macizo rocoso son de extensión infinita en el sentido horizontal; los procedimientos que se basan en esta suposición han mostrado resultados aceptables.

5.2.1. Análisis lineal con funciones de transferencia

Una técnica de análisis de respuesta de sitio se basa en funciones de transferencia. Estas funciones se emplean para expresar distintos parámetros de respuesta como el desplazamiento, velocidad, aceleración, esfuerzo cortante y deformaciones angulares a partir de datos de entrada como la aceleración en el macizo rocoso.

Esta técnica se basa en el principio de superposición, sin embargo, está limitada al análisis de sistemas lineales ya que el comportamiento no lineal se puede analizar pero es necesario emplear un procedimiento iterativo con propiedades lineales equivalentes del suelo.

A pesar de que el proceso de cálculo involucra el uso de números complejos, el tratamiento del problema es relativamente simple. Una historia de aceleraciones del macizo rocoso representada como una serie de Fourier, será el dato de entrada. Cada término en la serie de Fourier de las aceleraciones del macizo rocoso se multiplica por una función de transferencia para así obtener una serie de Fourier del movimiento en la superficie del terreno, es decir, se obtiene un dato de salida. El movimiento en la superficie del terreno puede expresarse en el dominio del tiempo aplicando la transformada de Fourier, por tanto, la función de transferencia determina la forma en que cada frecuencia del movimiento del macizo rocoso se amplifica o reduce por el depósito de suelo.

5.2.2. Análisis lineal equivalente

Los parámetros G_{sc} y λ se conocen como parámetros lineales equivalentes y para cierto tipo de análisis de respuesta de sitio se emplean directamente para describir el comportamiento del suelo, esto permite trabajar con modelos numéricos muy eficientes, sin embargo se debe tener en cuenta que un modelo lineal equivalente es sólo una aproximación del comportamiento no lineal real del suelo y asumir la linealidad del comportamiento del suelo en los análisis de respuesta puede tener implicaciones de importancia.

Los modelos lineales equivalentes no deben emplearse en el análisis de casos en los que se llegue a la falla pues estos modelos asumen que la deformación siempre volverá a ser cero después de la aplicación de las cargas cíclicas, y ya que los materiales lineales no tienen un límite de resistencia, la falla nunca ocurrirá.

En el análisis lineal equivalente es necesario que G y λ permanezcan constantes para cada estrato del depósito de suelo, por lo que se debe determinar un valor consistente con el nivel de deformación necesario.

Es común caracterizar el nivel de deformación de un registro transitorio en términos de deformación angular efectiva que varía entre 50 y 70% de la deformación angular máxima.

La respuesta estimada no es particularmente sensible a dicho porcentaje, sin embargo, la deformación angular efectiva comúnmente se toma como el 65% de la deformación máxima. Debido a que el nivel de deformación estimado depende de los valores de las propiedades lineales equivalentes, es necesario llevar a cabo un proceso iterativo para asegurar que las

propiedades empleadas en el análisis sean compatibles con el nivel de deformación calculado en los estratos.

A pesar de que el proceso iterativo para que las propiedades del suelo sean compatibles con la deformación permite aproximar el comportamiento no lineal, se debe tener en cuenta que este método de respuesta compleja es un método de análisis lineal. Las propiedades compatibles con la deformación son constantes durante el sismo, sin importar la magnitud de las deformaciones en determinado instante. Este método no es capaz de representar los cambios en la rigidez del suelo que ocurren durante un sismo.

La linealidad inherente al análisis lineal equivalente puede llevar a grandes niveles de amplificación a causa de que el sismo ocasionará que el depósito de suelo entrará en resonancia, además con el empleo de deformaciones angulares efectivas en este tipo de análisis se obtienen sistemas muy blandos y sobre-amortiguados cuando la deformación máxima es mucho más grande que el resto de las deformaciones, o a un sistema muy rígido cuando la amplitud de la deformación angular es casi uniforme.

Los análisis lineales equivalentes resultan ser muy eficientes cuando el sismo de entrada puede caracterizarse con precisión aceptable mediante un pequeño número de términos en una serie de Fourier; sin embargo, carecen de la capacidad de ser formulados en términos de esfuerzos efectivos que permitan modelar la generación, redistribución y eventual disipación de presión de poro durante y después de un sismo.

Finalmente puede decirse que el análisis lineal equivalente ha sido empleado con éxito para análisis de respuesta de sitio unidimensionales, el uso e interpretación de los resultados del empleo de esta técnica requiere del conocimiento de las suposiciones que se plantean para su aplicación, el entendimiento de su funcionamiento y de sus limitaciones. No puede considerarse que se trate de un método riguroso y exacto, sin embargo su precisión no es inconsistente con la variabilidad de las condiciones del suelo, la incertidumbre en sus propiedades, y la dispersión en los datos experimentales en los que se basan los datos de entrada para el análisis.

5.2.2.1. Deconvolución

En un análisis lineal equivalente la respuesta en cualquier punto puede relacionarse con la respuesta en otro punto. Un problema importante de interés práctico involucra el cálculo del movimiento del macizo rocoso a partir de un movimiento en superficie libre. Este proceso conocido como *deconvolución*, es particularmente útil en la interpretación de los movimientos sísmicos registrados en la superficie de los depósitos de suelo.

A pesar de que la deconvolución de un sistema lineal elástico en teoría debe producir una solución única, pueden llegar a ocurrir ciertas complicaciones, algunas de ellas son de carácter numérico, particularmente cuando es necesario realizar iteraciones para encontrar propiedades del suelo compatibles con grandes deformaciones; otras están asociadas a las limitaciones en la precisión al asumir que todos los movimientos son resultado de una propagación vertical de las ondas de corte por lo que el proceso de deconvolución debe realizarse cuidadosamente.

5.3. Análisis Bidimensional de Respuesta del Suelo

Para el caso de problemas en los que una dimensión es considerablemente más grande que las otras, generalmente se les analiza como problemas bidimensionales de deformación plana.

Comúnmente, los problemas bidimensionales (y tridimensionales) de respuesta dinámica y de interacción suelo-estructura se resuelven mediante análisis de elemento finito dinámico.

5.3.1. Análisis lineal equivalente

El análisis lineal equivalente bidimensional es muy similar al unidimensional. En este caso un sistema suelo-estructura se representa mediante un modelo bidimensional de elemento finito, y el sismo de entrada se representa con una serie de Fourier, las ecuaciones de movimiento se resuelven para cada frecuencia de la serie y finalmente se suman los resultados para obtener la respuesta total (Kramer, 1996).

Existen otras alternativas que permiten analizar problemas bidimensionales como si fueran unidimensionales asumiendo ciertas simplificaciones, por ejemplo la técnica de la viga de cortante (Mononobe *et al.*, 1936), la viga de cortante inelástica estratificada (Stara-Gazetas, 1986), entre otros.

El análisis lineal equivalente bidimensional puede sufrir de las mismas amplificaciones mencionadas para el caso de análisis unidimensionales, además, los distintos modos de vibración asociados con los grados de libertad extra (traslación vertical y rotación) en el caso bidimensional complican el cálculo de la deformación angular máxima, por lo que es necesario el uso de otros parámetros de los materiales (i.e. la relación de Poisson), además se generan trayectorias de esfuerzo mucho más complejas. Este método está restringido al análisis en condiciones de esfuerzos totales.

5.3.2. Análisis con el método del elemento finito

El análisis de elemento finito dinámico trata un ensamblaje continuo de elementos discretos cuyas fronteras están definidas por nodos, y supone que la respuesta del continuo puede describirse mediante la respuesta de los nodos.

Con el método de elementos finitos, el problema es discretizado al dividirlo en elementos; la respuesta de los modelos lineales equivalentes en elemento finito puede verse influenciada por la discretización, particularmente cuando se emplean mallas con elementos muy grandes, pues puede ocurrir el filtrado de componentes de alta frecuencia cuyas longitudes de onda no puedan ser modeladas por nodos muy espaciados. La dimensión máxima de cualquier elemento debe limitarse a un octavo o un quinto de la longitud de onda más corta considerada en el análisis.

En cuanto a las condiciones de frontera, se sabe que es deseable minimizar el número de elementos a analizar para lograr una mayor eficiencia computacional. Minimizar el número de elementos es un asunto de minimizar el tamaño de la región discretizada, y mientras la región

discretizada se reduce, la influencia de las condiciones de frontera se vuelve mucho más significativa.

Las condiciones de frontera más comunes (Figura 5.2) son:

- Fronteras de elementos; condiciones de cero desplazamiento o cero esfuerzo
- Fronteras locales; por ejemplo amortiguadores viscosos que simulen una región semi-infinita
- Fronteras de parámetros agrupados; son aquellas fronteras que pueden absorber todo tipo de ondas de cuerpo y ondas superficiales con cualquier ángulo de incidencia y frecuencia.

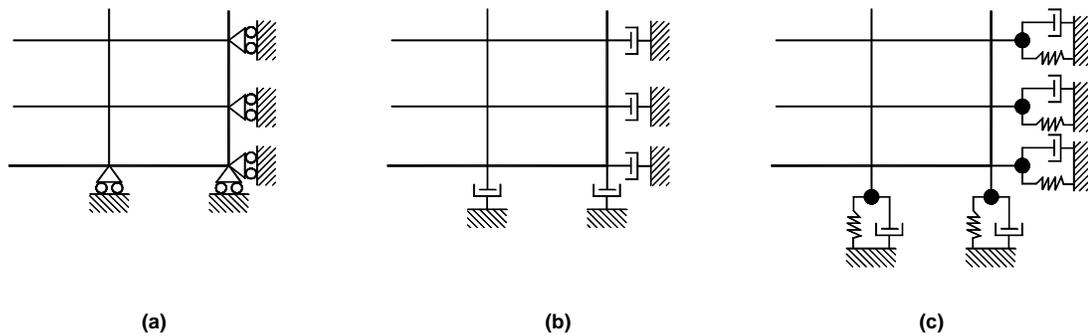


Figura 5.2. Tipos de condiciones de frontera para mallas de elemento finito: (a) frontera elemental en la que se especifican cero desplazamientos; (b) frontera local que consiste en un amortiguador viscoso. (c) frontera de parámetros agrupados (Kramer 1996).

5.3.3. Análisis con el método de diferencias finitas

El método de diferencias finitas es una técnica numérica para la solución de conjuntos de ecuaciones diferenciales, a partir de valores iniciales o condiciones de frontera. Con esta técnica, cada derivación en el conjunto de ecuaciones gobernantes se reemplaza directamente por una expresión algebraica escrita en términos de las variables del campo (i.e., esfuerzos o desplazamientos) en puntos discretos en el espacio; estas variables no están definidas dentro de los elementos.

Este método produce un conjunto de ecuaciones algebraicas que pueden resolverse con diversas técnicas. A diferencia del método de elementos finitos que combina las matrices elementales en matrices globales de rigidez, con el método de diferencias finitas no es necesario hacerlo ya que es un método eficiente en la regeneración de las ecuaciones de diferencias finitas en cada paso.

En 1964, Wilkins presentó un método para derivar ecuaciones diferenciales para elementos con cualquier forma, es decir no está restringida a mallas con forma rectangular. Al emplear el método de Wilkins, se pueden analizar fronteras con cualquier forma, y cada elemento puede tener cualquier valor en cuanto a sus propiedades. Existen diversos programas

computacionales que emplean el método de diferencias finitas, como es el caso de FLAC, que además aplica el método de Wilkins.

5.4. Análisis Tridimensional de Respuesta del Suelo

En algunos casos es necesario realizar un análisis tridimensional de respuesta, por ejemplo, en el caso de que las propiedades o las fronteras varíen tridimensionalmente, o cuando es necesario conocer la respuesta tridimensional de la estructura (Figura 5.3). Los problemas tridimensionales se analizan de manera muy similar a los bidimensionales.

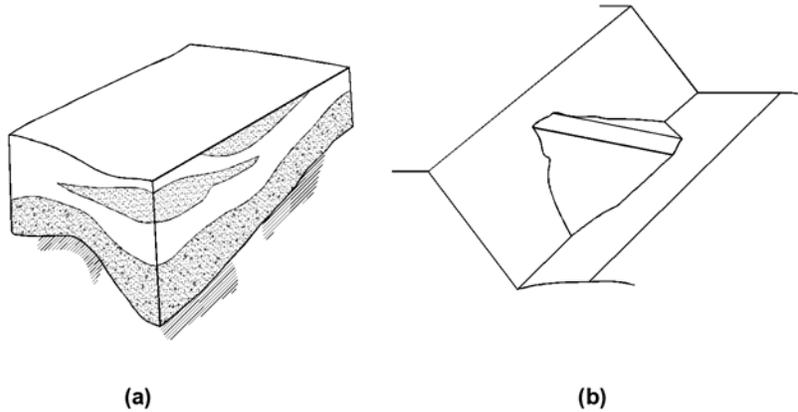


Figura 5.3. Casos en los que es necesario un análisis de respuesta de sitio tridimensional: (a) Sitios donde las condiciones varían significativamente en las tres dimensiones; (b) presas de tierra en cañones muy angostos.

5.4.1. Análisis lineal equivalente de elemento finito

Desde el punto de vista computacional, el análisis lineal equivalente tridimensional es virtualmente idéntico al bidimensional. En este caso los elementos finitos tridimensionales tienen más nodos y grados de libertad que los empleados en el caso bidimensional pero el proceso básico de formulación y ensamblaje de los elementos de masa, amortiguamiento y rigidez es idéntico.

El empleo de este tipo de análisis puede resultar muy eficiente, especialmente si se emplea con la frecuencia de corte y en la interpolación de funciones de transferencia ya que estos procesos requieren cálculos matriciales muy extensos con un número relativamente pequeño de frecuencias, lo que hace que este método en comparación con otros resulte eficiente.

5.5. Efectos de las Condiciones Locales de Sitio

Desde hace muchos años se ha sabido de la influencia que las condiciones geológicas locales y del suelo tienen en la intensidad de los movimientos a causa de un sismo, Gutenberg (1927; citado por Kramer, 1996) desarrolló factores de amplificación dependientes de las condiciones del sitio a partir de registros de microsismos en sitios con diferentes condiciones en el subsuelo. Desde aquel entonces, se le ha puesto mayor atención a los efectos de las condiciones del sitio en la respuesta del suelo ante un sismo, y más recientemente, gracias a

que se dispone de instrumentos más precisos y avanzados, estos efectos se pueden medir cuantitativa y cualitativamente.

Los efectos locales de sitio juegan un papel muy importante en el diseño de las estructuras, es decir, al diseñar una estructura en un sitio en particular se deben tomar en cuenta los movimientos que reflejen los niveles de amplificación, el contenido de frecuencias, y la duración de un sismo.

Hasta hace algunas décadas, la influencia de las condiciones locales de sitio en los movimientos ocasionados por sismos aún eran un tema de debate, de hecho, fue hasta la década de los 70's que se comenzó a tomar en cuenta esto y a proponer medidas de seguridad en los códigos y reglamentos de construcción.

Los efectos locales de sitio pueden influenciar considerablemente las características más importantes de los movimientos sísmicos fuertes, como es la amplitud, el contenido de frecuencias y la duración. La medida de la influencia depende de las propiedades de los materiales, la topografía, la estratificación, y las características del movimiento de entrada.

Las características de los efectos locales de sitio se pueden ilustrar ya sea mediante análisis teóricos de respuesta, mediante mediciones de los movimientos en la superficie y a cierta profundidad en un mismo sitio, y mediante mediciones de los movimientos en superficie para sitios con diferentes características y propiedades.

5.5.1. Evidencia a partir de análisis teóricos de respuesta de sitio

Existen razones suficientes para afirmar que los movimientos en superficie ocasionados por un sismo están influenciados por las condiciones locales del sitio; en la mayoría de los sitios, la densidad y la velocidad de las ondas de corte en las capas de suelo superficiales son menores que las de los estratos más profundos.

Si no se tomara en cuenta el efecto de dispersión y amortiguamiento de los materiales, la conservación de la energía de las ondas elásticas requeriría un flujo constante de energía desde los estratos más profundos hacia la superficie del terreno. Por lo tanto, si la densidad y velocidad de ondas de corte disminuye a medida que las ondas se acercan a la superficie del terreno, la velocidad de la partícula debe incrementarse.

Además, las características locales de los depósitos de suelo pueden influir en la extensión que alcanzará la amplificación del movimiento que ocurrirá cuando la impedancia específica es constante.

En el ejemplo de aplicación del capítulo 6 se analizará la influencia de las condiciones locales del sitio mediante análisis teóricos de respuesta de sitio con condiciones idealizadas.

5.5.2. Evidencia a partir de funciones de amplificación medidas

La fuerte amplificación en las frecuencias naturales de los depósitos de suelo puede calcularse mediante funciones de amplificación generadas a partir de la interpretación de los registros de movimientos fuertes en la superficie y profundidad de los depósitos de suelo.

En la Figura 5.4 se muestra la importancia de las condiciones locales de sitio en la respuesta sísmica; el sitio tiene una estratificación con velocidades de onda cortante relativamente uniforme, consecuentemente, la dependencia de la función de amplificación con la frecuencia es cualitativamente similar a lo predicho por el análisis de respuesta de sitio simple. Para sitios con condiciones de subsuelo más complicadas y sismos más fuertes en los que la no-linealidad del suelo puede ser significativa, disminuye la precisión para predecir los picos y valles en las funciones de amplificación a partir del análisis de respuesta de sitio simple.

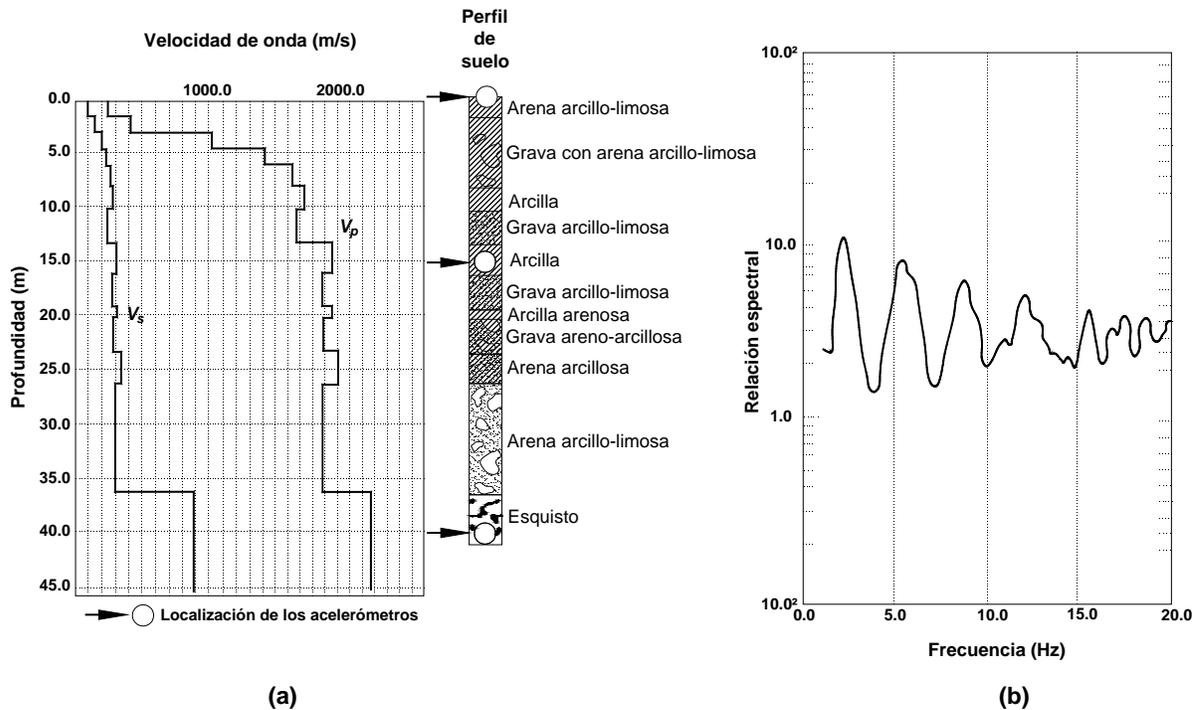


Figura 5.4. (a) Perfil del subsuelo en la estación Richmond (Johnson & Silva, 1981). (b) funciones de amplificación superficie-macizo rocoso a partir de la respuesta medida durante el sismo de Briones Hills ($ML=4.3$) (Silva, 1988). El espectro de Fourier fue suavizado 1-Hz previo al cálculo de la relación espectral (Kramer, 1996).

5.5.3. Evidencia a partir de movimientos medidos en la superficie

El sismo del 19 de Septiembre de 1985 en Michoacán con $M_s=8.1$ causó daños moderados en la vecindad de su epicentro, sin embargo en la ciudad de México, localizada a 350 km del epicentro se sufrieron daños severos. Los estudios de los registros de distintos sitios de la Ciudad de México mostraron la importante relación entre las condiciones locales del subsuelo

y el daño causado por el sismo, lo que llevó a un mejor entendimiento de la respuesta cíclica de las arcillas plásticas (e.g., Dobry y Vucetic, 1987).

A pesar que el sismo de Michoacán fue de magnitud considerable, la distancia entre su epicentro y la Ciudad de México ocasionó aceleraciones de 0.03g a 0.04g en la estación sismográfica de la UNAM. En contraste, las aceleraciones pico registradas en la zona de lago (sitos SCT y CDA) fueron hasta 5 veces más grandes que aquellas registradas en el sitio de la UNAM. Los contenidos de frecuencia de los registros en SCT y CDA también eran muy diferentes a los del registro en el sitio UNAM; el periodo dominante fue de aproximadamente 2 segundos en el sitio SCT y un poco mayor en CDA. En la Figura 5.5 se presenta el espectro de respuesta (Romo y Seed, 1986) y se puede observar el pronunciado efecto de los suelos blandos característicos de la zona de lago en el que en periodos de aproximadamente 2 segundos, las aceleraciones espectrales del sitio SCT son casi 10 veces más grandes que las registradas en el sitio UNAM.

En el sitio SCT existe una capa de 35 a 40 m de arcilla blanda con una velocidad de onda de corte promedio de 75 m/s, por lo que el periodo característico del sitio es de 2 segundos aproximadamente, lo que es consistente con el pico en el espectro de respuesta del sitio (Figura 5.5).

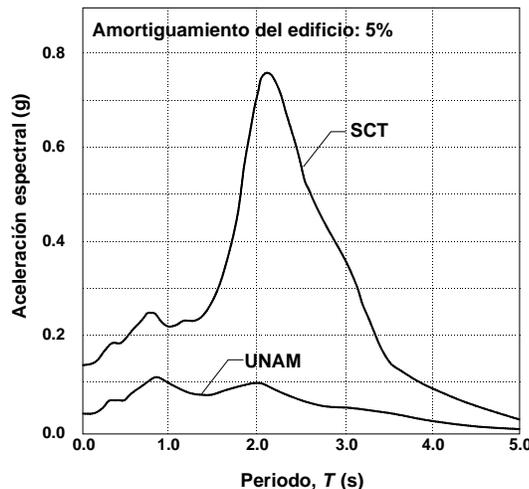


Figura 5.5. Espectro de respuesta calculado a partir de los registros en los sitios UNAM y SCT (Romo y Seed, 1986).

El mayor daño causado por el sismo ocurrió en la zona de lago, donde los periodos característicos de los sitios se estimaron entre 1.9 y 2.8 segundos. Se sabe que los edificios que resultaron más dañados fueron aquellos con periodos fundamentales similares al periodo característico del sitio, por lo que al parecer las estructuras estuvieron sometidas a ciclos de fuerzas dinámicas en periodos cercanos a sus periodos fundamentales; esta doble resonancia (la amplificación del movimiento del macizo rocoso por los depósitos de suelo y la amplificación de los movimientos en los depósitos de suelo por las estructuras) en conjunto con un diseño estructural y construcción deficientes fueron la causa de la devastación ocurrida (Romo y Seed, 1986).

6. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

6.1. Comparación de Métodos para la Construcción de un Espectro de Diseño Sísmico

Con base en el trabajo realizado por Jaime *et al.* (2012) se analizó un predio ubicado al sur de la Ciudad de México, dentro de la Zona II, de Transición muy próxima a los límites con la Zona I, de Lomas. En la Figura 6.1 se presenta la localización del predio respecto a la zonificación geotécnica del Valle de México (RCDF, 2004). El predio se encuentra en una zona con intercalaciones de arcilla y limos arenosos, donde los suelos compresibles rara vez exceden los 20 m de profundidad.

A diferencia del trabajo realizado por Jaime *et al.* (2012), en este caso se emplearon sólo 13 registros sísmicos (Tabla 6.1) de estaciones acelerográficas localizadas en el área de interés (Instituto de Ingeniería-Laboratorio de Instrumentación Sísmica, SISMEC Ciudad Universitaria, CENAPRED). Todas las estaciones acelerográficas se encuentran sobre roca basáltica, lo que en cierto modo garantiza que los registros medidos en este sitio son adecuados para la obtención del sismo de diseño en el sitio estudiado.

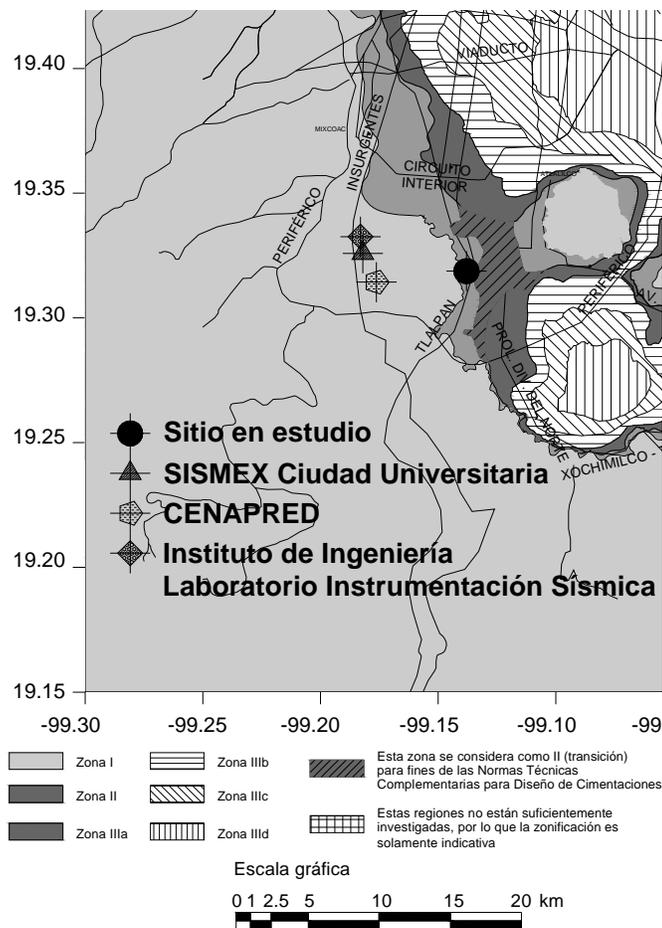


Figura 6.1. Zonificación del Distrito Federal según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004).

Tabla 6.1. Registros empleados en el desarrollo del sismo de diseño, tomados de las estaciones: SISMEX Ciudad Universitaria, CENAPRED e Instituto de Ingeniería (Laboratorio de Instrumentación Sísmica).

Evento	Magnitud del sismo
14/Marzo/1979	7.00 ^(A)
14/Marzo/1979	7.00 ^(A)
24/Octubre/1980	7.00 ^(B)
25/Octubre/1981	7.30 ^(C)
19/Septiembre/1985	8.10 ^{(B)(C)}
19/Septiembre/1985	8.10 ^{(B)(C)}
24/Octubre/1993	6.60 ^(C)
15/Julio/1996	6.50 ^(C)
15/Julio/1996	6.50 ^(C)
15/Junio/1999	6.50 ^(C)
25/Febrero/2011	6.00 ^(*)
11/Diciembre/2011	6.50 ^(*)
11/Abril/2012	6.40 ^(*)

^(A) Mb = Magnitud por ondas de cuerpo.

^(B) Mc = Magnitud por Coda o duración.

^(C) Ms = Magnitud por ondas de superficie.

^(*) M = Magnitud por momento sísmico.

Para la localización del sitio de estudio se empleó el programa PRODISIS (CFE, 2008). Esto se hizo en función de las coordenadas geográficas y de la importancia estructural (B, A y A+), en este caso se consideró una estructura tipo B. A partir de los registros sísmicos, se hizo una corrección por línea base con el programa POLBASE (corrección polinomial de octavo orden) de los acelerogramas, posteriormente se obtuvieron los espectros de respuesta normalizados de las dos componentes ortogonales horizontales (norte-sur y este-oeste) con el programa computacional DEGTRA A4. A continuación se normalizaron los espectros de respuesta con la finalidad de eliminar el factor de intensidad y se determinaron los espectros de respuesta de la media y de la media + una desviación estándar (Figura 6.2).

Siguiendo las metodologías descritas en el capítulo 4, se determinaron los espectros de diseño para el sitio en estudio según los lineamientos del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2004) y el Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC) de la CFE (2008) y con la finalidad de comparar dichos espectros de diseño, también se determinó una envolvente de las aceleraciones máximas de los espectros normalizados. En la Figura 6.3 se presenta una comparación entre los espectros correspondientes a la media + una desviación estándar y los espectros de diseño del RCDF y el MDOC de la CFE.

En la Figura 6.4 se presenta una comparación de los espectros de diseño generados por el RCDF (2004) y el MDOC de CFE (2008) y la envolvente de diseño para la zona de interés. Se

observa una similitud en las ordenadas espectrales determinadas con el Reglamento del DF, el manual de CFE y la envolvente de sitio determinada con registros cercanos al predio.

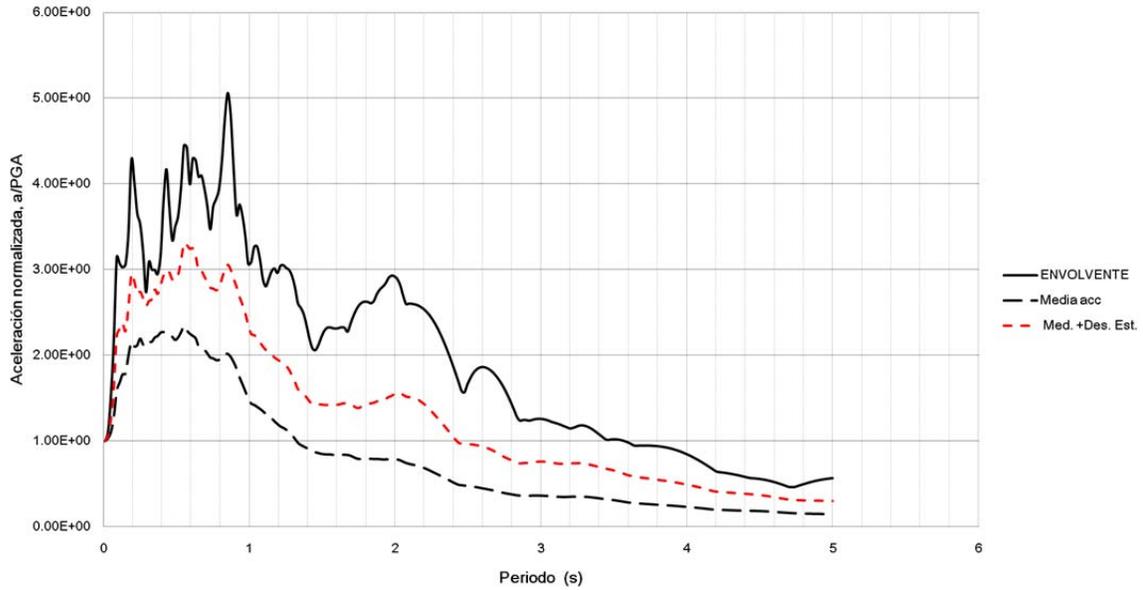


Figura 6.2. Espectros de respuesta de la envolvente de diseño, media + desviación y media (5% de amortiguamiento).

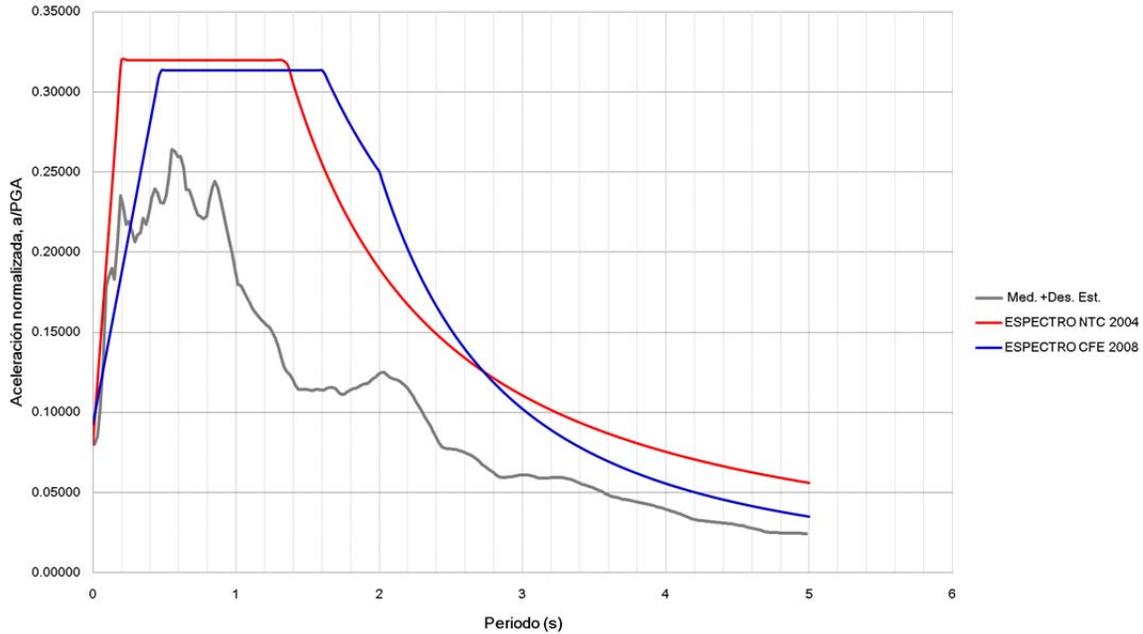


Figura 6.3. Comparación entre espectros de diseño del RCDF, Manual de CFE y la media + desviación estándar.

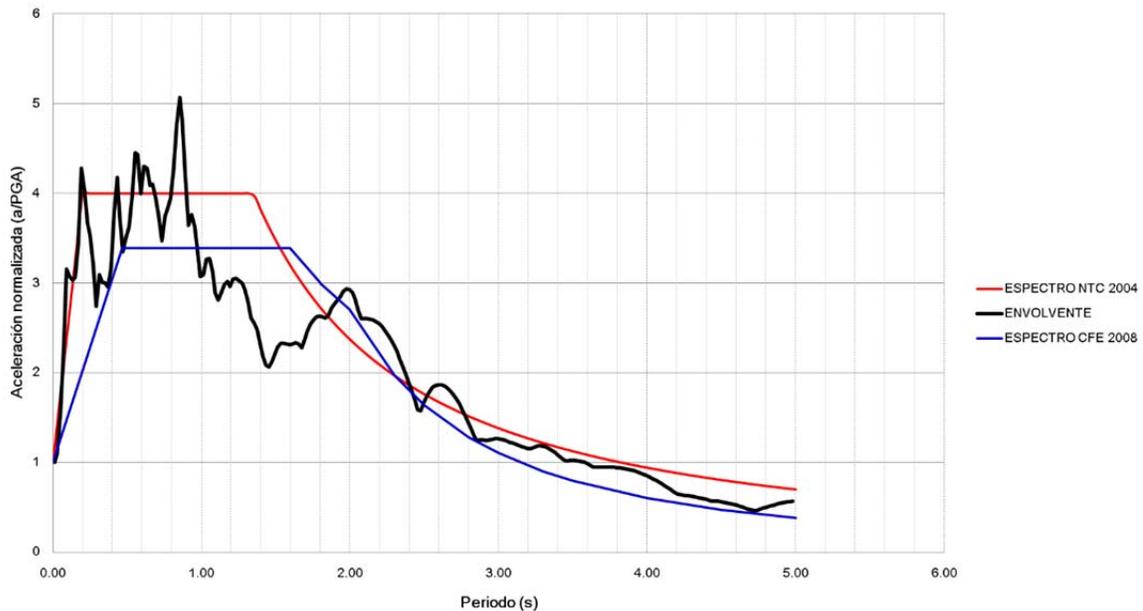


Figura 6.4. Comparación entre espectros de diseño del RCDF, Manual de CFE y la envolvente.

Los resultados obtenidos son muy similares a los obtenidos por Jaime *et al.* (2012) a pesar de que en este caso se emplearon aproximadamente la mitad de los registros, lo que permite concluir que el número de registros utilizados para la construcción de espectros de respuesta no es un factor determinante.

En cuanto a los procedimientos, la construcción del espectro de respuesta del RCDF es muy sencilla y práctica, sin embargo, en la clasificación del terreno, no es suficiente el conocimiento de la estratigrafía sino que es necesario tomar en cuenta otros parámetros como la velocidad de ondas de corte, el módulo de rigidez, densidad, la relación de amortiguamiento, entre otros.

Por su parte el procedimiento propuesto en el manual de la CFE es un poco más complejo y debe resaltarse que en este caso se requiere de más datos y del empleo del programa de cómputo PRODISIS. En este procedimiento se emplean factores dependientes del sitio, es decir, se toman en cuenta las características específicas de la estratigrafía del sitio, como la velocidad de onda de corte, el peso volumétrico y el espesor de los suelos.

Sin duda, la construcción de la envolvente de espectros de sitio es un proceso mucho más laborioso, requiere el perfil estratigráfico del terreno y datos como la velocidad de onda de corte de los suelos y el periodo dominante del suelo en el sitio, pero es precisamente esto lo que lo hace que el procedimiento sea más preciso que los otros dos.

6.2. Análisis de Respuesta de Sitio en Campo Libre

Se sabe que el movimiento del terreno en sitios de suelo blando es muy diferente al que ocurre en suelos firmes debido a la amplificación dinámica que sufren las ondas sísmicas al

propagarse a través de medios deformables, además de la influencia de las irregularidades topográficas y geológicas que también producen amplificaciones y atenuaciones en el movimiento del terreno.

Con base en lo descrito en el capítulo 5, se presenta un análisis bidimensional pseudoestático mediante la aplicación QUAKE/W del programa de elemento finito GeoStudio (2004) para la respuesta de sitio en campo libre, además se presenta un análisis bidimensional pseudoestático y dinámico mediante el programa de diferencias finitas FLAC (Itasca, 2005).

Inicialmente, a partir de los datos de sondeos y propiedades estáticas, mediante correlaciones se determinaron las propiedades dinámicas y se definió un perfil estratigráfico idealizado (Tabla 6.2).

Tabla 6.2. Propiedades dinámicas y estratigrafía del depósito de suelo analizado con el programa de elemento finito.

Perfil idealizado	Profundidad		Espesor	γ kN/m ³	V_s m/s	ρ kN/m ³	G kN/m ²	K kN/m ²	E kN/m ²	λ (%)
	De	A								
Estrato 1	0	21.10	21.10	12.05	43.81	1.23	4253.93	41121.32	12336.40	5.00
Estrato 2	21.10	33.30	12.20	12.93	65.57	1.32	10283.81	99410.17	29823.05	5.00
Estrato 3	33.30	50.00	16.70	15.16	287.95	1.54	156772.28	1515465.34	454639.60	5.00

Tabla 6.3. Propiedades dinámicas y estratigrafía del depósito de suelo analizado con el caso 4 con un programa de elemento finito.

Perfil idealizado	Profundidad		Espesor	γ kN/m ³	V_s m/s	ρ kN/m ³	G kN/m ²	K kN/m ²	E kN/m ²	λ (%)
	De	A								
Estrato con propiedades promedio (CASO 4)	0	50.00	50.00	13.30	130.66	1.36	56666.35	547774.70	164332.41	5.00

Para fines prácticos, en este ejemplo se consideró una estratificación horizontal en el depósito de suelo, por lo que fue necesario llevar a cabo un análisis de propagación de ondas unidimensional que reprodujera la respuesta del terreno, dando como movimiento de entrada un sismo sintético previamente generado a partir de la envolvente de espectros de sitio del ejemplo anterior (Figura 6.4), y se grabó la historia de aceleraciones resultado de la deconvolución del mismo en la base del depósito de suelo, para esto se empleó el programa SHAKE (Schnabel *et al.* 1972) en el dominio de la frecuencia, con el que se determinaron las

propiedades equivalentes apropiadas y el registro de aceleraciones en la base del depósito de suelo.

Para analizar la respuesta en campo libre del depósito de suelo, se aplicó el sismo semilla mostrado en la Figura 6.5, generado a partir de registros sísmicos de estaciones acelerográficas localizadas en la zona de transición, al sur de la ciudad de México, con base en la metodología propuesta por Lilhanand y Tseng (1988), que posteriormente fue modificada e implementada por Abrahamson (1993) en el programa “Spectral Matching Program”. Este programa modifica una historia de aceleraciones en el dominio del tiempo a fin de hacerla compatible con un espectro de referencia dado; en este caso se empleó el espectro correspondiente a la envolvente generada previamente (figs 6.2 y 6.4).

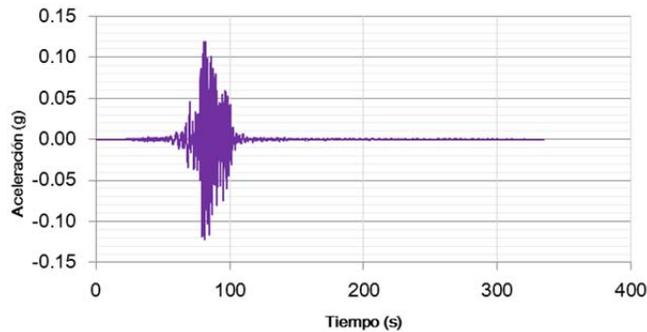


Figura 6.5. Sismo semilla a partir del espectro de la envolvente de diseño para la zona de interés.

Debido a que se trata de un caso idealizado, se emplearon las curvas de reducción de módulo de rigidez normalizado y amortiguamiento en función del índice de plasticidad propuestas por Jaime (1987), mostradas en la Figura 6.6.

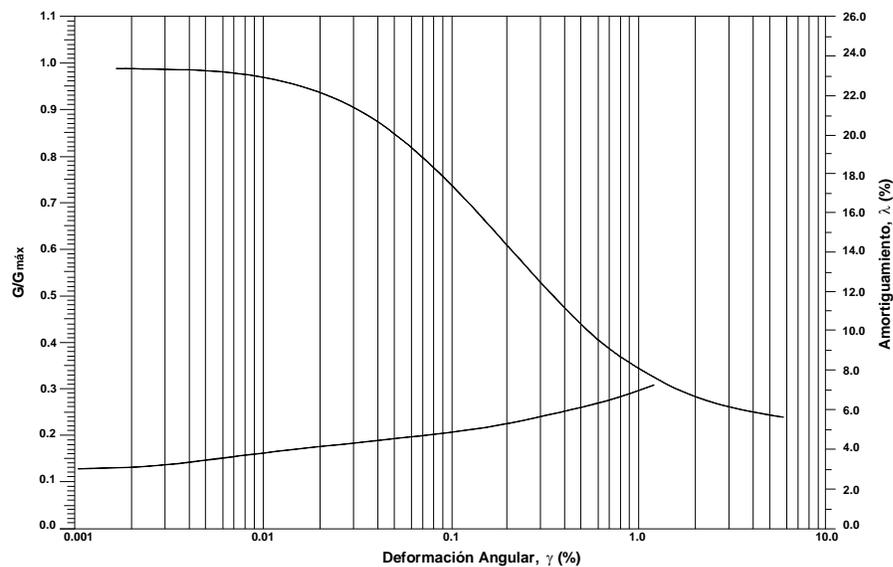


Figura 6.6. Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento para el suelo de la ciudad de México (Jaime, 1987).

Con las propiedades dinámicas propuestas inicialmente e incluyendo curvas de degradación del módulo de rigidez y amortiguamiento (Figura 6.6), empleando el programa de elemento finito GeoStudio 2004 se modelaron 9 casos, en los que se varió el número de estratos, las propiedades de cada estrato (caso 1 al 4); específicamente para los casos 5 al 9 se consideró un depósito homogéneo (como el empleado en el caso 3) y se modificaron únicamente las dimensiones del depósito en el sentido horizontal (casos 5, 6 y 7) y en el sentido vertical (caso 8 y 9).

Además, se comparó el acelerograma y el espectro de respuesta en la superficie del depósito con las características del caso 1, para esto se empleó el programa de análisis unidimensional SHAKE y los programas de análisis bidimensional de elemento finito GeoStudio y de diferencias finitas FLAC. A continuación se presentan cada uno de los casos analizados con su respectivo espectro de respuesta.

- *CASO 1*

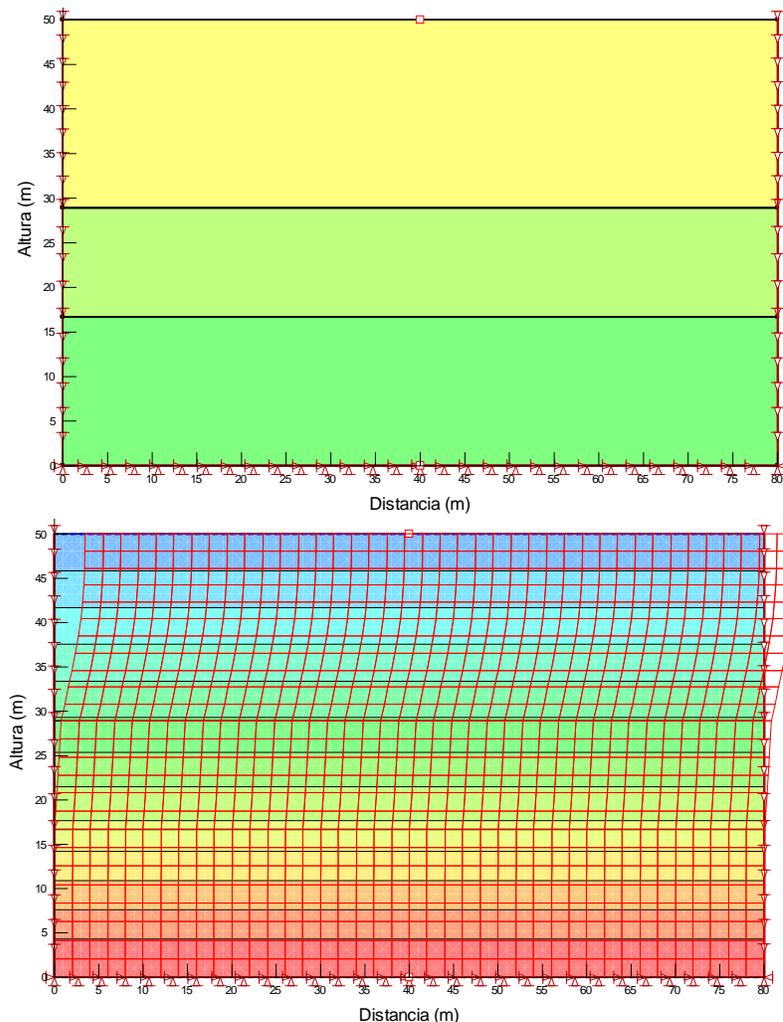


Figura 6.7. Condiciones iniciales y malla deformada del depósito de suelo después del sismo para el caso 1.

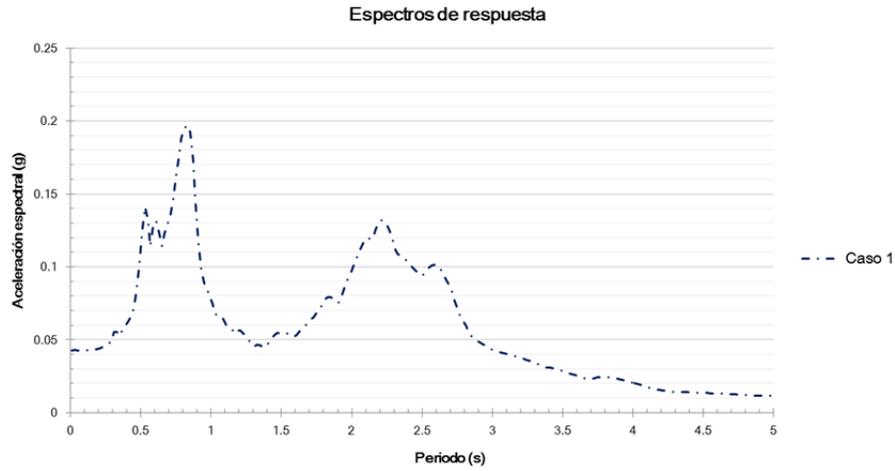


Figura 6.8. Espectro de respuesta correspondiente al depósito de suelo del caso 1.

- CASO 2

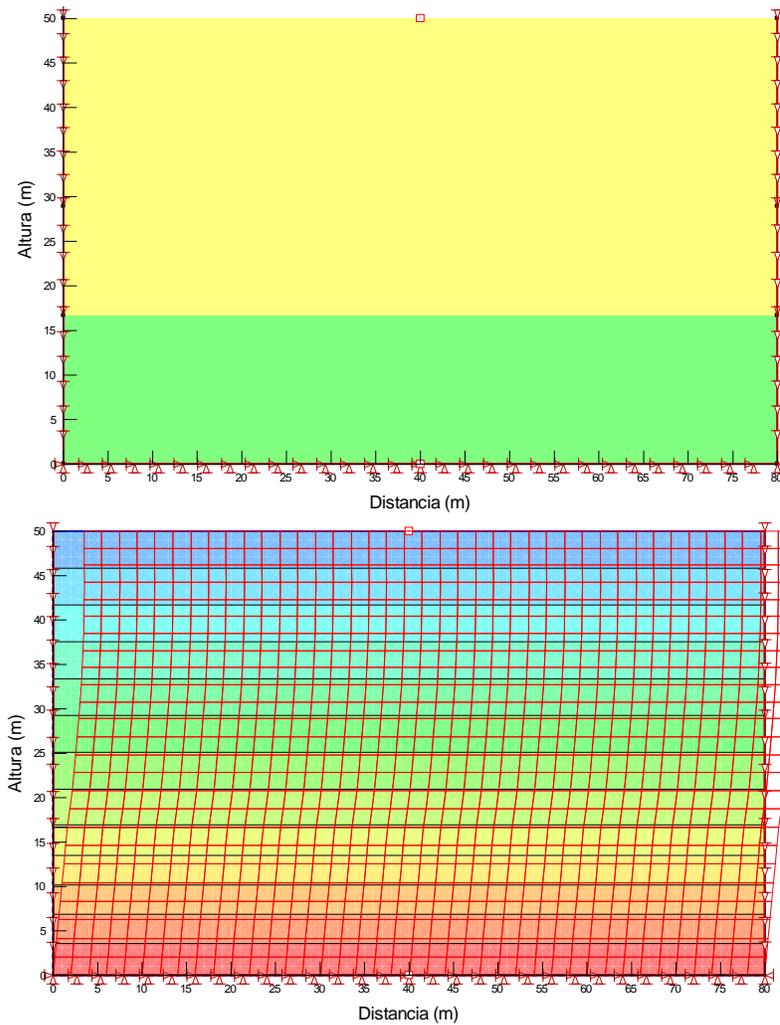


Figura 6.9. Condiciones iniciales y malla deformada del depósito de suelo después del sismo para el caso 2.

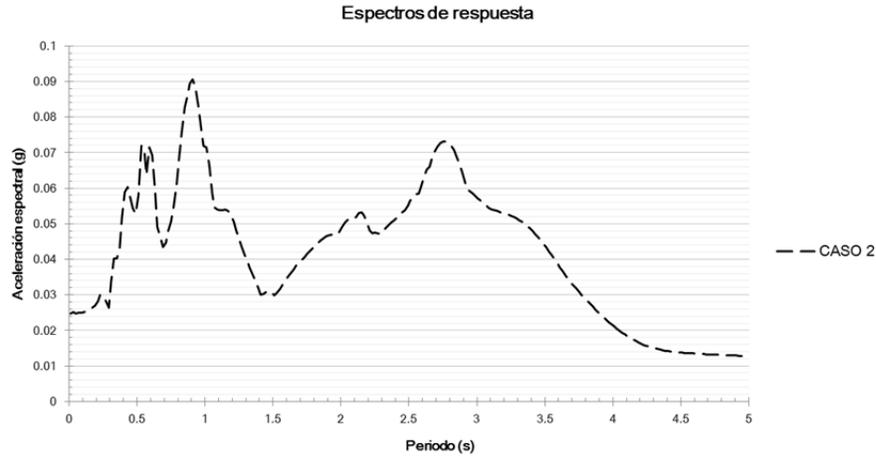


Figura 6.10. Espectro de respuesta correspondiente al depósito de suelo del caso 2.

- CASO 3

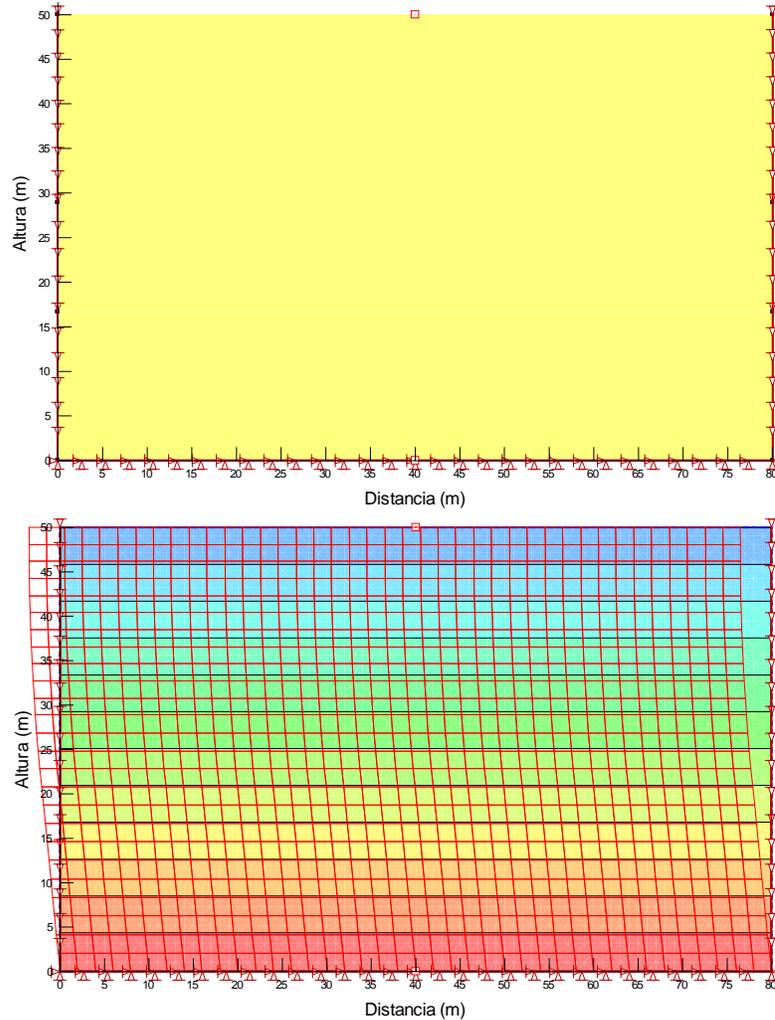


Figura 6.11. Condiciones iniciales y malla deformada del depósito de suelo después del sismo para el caso 3.

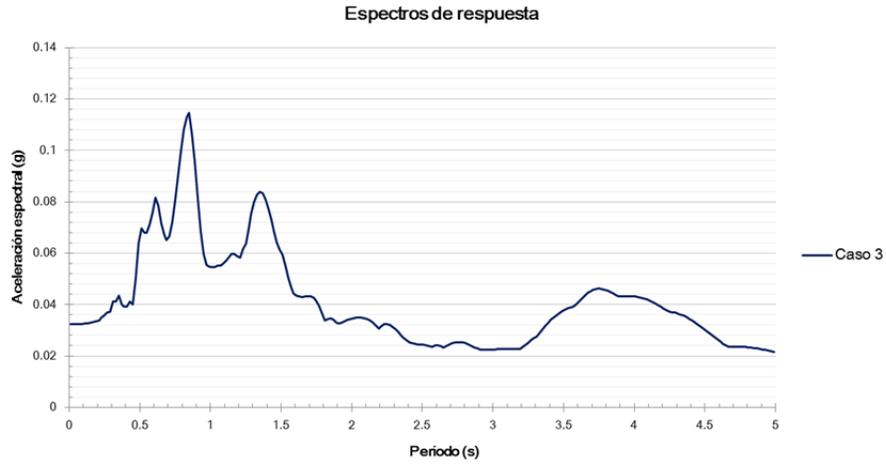


Figura 6.12. Espectro de respuesta correspondiente al depósito de suelo del caso 3.

- CASO 4

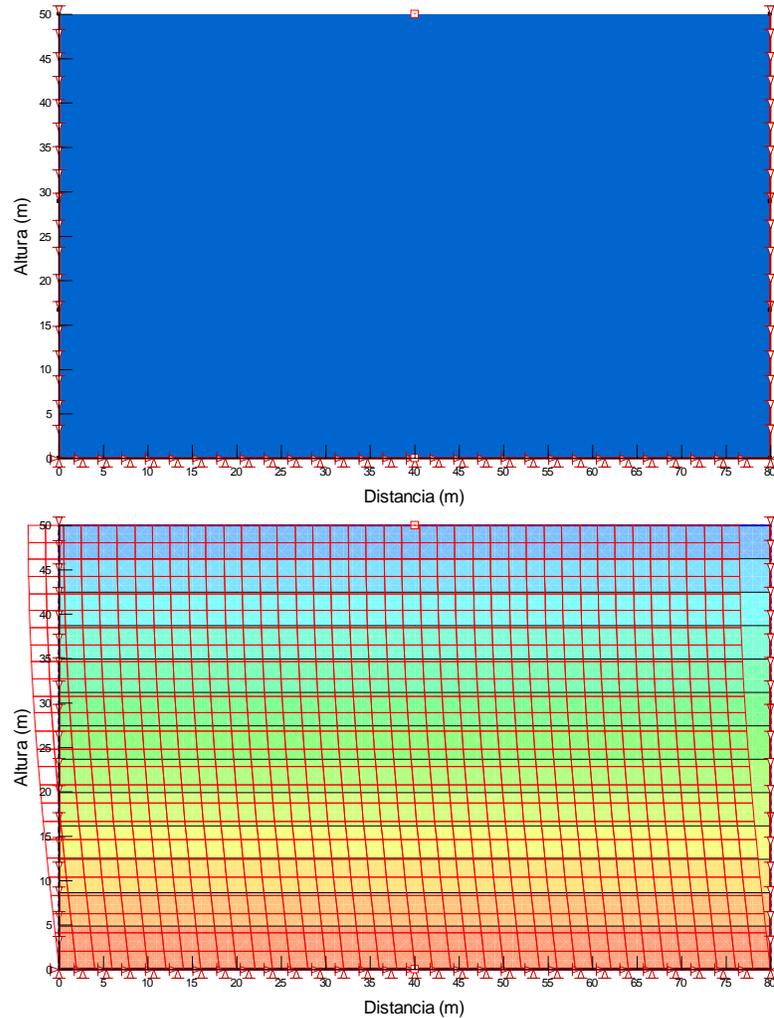


Figura 6.13. Condiciones iniciales y malla deformada del depósito de suelo después del sismo para el caso 4.

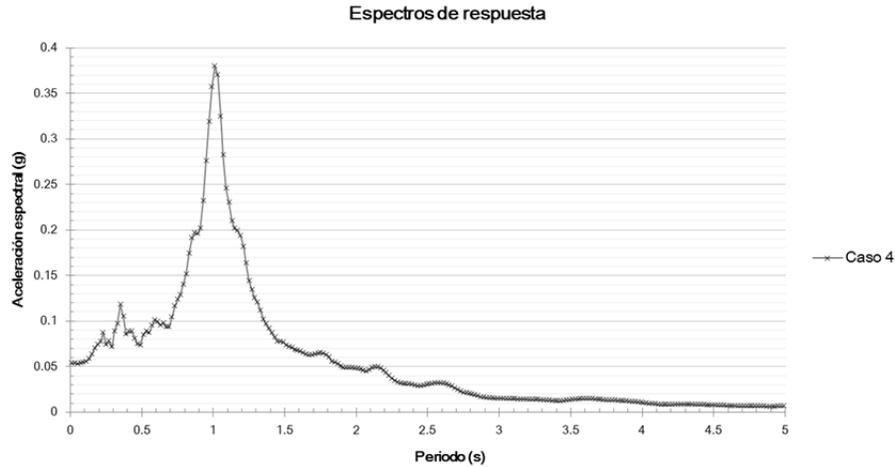


Figura 6.14. Espectro de respuesta correspondiente al depósito de suelo del caso 4.

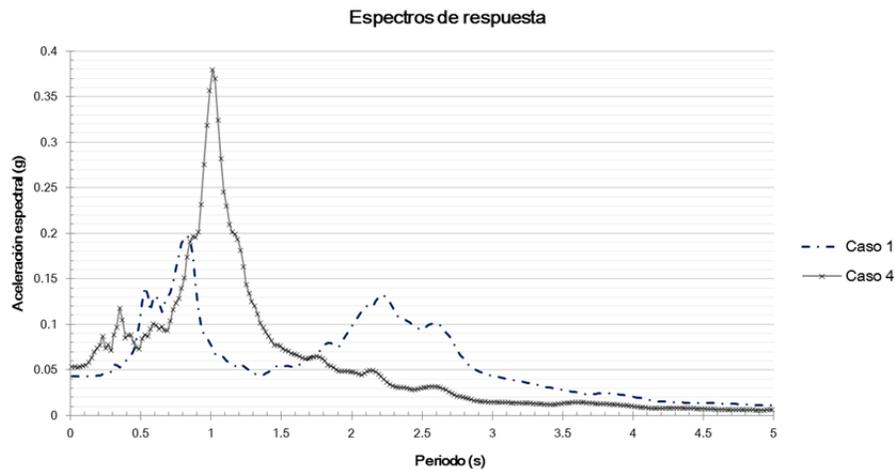


Figura 6.15. Comparación de los espectros de respuesta de los casos 1 y 4.

Tabla 6.4. Resumen de resultados obtenidos en el análisis en campo libre del depósito de suelo con el programa de elemento finito.

CASO	ACELERACIÓN ESPECTRAL MÁXIMA (g)	PERIODO (s)
1	0.197	0.83
4	0.380	1.01

En la Figura 6.15 se presentan espectros de respuesta para el caso 1 en el que se conoce la estratigrafía del depósito de suelo y el caso 4 en el que se presenta un solo estrato cuyas propiedades son el promedio pesado de las propiedades de cada estrato del depósito de suelo. De acuerdo con esto, en el caso 4 se obtiene una aceleración espectral 1.93 veces mayor a la

del caso 1. Además, en el caso 4, el periodo característico correspondiente a la mayor aceleración espectral registrada se recorre a la derecha 0.18 segundos.

Tabla 6.5. Resumen de resultados obtenidos en el análisis en campo libre del depósito de suelo con el programa de elemento finito.

CASO	ACELERACIÓN ESPECTRAL MÁXIMA (g)	PERIODO (s)
1	0.197	0.83
2	0.091	0.91
3	0.115	0.85
4	0.380	1.01

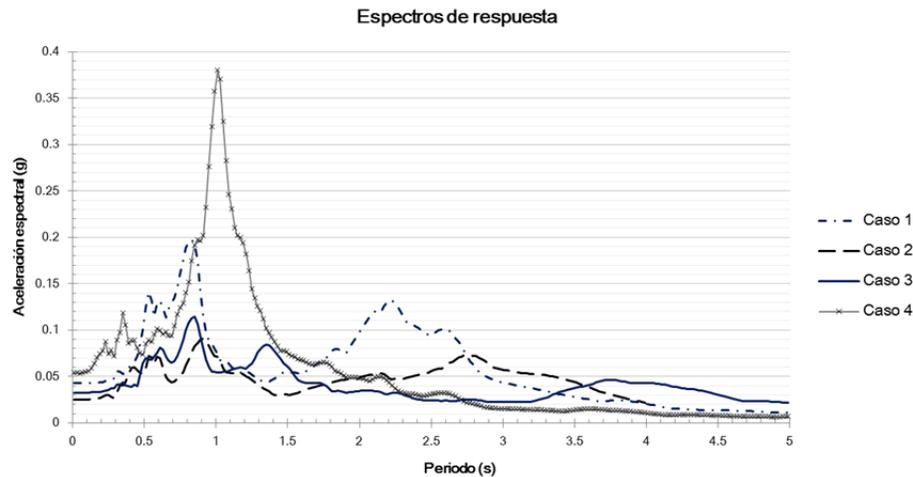


Figura 6.16. Comparación de los espectros de respuesta de los casos 1 al 4.

De acuerdo con lo anterior, conocer la estratificación de un depósito de suelo es de gran importancia, pues se obtienen resultados mucho más precisos, además los periodos característicos del suelo se ven considerablemente afectados. Si se toman datos promediados se corre el riesgo de sobreestimar las aceleraciones esperadas, además, como se observa en la Figura 6.15 y la Figura 6.16, la forma del espectro de respuesta se modificó considerablemente, atenuando las aceleraciones que pueden ser de importancia cerca de los periodos comprendidos entre 1 y 3 segundos.

- CASO 5

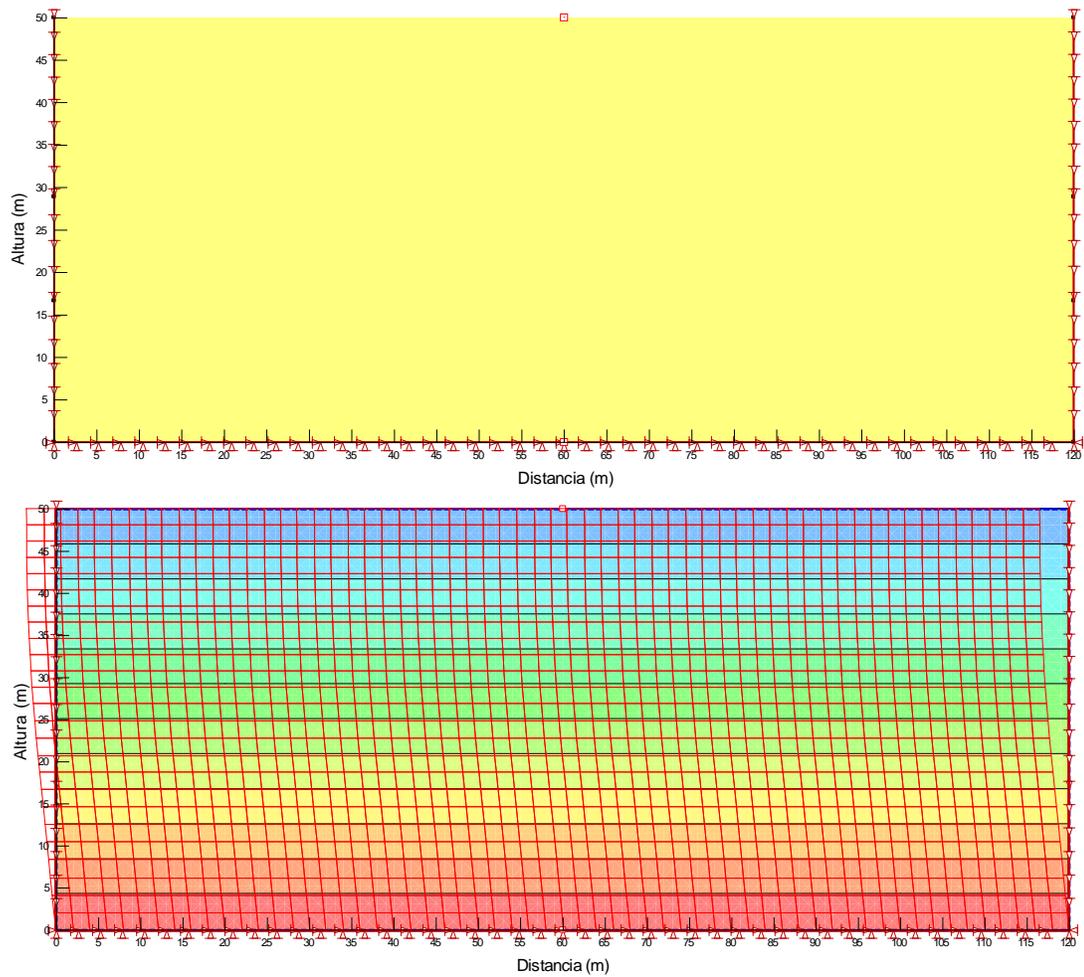


Figura 6.17. Condiciones iniciales y malla deformada del depósito de suelo después del sismo para el caso 5.

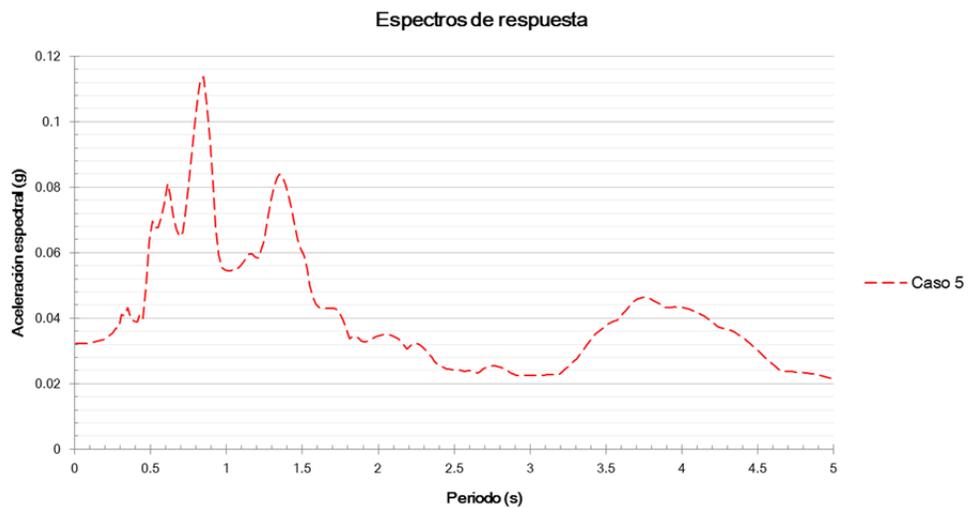


Figura 6.18. Espectro de respuesta correspondiente al depósito de suelo del caso 5.

• CASO 6

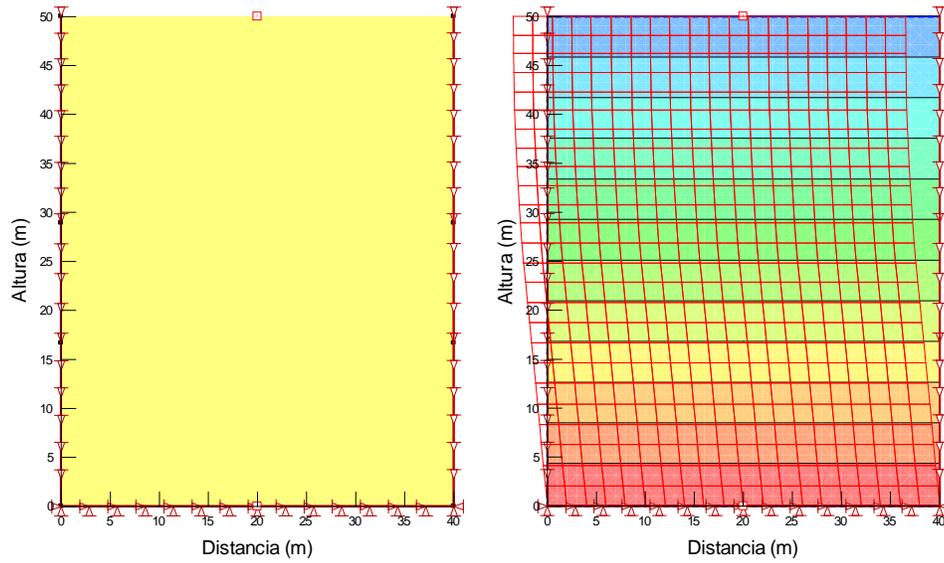


Figura 6.19. Condiciones iniciales y malla deformada del depósito de suelo después del sismo para el caso 6.

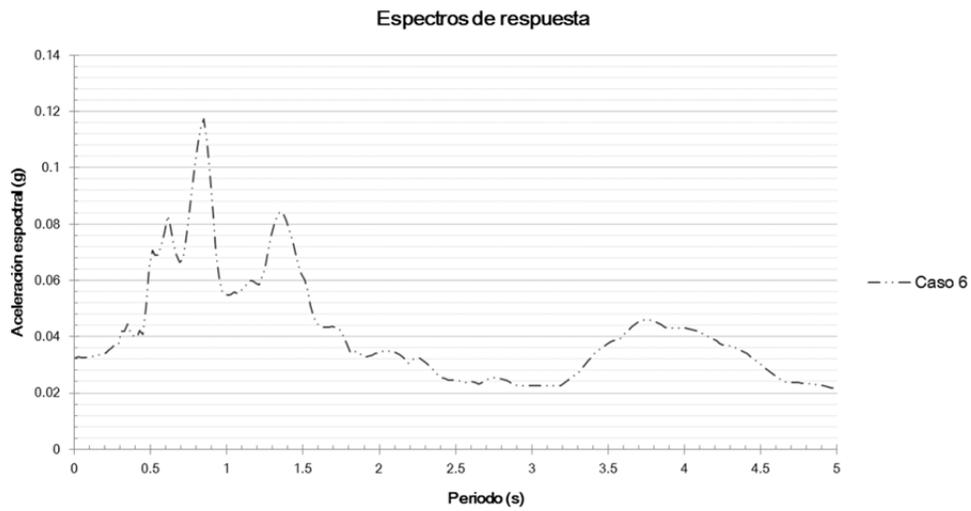


Figura 6.20. Espectro de respuesta correspondiente al depósito de suelo del caso 6.

- CASO 7

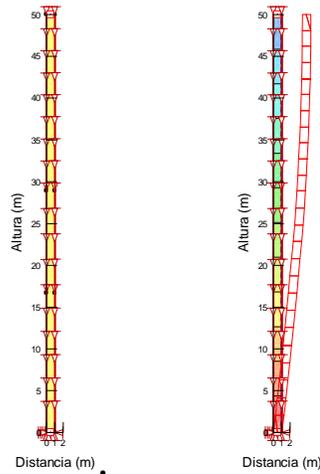


Figura 6.21. Condiciones iniciales y malla deformada del depósito de suelo después del sismo para el caso 7.

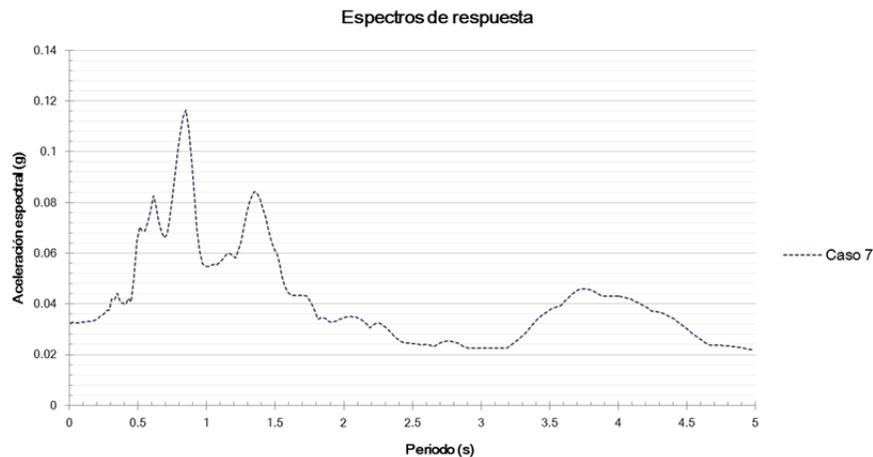


Figura 6.22. Espectro de respuesta correspondiente al depósito de suelo del caso 7.

En la Figura 6.23 se presentan los espectros de respuesta para 4 diferentes condiciones del depósito de suelo (casos 3, 5, 6 y 7). En esta comparación, sólo se varió la extensión del depósito de suelo en el sentido horizontal, y tal como se observa, los espectros de respuesta son casi idénticos, la máxima variación es de 0.0027 g del caso 6 respecto al caso 3 (

Tabla 6.6). Los periodos característicos no se vieron afectados.

Tabla 6.6. Resumen de resultados obtenidos en el análisis en campo libre del depósito de suelo con el programa de elemento finito.

CASO	ACELERACIÓN ESPECTRAL MÁXIMA (g)	PERIODO (s)
3	0.1145	0.85
5	0.1137	0.85
6	0.1172	0.85
7	0.1165	0.85

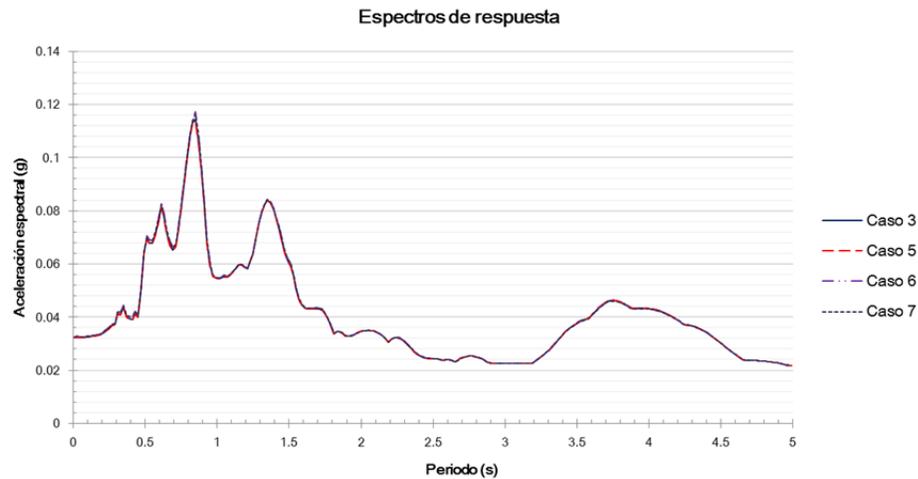


Figura 6.23. Comparación de los espectros de respuesta de los casos 3, 5, 6 y 7.

Con base en esto se puede concluir que, para el caso de análisis bidimensional con un programa de elemento finito, la influencia en la longitud horizontal del depósito de suelo es prácticamente despreciable en cuando a la amplificación de los movimientos debidos a un sismo.

- CASO 8

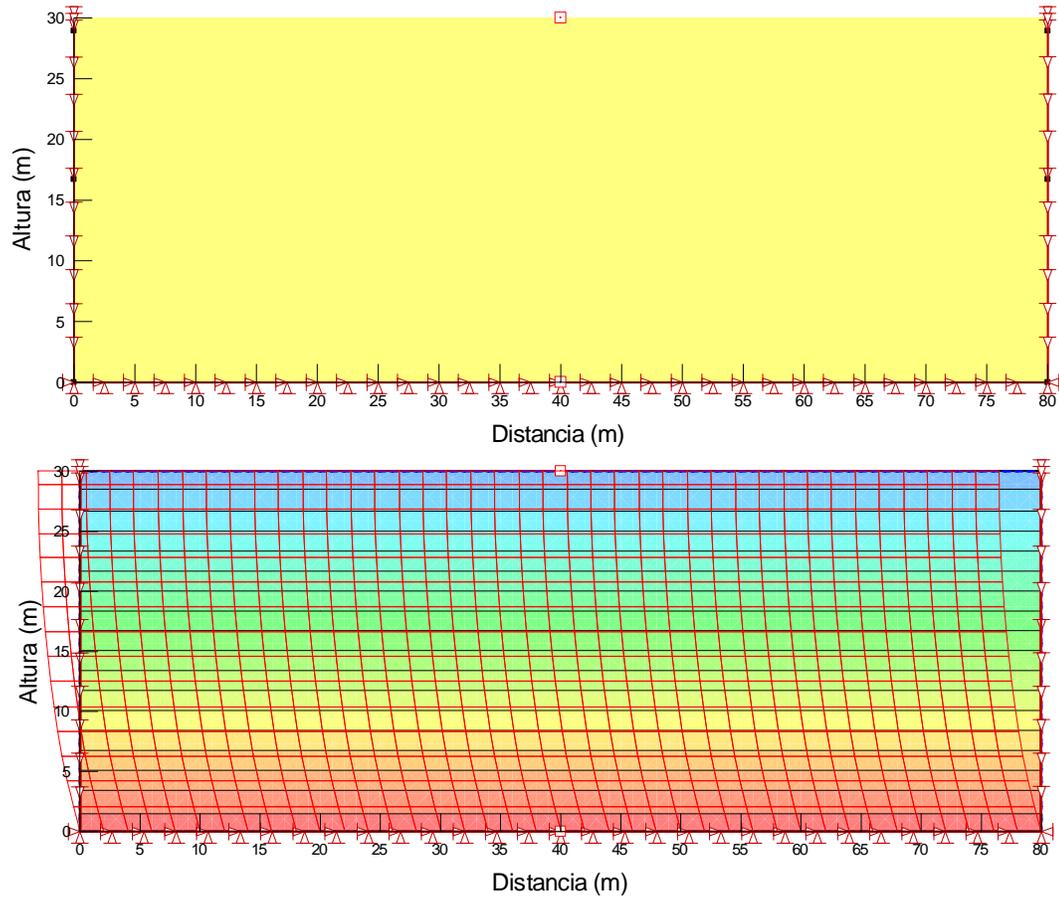


Figura 6.24. Condiciones iniciales y malla deformada del depósito de suelo después del sismo para el caso 8.

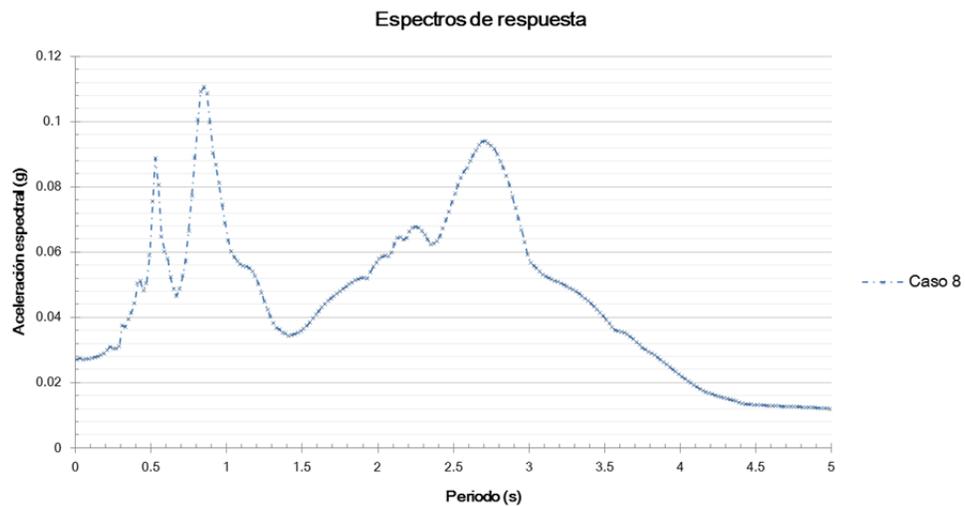


Figura 6.25. Espectro de respuesta correspondiente al depósito de suelo del caso 8.

● CASO 9

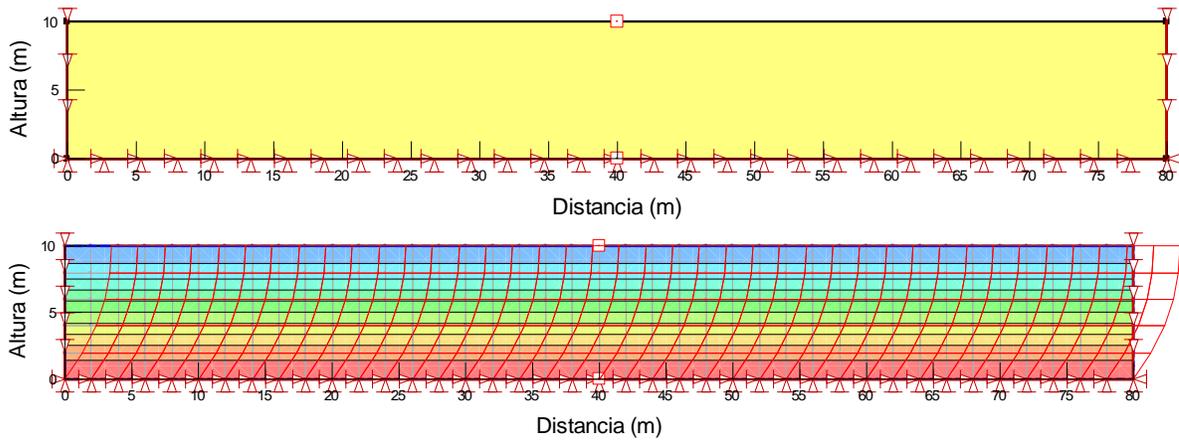


Figura 6.26. Condiciones iniciales y malla deformada del depósito de suelo después del sismo para el caso 9.

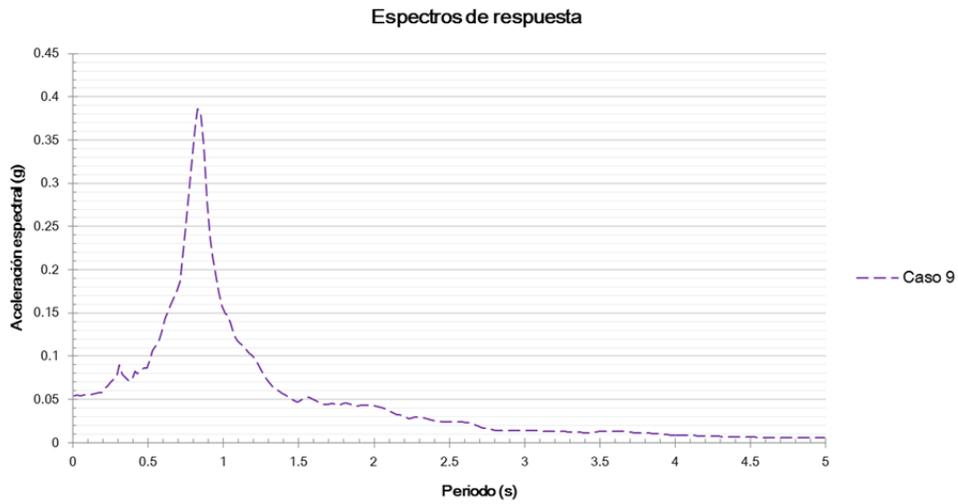


Figura 6.27. Espectro de respuesta correspondiente al depósito de suelo del caso 9.

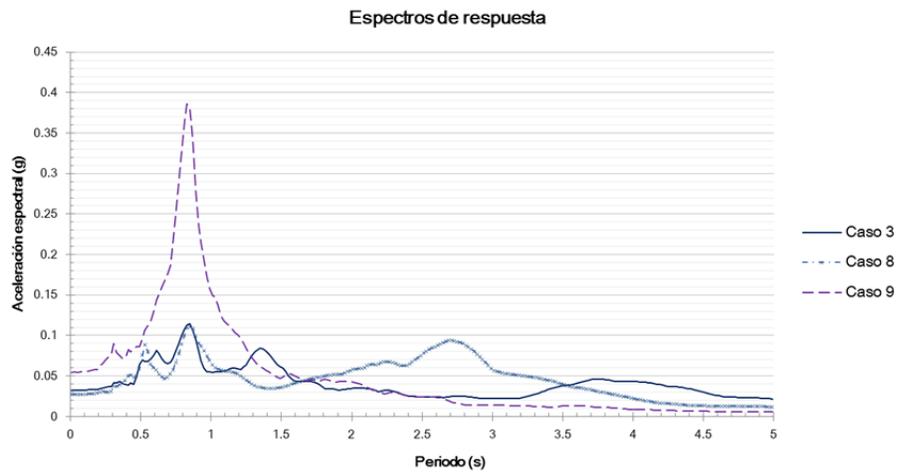


Figura 6.28. Comparación de los espectros de respuesta de los casos 3, 8 y 9.

En la Figura 6.28 se presentan espectro de respuesta para 3 diferentes condiciones del depósito de suelo. En esta ocasión, se varió la altura del depósito; se puede observar que para el depósito con menor altura (caso 9, con 10 m) se alcanzaron aceleraciones espectrales 3.37 veces más altas que aquellas obtenidas en el caso 3 en el que el depósito es 5 veces más alto. Además, se observa en la figura 6.28 que el caso 9 sólo tiene un periodo característico.

Tabla 6.7. Resumen de resultados obtenidos en el análisis en campo libre del depósito de suelo con el programa de elemento finito.

CASO	ACELERACIÓN ESPECTRAL MÁXIMA (g)	PERIODO (s)
3	0.1145	0.85
8	0.1106	0.85
9	0.3863	0.83

Para el caso 8, en el que se analizó un depósito con un espesor de 30 m (1.7 veces menor que el del caso 3), la aceleración espectral para el periodo característico de 0.85 segundos disminuyó 0.0039 g, sin embargo por lo que se muestra en la figura 6.28, para el periodo característico de 2.7 segundos en el caso 8 se presenta una aceleración espectral de 0.09 g mientras que para el mismo periodo en el caso 3, la aceleración espectral es de 0.18 g.

Lo anterior muestra la influencia del espesor del depósito de suelos blandos en la respuesta sísmica del mismo, ya que a menor espesor o altura, se comportará más rígido por lo que las aceleraciones serán mayores y el periodo fundamental del suelo puede llegar a ser menor.

- ***Análisis del caso 1 con diferentes programas de cómputo***

Adicionalmente, se analizó el depósito de suelo con las condiciones para el caso 1, cuyas propiedades y características se muestran en la Tabla 6.2 y la Figura 6.7. Para este caso, se empleó el programa de análisis unidimensional SHAKE y los programas de análisis bidimensional de elemento finito GeoStudio y de diferencias finitas FLAC.

En la Figura 6.29 se presentan las historias de aceleraciones para el modelo del caso 1, estimadas con los programas SHAKE, QUAKE y FLAC.

La Figura 6.30 muestra los espectros de respuesta en campo libre, al 5% de amortiguamiento de los registros de aceleraciones que corresponden a los presentados en la Figura 6.29 calculados en la superficie del depósito de suelo con los programas SHAKE, QUAKE y FLAC. Se observa que existe cierta similitud entre los espectros de respuesta obtenidos.

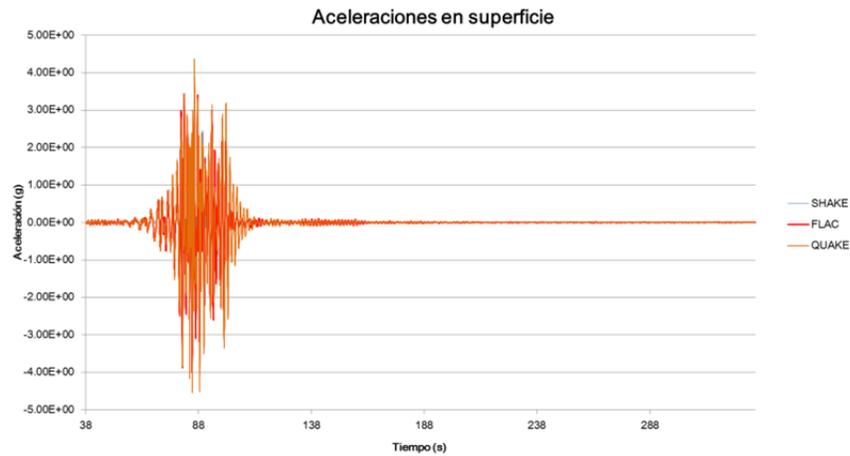


Figura 6.29. Comparación de los acelerogramas en la superficie del depósito para el caso 1, obtenidos con diferentes programas de cómputo.

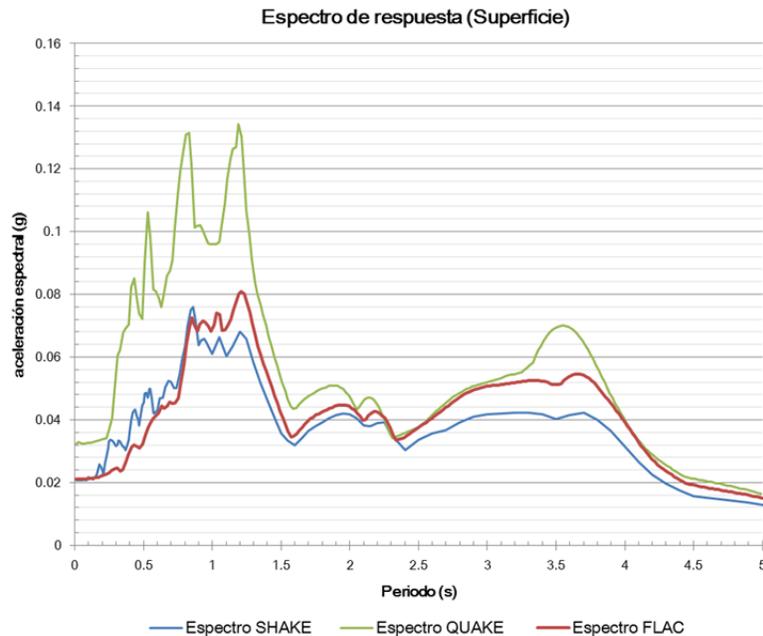


Figura 6.30. Comparación de los espectros de respuesta del caso 1, obtenidos con diferentes programas de cómputo.

De acuerdo con los datos presentados en la Tabla 6.8, existe mayor similitud en las aceleraciones máximas, y los periodos de los resultados obtenidos con el programa SHAKE (cuyo enfoque es unidimensional) y el programa de diferencias finitas FLAC. La diferencia entre los resultados se puede atribuir a los distintos enfoques y formulación propios de cada uno de los programas.

Tabla 6.8. Resumen de resultados obtenidos en el análisis en campo libre del depósito de suelo para el caso 1 con tres programas de cómputo.

PROGRAMA	ACELERACIÓN ESPECTRAL MÁXIMA (g)	PERIODO (s)
SHAKE	0.0761	0.86
FLAC	0.0809	1.19
QUAKE	0.1342	1.21

6.3. Respuesta Sísmica de una Presa en el Valle de México

A continuación se presenta el análisis de una presa de materiales graduados localizada en el Valle de México y actualmente en operación.

El alcance de este ejemplo de aplicación es elaborar el modelo geotécnico de la sección máxima de la cortina para el análisis del comportamiento dinámico.

6.3.1. Modelo geométrico de la cortina

La cortina es materiales graduados con un corazón impermeable de arcilla inclinado, con un delantal de material arcilloso aguas arriba, y con cubiertas de chapa de enrocamiento en el talud de ambos respaldos, con pendiente de 2:1(H:V) en el talud aguas arriba y 1.3:1 (H:V) en el talud aguas abajo.

Con la información disponible y los planos de diseño existentes, se determinó la geometría de la cortina, misma que se muestra en la Figura 6.31.

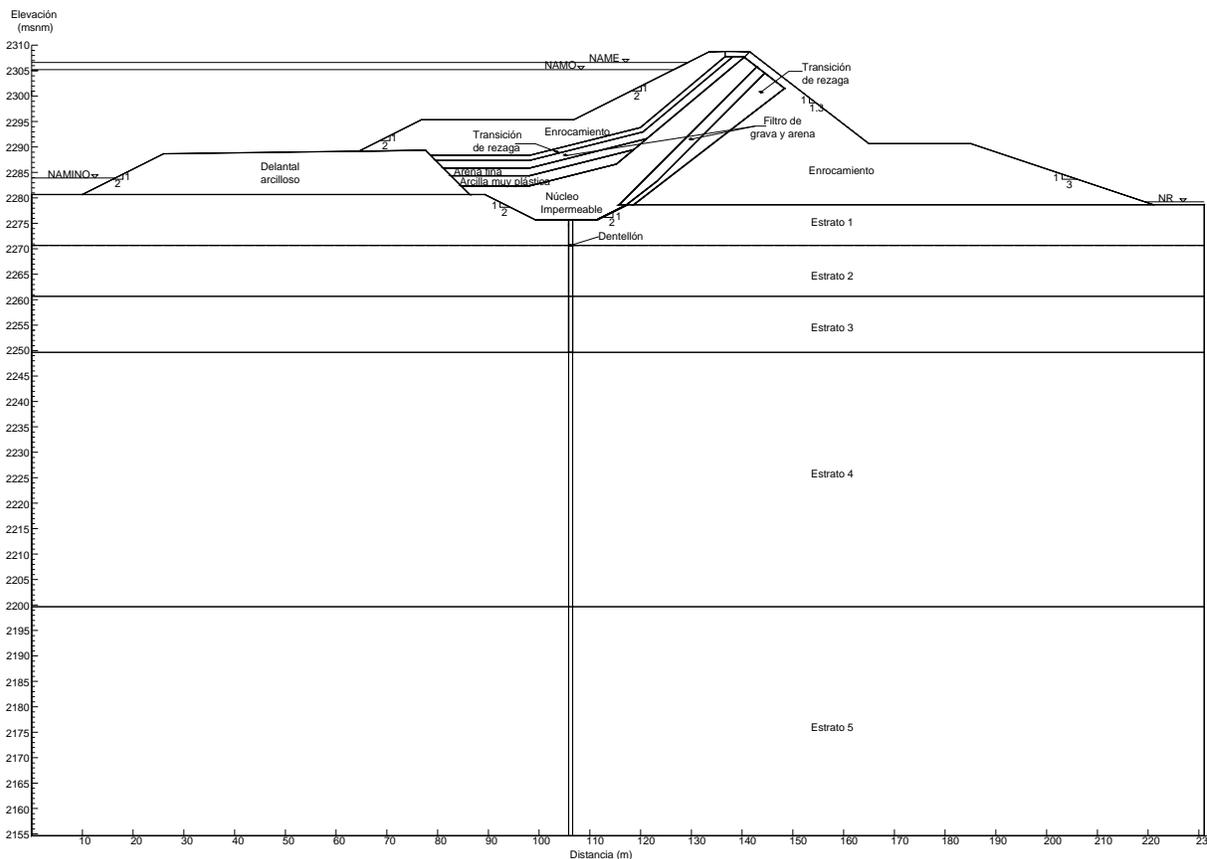


Figura 6.31. Geometría de la sección máxima de la presa.

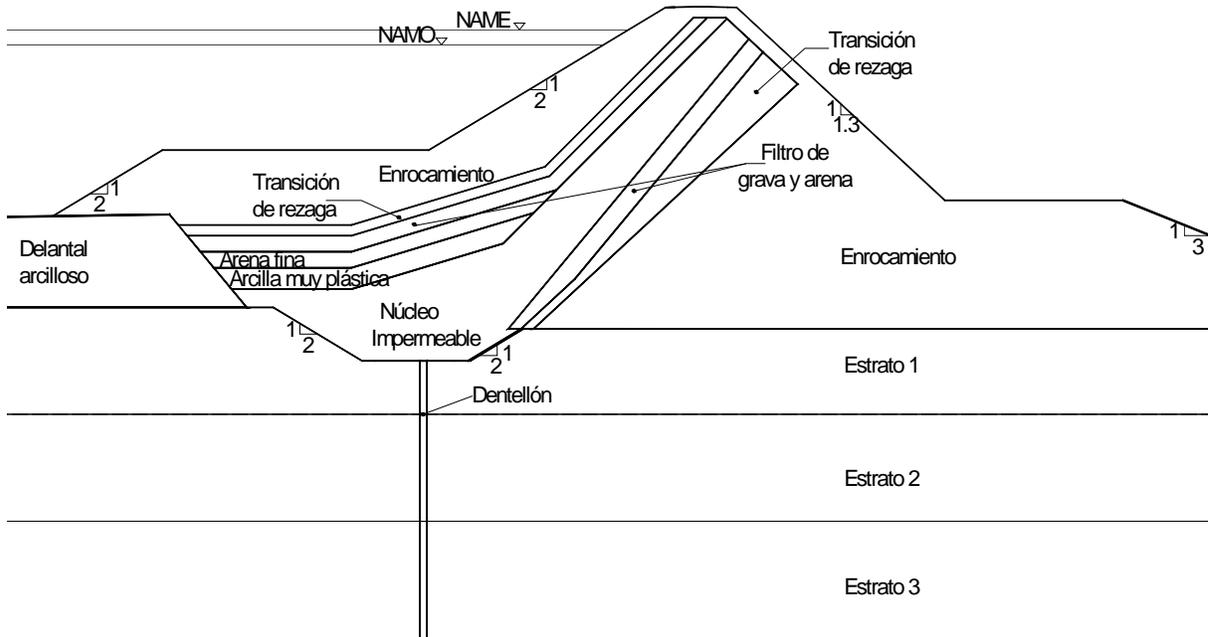


Figura 6.32. Detalle de cortina de la presa.

6.3.2. Estratigrafía y propiedades de los materiales de la cortina y contacto de suelo o roca de cimentación

De acuerdo con la información disponible de trabajos de campo y ensayos de laboratorio ejecutados en una campaña de exploración en el 2013, se realizó la interpretación geotécnica de la cortina hasta la profundidad explorada.

Con base en esa información se definió para la cortina y contacto de suelo o roca de cimentación el modelo estratigráfico que se presenta en la Figura 6.33. Los valores presentados en la Figura 6.33 corresponden a los determinados con las pruebas de compresión triaxial consolidada no drenada, tipo CU.

La descripción de la estratigrafía detectada para la cortina y su cimentación se muestra a continuación:

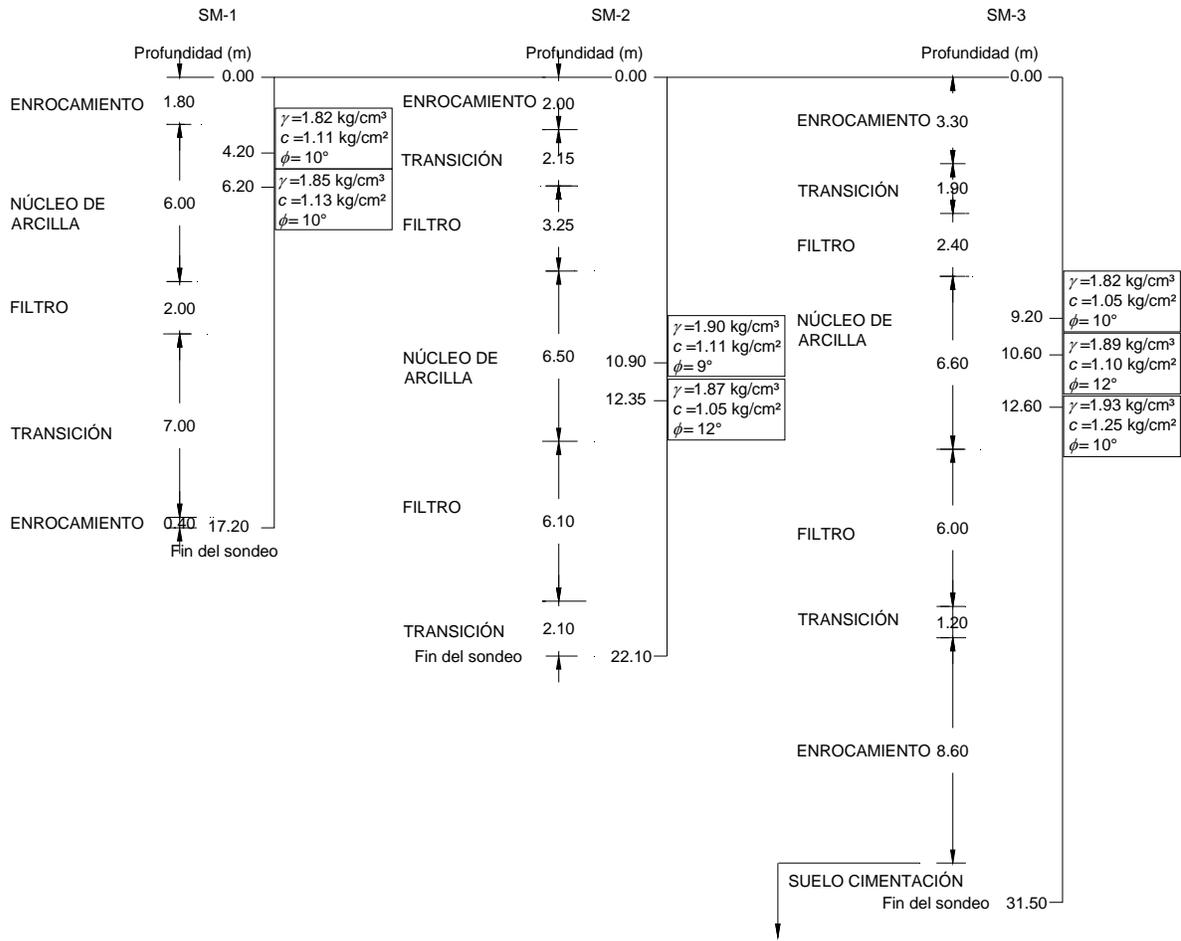


Figura 6.33. Estratigrafía de los sondeos SM-1, SM-2 y SM-3 en la presa, propiedades determinadas a partir de las probetas de los ensayos de compresión triaxial consolidada no drenada (CU).

Las propiedades mecánicas e hidráulicas iniciales de los materiales de la presa se presentan en la Tabla 6.8. Estas provienen de datos publicados en 1967 y 1976.

En particular, las propiedades de la arcilla del núcleo de la cortina son el promedio de los resultados determinados con las pruebas de compresión triaxial consolidada no drenada, tipo CU. Entre paréntesis se anotó el valor inicial, como puede apreciarse y era de esperar, la resistencia del núcleo de arcilla se mejoró por efecto de consolidación.

Tabla 6.9. Propiedades mecánicas e hidráulicas de los materiales.

Material	Propiedades de los materiales				
	γ_d	γ_{sat}	c	ϕ	$k-sat$
	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(m/s)
Arcilla (núcleo)	14.37	18.67	109* (37.27)	10.00	1.00E-08
Arcilla muy plástica	14.46	18.00	49.03	9.00	1.00E-10
Arena fina	14.37	17.00	-	30.00	2.00E-08
Filtro	12.09	17.36	-	35.00	1.00E-04
Transición	12.78	17.09	-	30.00	1.00E-04
Enrocamiento	12.78	19.22	-	48.00	1.00E-04
Arcilla (delantal)	-	18.82	39.23	9.00	1.00E-06
Estrato 1	11.76	17.84	23.54	13.50	1.25E-06
Estrato 2	12.75	17.84	42.17	13.50	1.25E-06
Estrato 3	-	20.00	2942.00	-	9.00E-07
Estrato 4	-	20.00	4903.40	-	9.00E-07
Estrato 5	-	25.00	14710.00	-	9.00E-07
Concreto	14.20	24.00	12258.00	-	1.00E-15

*Valor determinado con los ensayos de compresión triaxial tipo CU (año 2013)

6.3.3. Análisis de flujo de agua

6.3.3.1. Análisis de flujo establecido

Los análisis se llevaron a cabo a partir de la modelación numérica de las condiciones de flujo establecido, estos se realizaron en dos dimensiones utilizando el programa de cómputo GEOSTUDIO 2004. Se utilizó la sección transversal máxima de la cortina de acuerdo con los planos de diseño disponibles.

Para el análisis de flujo de agua se empleó el programa SEEP/W 2004, el cual permite realizar el análisis numérico del flujo en medios porosos, basado en el Método de Elementos Finitos y que resuelve la ecuación de Richards para suelos parcialmente saturados. Se determinó el gasto de agua que pasa a través de la cortina y la línea superior de corriente para el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) y el nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO). Los estados de esfuerzo que resultaron de estos análisis, se utilizaron como condiciones iniciales para evaluar la estabilidad de los taludes de la presa en condiciones estáticas y sísmicas.

La sección máxima de la presa tiene una altura de cortina de 33.1 m. El NAME está a la elevación 2306.60 msnm, el NAMO a la elevación 2305.20 msnm, el NAMINO a la elevación 2283.87 msnm y el Nivel de Restitución (NR) a la elevación 2279.20 msnm (Tabla 6.10).

Tabla 6.10. Detalle de elevaciones de los distintos niveles del embalse.

Nivel de embalse	Elevación (msnm)
NAME	2306.60
NAMO	2305.20
NAMINO	2283.87
NR	2279.20

Las propiedades mecánicas e hidráulicas de los materiales de la presa se presentan en la Tabla 6.9.

Las funciones hidráulicas de los materiales considerados en el análisis (de almacenamiento y de conductividad hidráulica) se establecieron tomando en cuenta los valores del contenido de agua saturado y residual (Krahn J, 2004). Los resultados de la predicción de las funciones hidráulicas para los materiales que constituyen la cortina y su cimentación se presentan en la Figura 6.34 a la Figura 6.42.

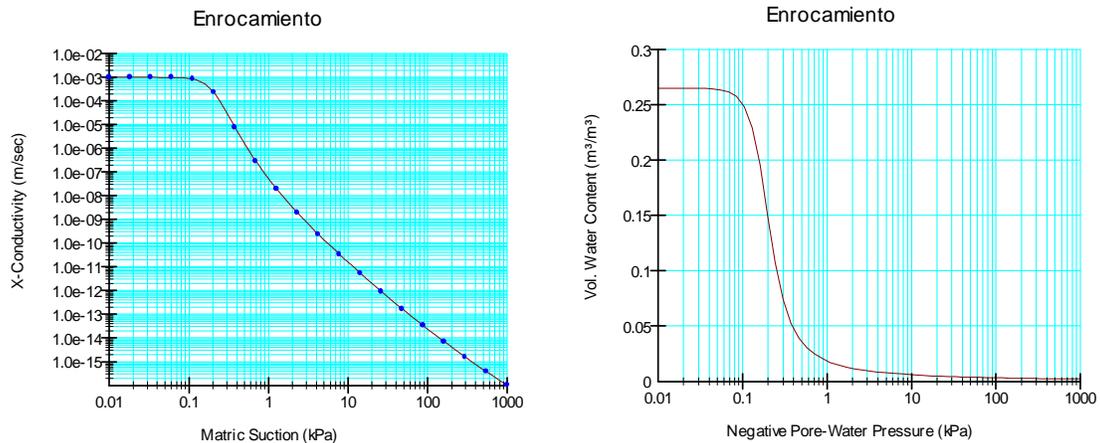


Figura 6.34. Funciones hidráulicas para el enrocamiento de la cortina.

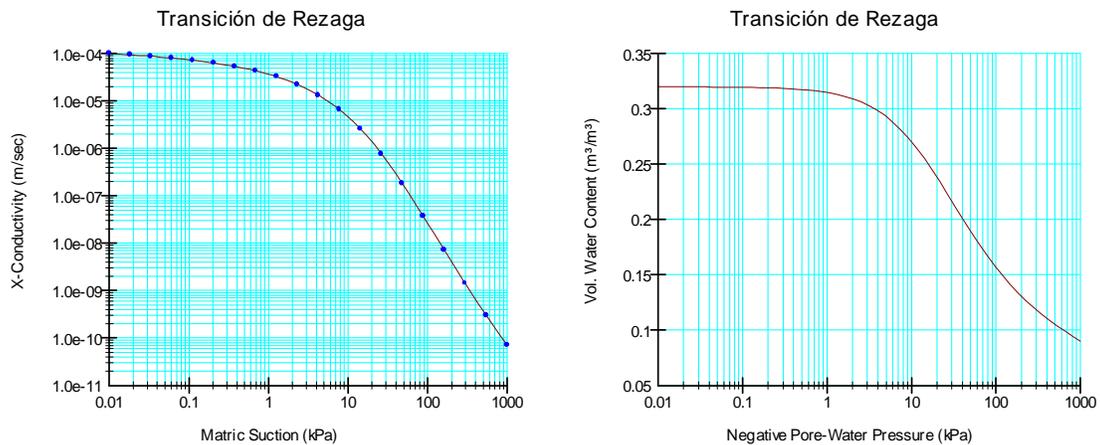


Figura 6.35. Funciones hidráulicas para la transición de rezaga de la cortina.

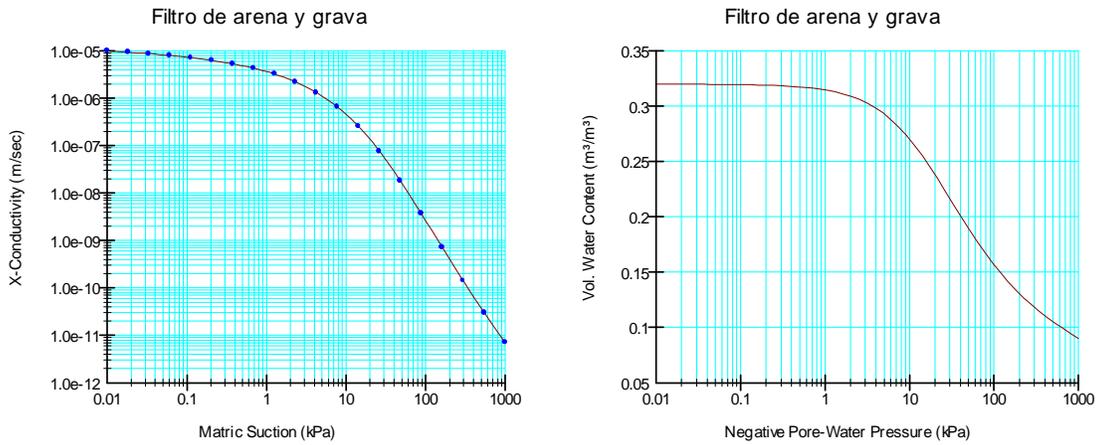


Figura 6.36. Funciones hidráulicas para el filtro de arena y grava de la cortina.

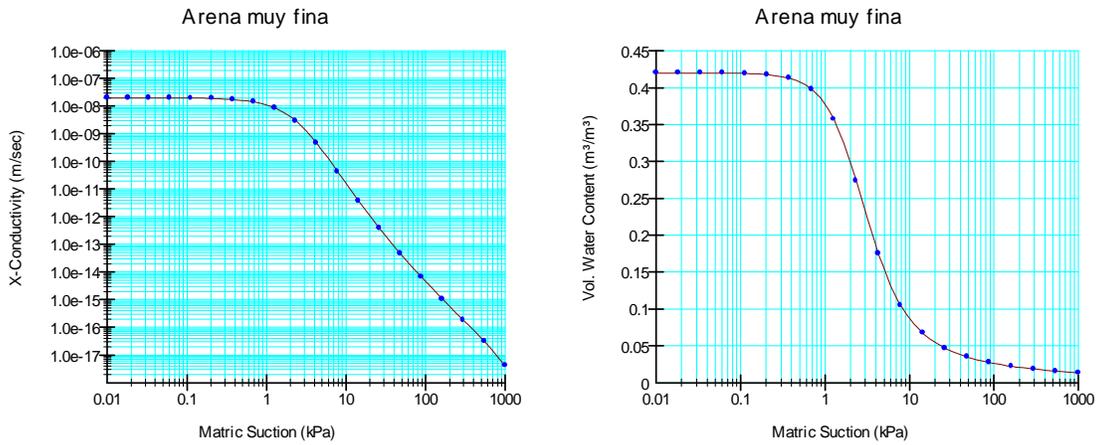


Figura 6.37. Funciones hidráulicas para la arena de la cortina.

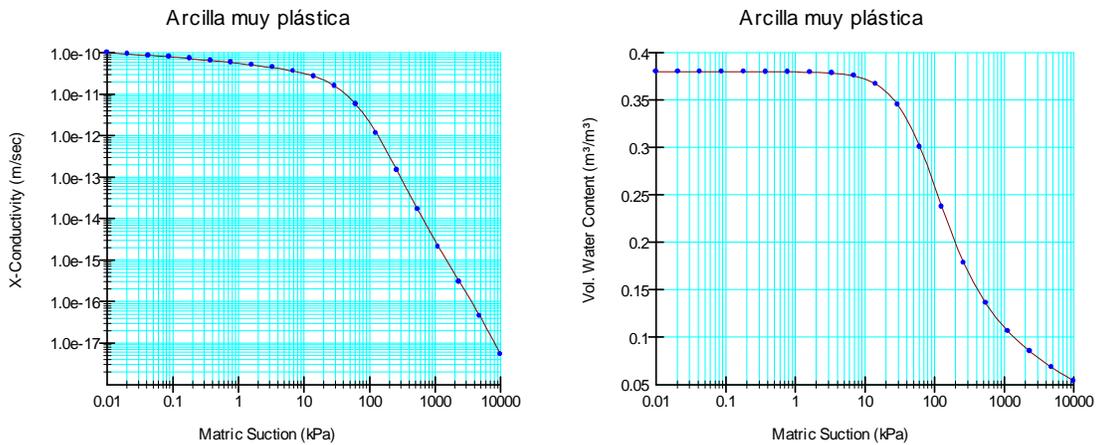


Figura 6.38. Funciones hidráulicas para la arcilla de la cortina.

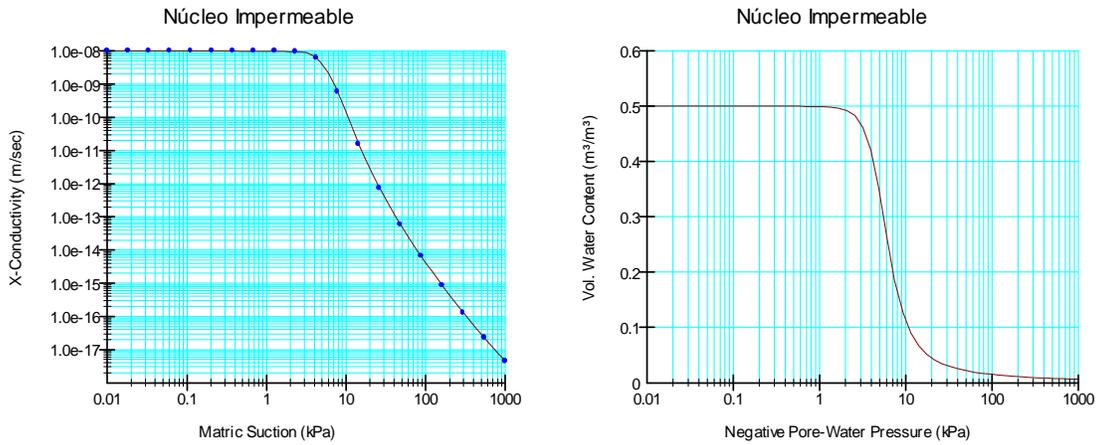


Figura 6.39. Funciones hidráulicas para la arcilla del núcleo impermeable de la cortina.

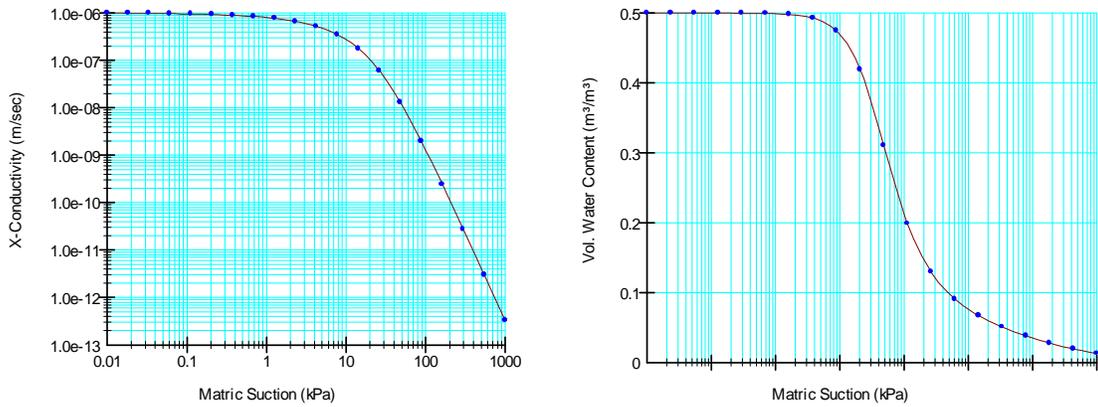


Figura 6.40. Funciones hidráulicas para el delantal de arcilla de la cortina.

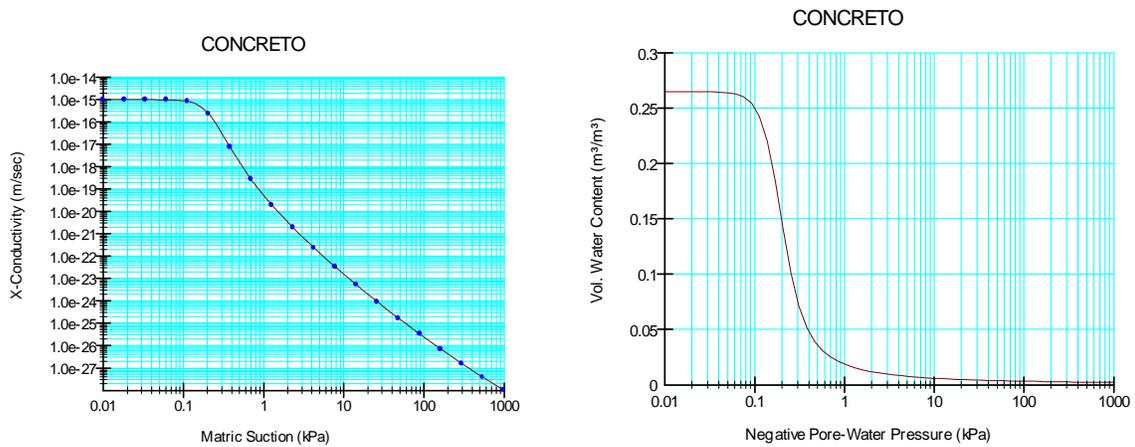


Figura 6.41. Funciones hidráulicas para el dentellón de la cortina.

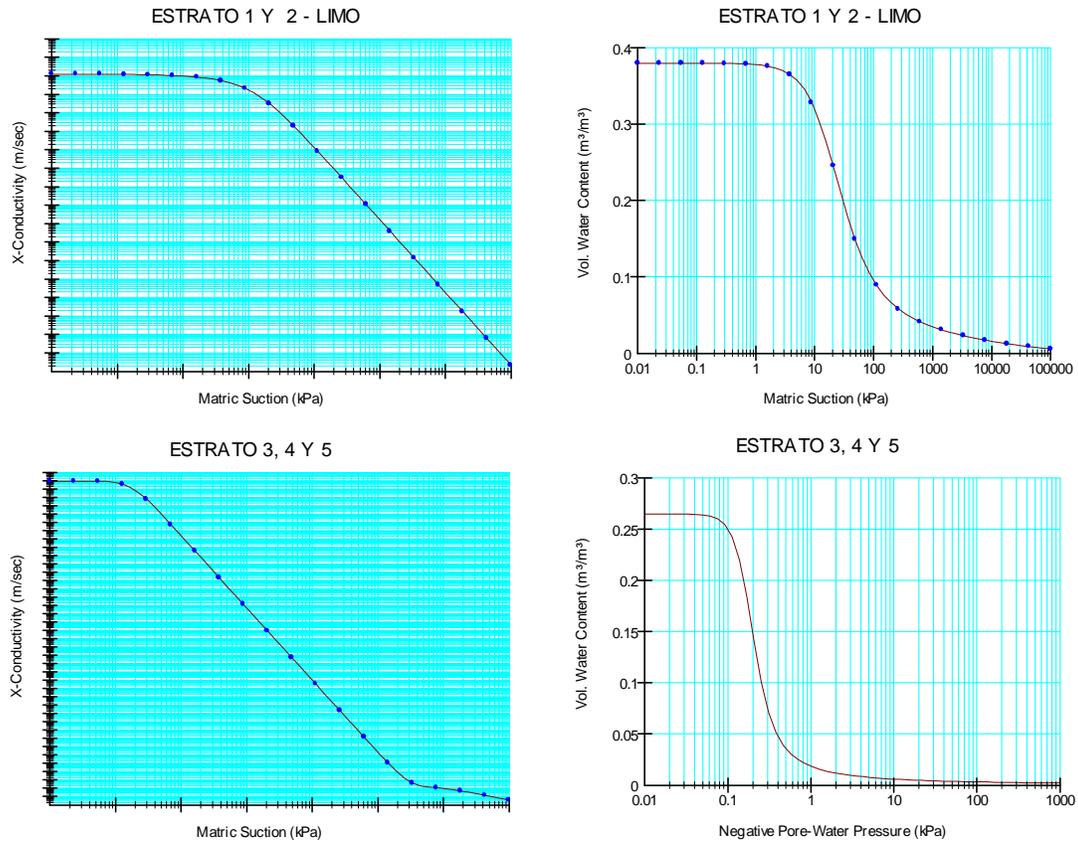


Figura 6.42. Funciones hidráulicas para el suelo y roca de cimentación de la cortina.

En la Figura 6.43 y la Figura 6.44, se presentan los resultados del análisis de flujo establecido NAME y NAMO para la sección máxima de la presa, mientras que en la Tabla 6.11 se presenta un resumen de los resultados obtenidos.

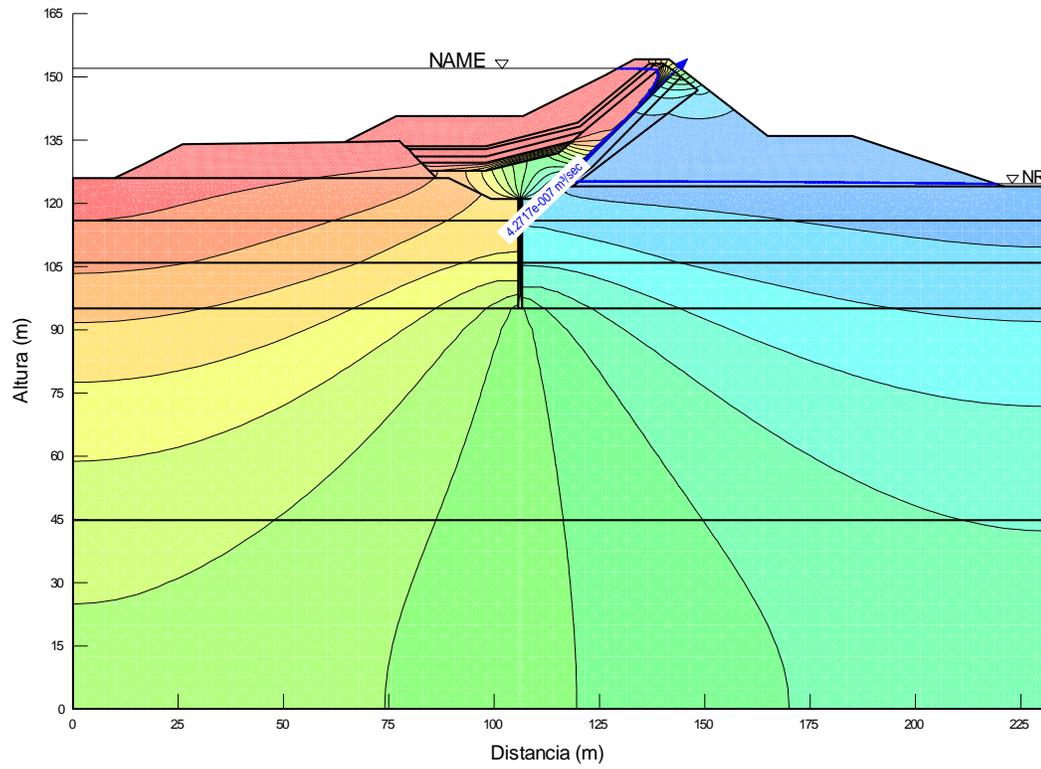


Figura 6.43. Carga total y gasto al NAME, sección máxima.

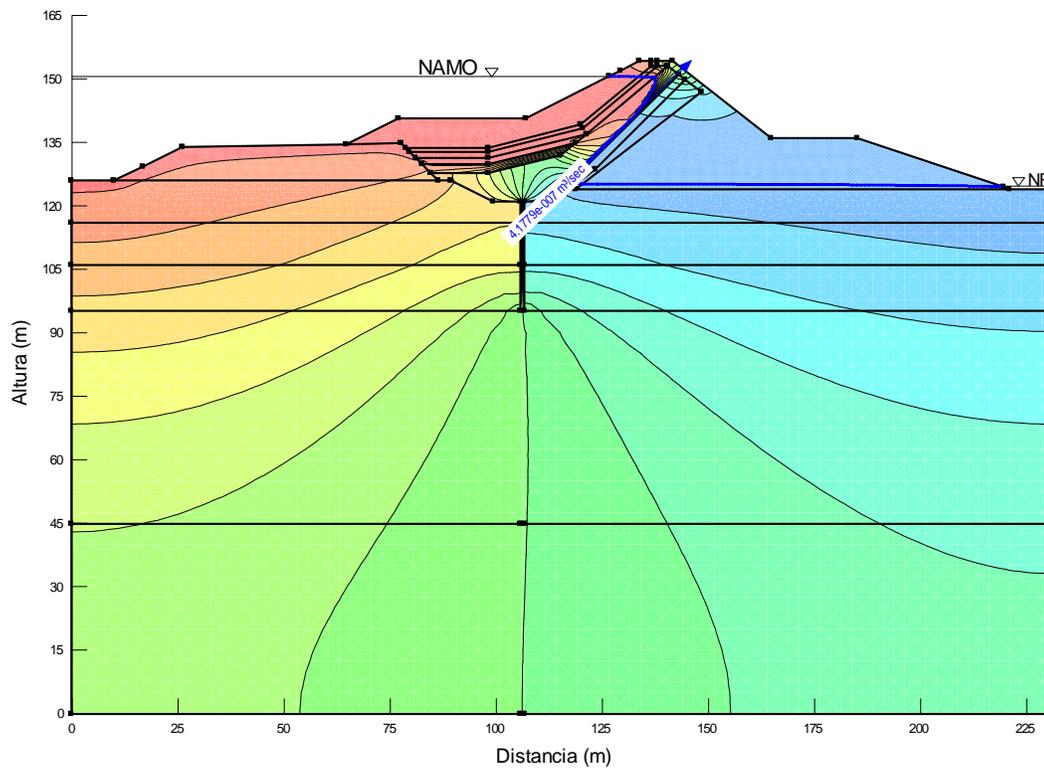


Figura 6.44. Carga total y gasto al NAMO, sección máxima.

Tabla 6.11. Gasto que pasa a través de la cortina, NAME y NAMO.

Sección	Gasto al NAME por mL (m ³ /s/m)	Gasto al NAMO por mL (m ³ /s/m)	Cadenamientos (m)		Longitud	Gasto al NAME (m ³ /s)	Gasto al NAMO (m ³ /s)
			0+050	0+350			
Máxima	4.27E-07	4.18E-07	0+050	0+350	300	1.28E-04	1.25E-04
GASTOS TOTALES (m³/s)						1.28E-04	1.25E-04
GASTOS TOTALES (m³/día)						11.07	10.83

6.3.3.2. Análisis de vaciado rápido

Esta condición se produce cuando el nivel de agua adyacente a un talud desciende rápidamente en relación con el tiempo requerido para desalojar el agua contenida dentro del talud.

Se consideró que la condición más crítica en el vaciado rápido se tenía cuando el vaciado se presentaba de manera instantánea, es decir, el agua que corresponde al embalse de la presa (NAMO) disminuía de manera inmediata siguiendo la superficie del talud aguas arriba hasta llegar al NAMINO, mientras que la condición del agua dentro de la cortina se mantiene sin cambios.

Para esta condición se consideró que el nivel inicial del tirante de agua es 2305.2 msnm (NAMO), y el final de 2283.87 msnm (NAMINO) en un periodo de tiempo de un día (86400 s). La geometría de la sección transversal utilizada en la modelación es la presentada en la Figura 6.31.

En la Figura 6.45, se presentan los resultados de los análisis de vaciado rápido al NAMO para la sección máxima de la presa.

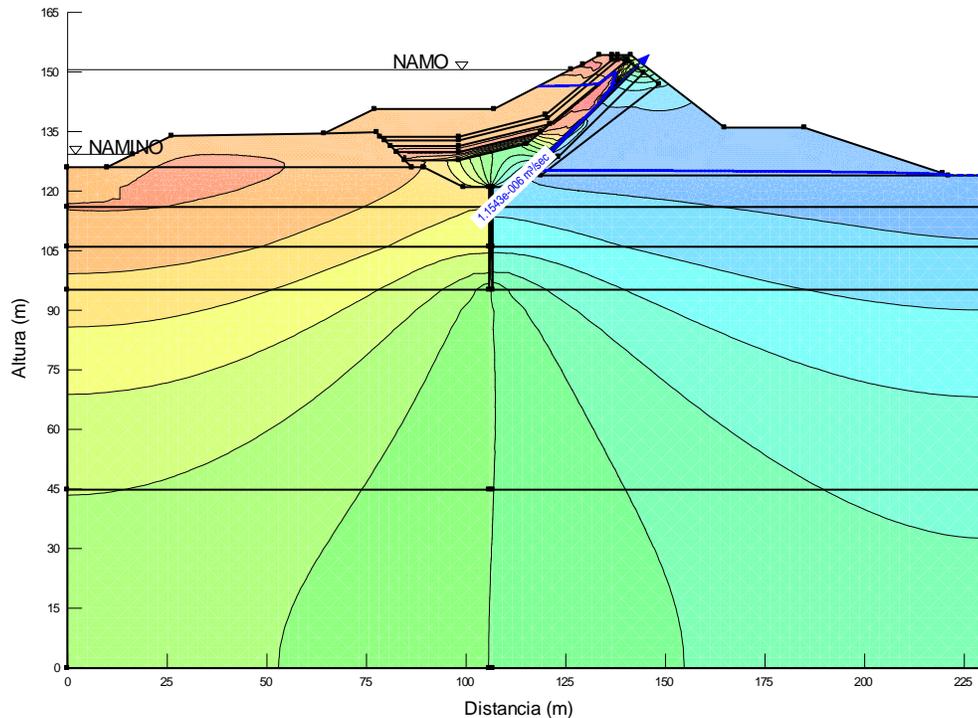


Figura 6.45. Geometría de la sección máxima de la presa.

6.3.4. Análisis de estabilidad de taludes (equilibrio límite)

Los trabajos de ingeniería para la revisión de la estabilidad de la presa se basan en la estratigrafía y propiedades del suelo, conforme a los datos disponibles. Los análisis se llevaron a cabo a partir de la modelación numérica de las condiciones de flujo establecido y vaciado rápido. Estos se realizaron en dos dimensiones utilizando el programa de cómputo GEOSTUDIO 2004. Se utiliza la sección transversal máxima de la cortina de acuerdo con los planos de diseño disponibles.

Para los análisis de estabilidad de taludes se utilizó el programa SLOPE/W 2004 que se basa en el método de equilibrio límite y que toma en cuenta las presiones de poro determinadas en los análisis de flujo establecido y de vaciado rápido. Los resultados del factor de seguridad (FS) presentados en este análisis se obtuvieron con los métodos de Bishop y Morgenstern-Price.

Por medio del análisis de estabilidad de taludes (equilibrio límite), no se pueden estimar las deformaciones del talud, aunque en forma cualitativa, un talud con mayor factor de seguridad sufre menor distorsión. También debe tenerse presente que existen deformaciones que se pudieran presentar en una presa que no tienen que ver con los factores de seguridad contra deslizamiento, como son los hundidos por pérdida de material producto de erosión local, o penetración del enrocamiento en el suelo de la cortina, por movimiento sísmico y otras.

Para garantizar la seguridad estructural de la cortina, se deberán cumplir los factores de seguridad que se muestran en la Tabla 6.12, de acuerdo con el Manual de Obras Hidráulicas de

CONAGUA, Kramer y Look. Cabe aclarar que en todos los casos, los análisis de estabilidad de taludes se realizarán tanto para el talud aguas arriba como para el talud aguas abajo. Los análisis y resultados se presentan a continuación.

Tabla 6.12. Factores de Seguridad Admisibles.

Condición	FS	Talud	Notas
Flujo establecido	1.5	Aguas abajo	Nivel del agua al NAME y NAMO
Vaciado rápido	1.2	Aguas arriba	El nivel del agua pasa del NAMO al NAMINO
Sismo	1.0	Aguas abajo	Nivel del agua al NAMO

6.3.4.1. Análisis de estabilidad de taludes para flujo establecido

El factor de seguridad mínimo determinado con los análisis de estabilidad de taludes se presenta en esta condición para el talud aguas abajo. En contraste, el máximo FS se presenta en esta condición pero en el talud aguas arriba.

Cabe aclarar que para el talud aguas arriba se considera una superficie de falla plana en el enrocamiento y una superficie de falla compuesta (con segmentos circulares y segmentos rectos o planos) que representa el caso más crítico de falla en el talud aguas arriba.

En la Figura 6.46 a la Figura 6.49 se presentan las superficies de falla y el factor de seguridad en el talud aguas arriba y aguas abajo de la cortina, sección máxima, aplicando el método de Morgenstern-Price que resulta del análisis de estabilidad de taludes para la condición de flujo establecido con el agua al NAME y al NAMO.

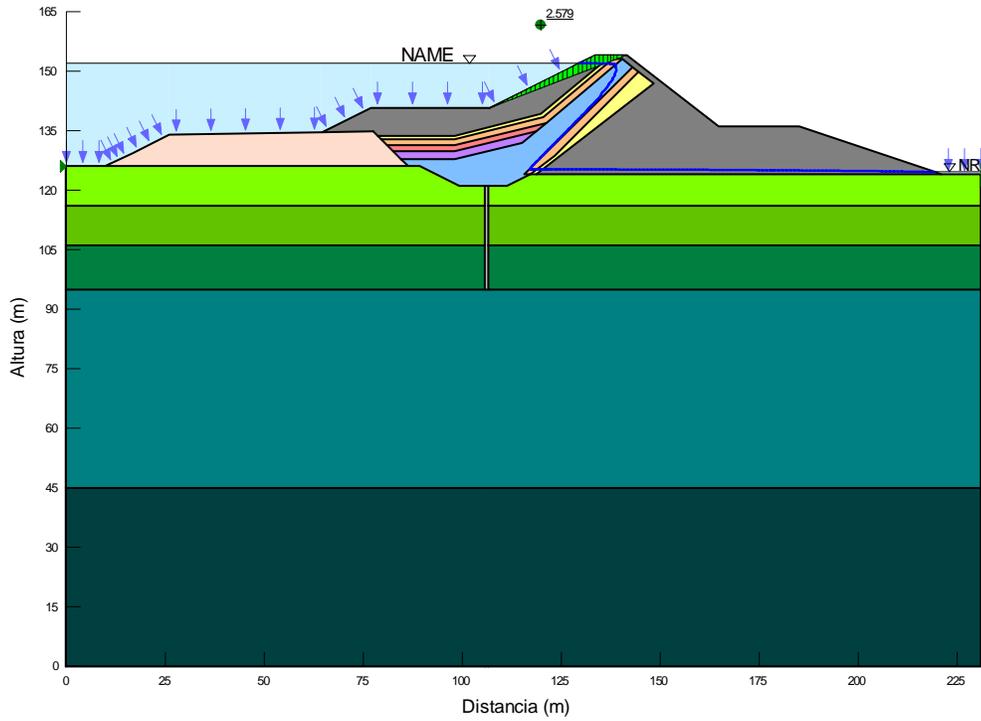


Figura 6.46. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas arriba, flujo establecido (NAME), sección máxima.

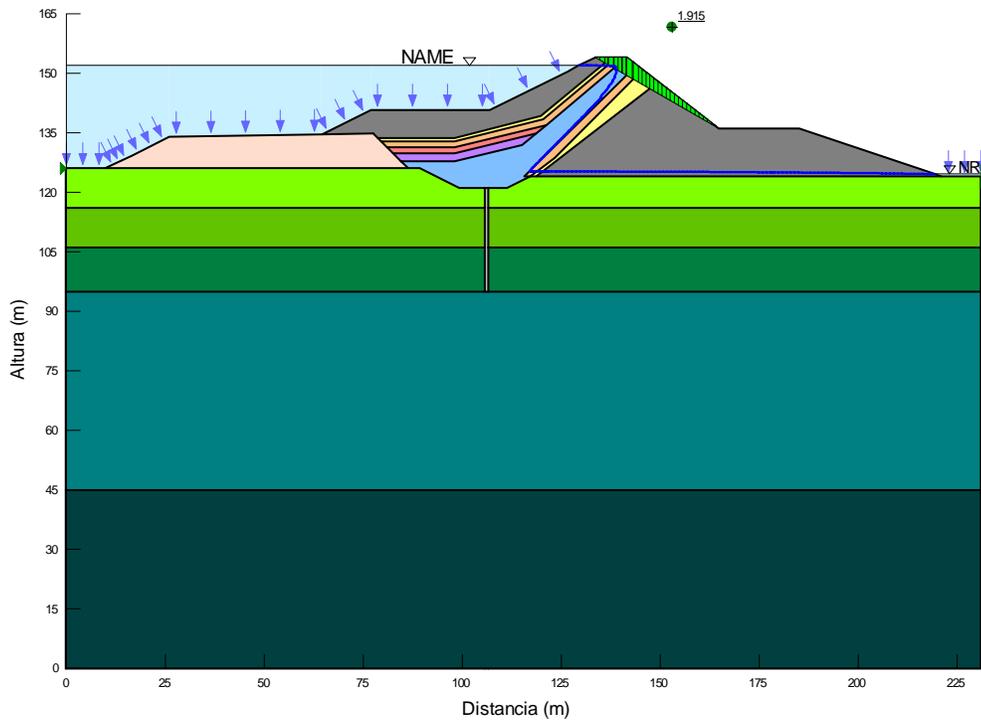


Figura 6.47. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas abajo, flujo establecido (NAME), sección máxima.

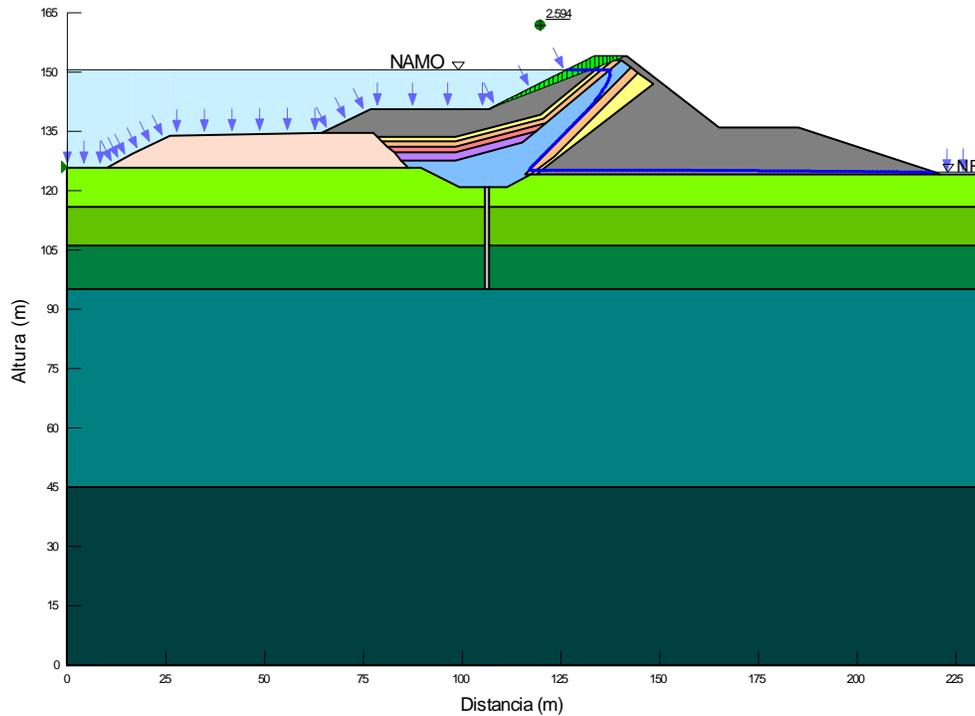


Figura 6.48. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas arriba, flujo establecido (NAMO), sección máxima.

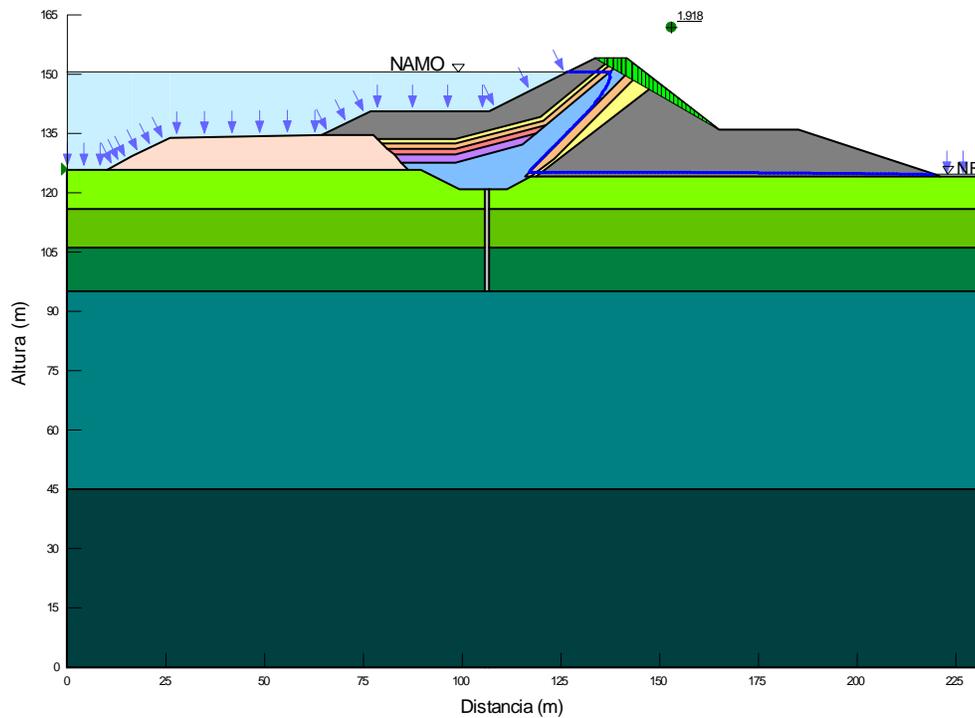


Figura 6.49. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas abajo, flujo establecido (NAMO), sección máxima.

En la Tabla 6.13 se presentan los factores de seguridad determinados con el análisis de estabilidad de taludes en condiciones de flujo establecido al NAME y NAMO, sección máxima, para los métodos de Morgenstern-Price y Bishop.

Tabla 6.13. Factores de seguridad determinados con el análisis de estabilidad de taludes en condiciones de flujo establecido, sección máxima.

Condición	Talud	FS Método Morgenstern-Price (Equilibrio de Fuerzas y Momentos)	FS Método Bishop (Equilibrio de Momentos)	Notas
Flujo establecido	Aguas Arriba	2.579	2.679	Agua al NAME, superficie de falla plana
Flujo establecido	Aguas Arriba	2.918	3.426	Agua al NAME, superficie de falla compuesta
Flujo establecido	Aguas Abajo	1.915	1.891	Agua al NAME
Flujo establecido	Aguas Arriba	2.594	2.694	Agua al NAMO, superficie de falla plana
Flujo establecido	Aguas Arriba	2.851	3.376	Agua al NAMO, superficie de falla compuesta
Flujo establecido	Aguas Abajo	1.918	1.893	Agua al NAMO

6.3.4.2. Análisis de estabilidad de taludes para vaciado rápido

El factor de seguridad mínimo determinado con los análisis de estabilidad de talud para esta condición se presenta en el talud aguas abajo. Esto es debido a que la altura de la cortina aguas abajo es mayor que la que se tiene aguas arriba, además de que el talud aguas abajo tiene una pendiente 1.3:1, a diferencia del talud aguas arriba con pendiente 2:1. Los resultados de los análisis se presentan a continuación.

En la Figura 6.50 y la Figura 6.51 se presentan las superficies de falla potencial y el FS en el talud aguas arriba y aguas abajo de la cortina, sección máxima, aplicando el método de Morgenstern-Price (equilibrio límite), que resulta del análisis de estabilidad de taludes para la condición de vaciado rápido inmediato con el agua al NAMO.

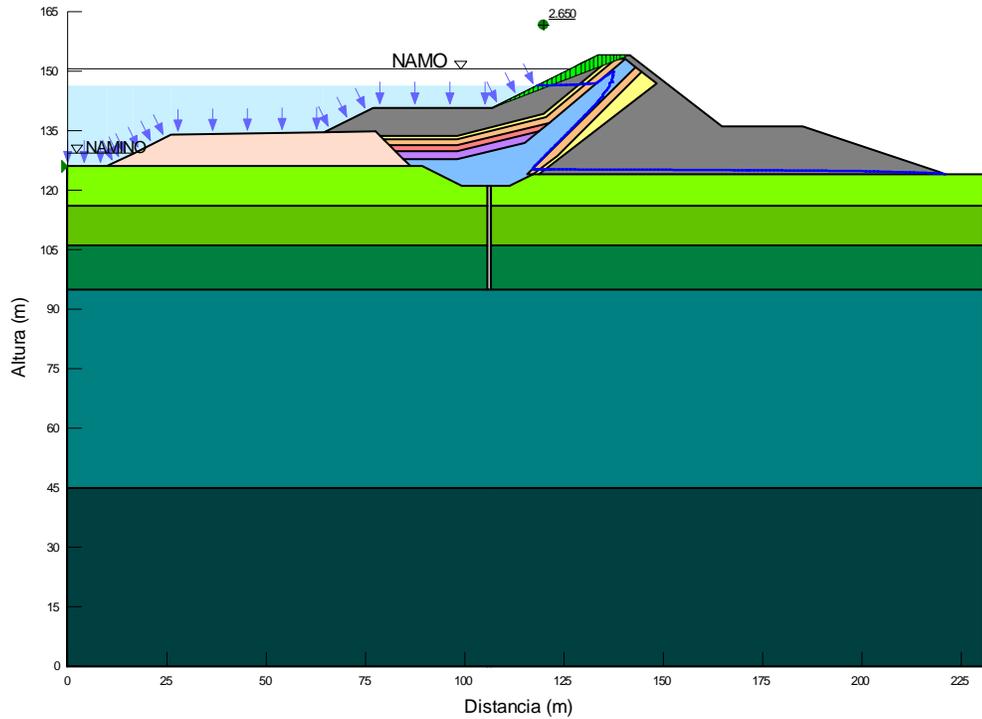


Figura 6.50. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en el talud aguas arriba, vaciado rápido (NAMO a NAMINO), sección máxima.

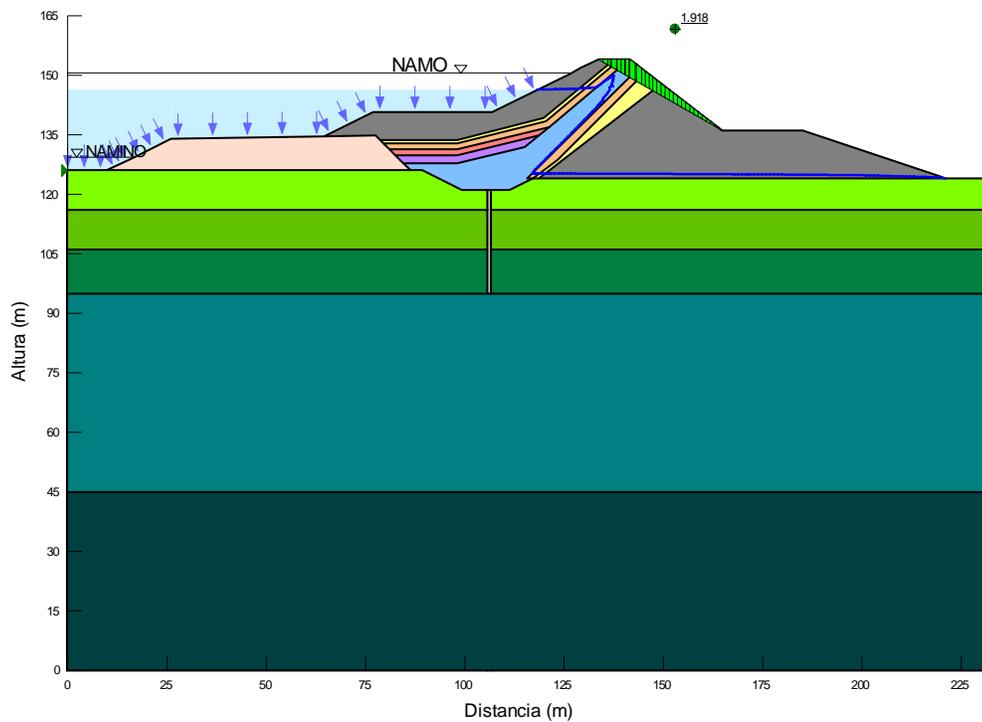


Figura 6.51. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en el talud aguas abajo, vaciado rápido (NAMO a NAMINO), sección máxima.

En la Tabla 6.14 se resumen los factores de seguridad determinados con el análisis de estabilidad de taludes en condiciones de vaciado rápido al NAMO, sección máxima, para los métodos de Morgenstern-Price y Bishop.

Tabla 6.14. Factores de seguridad determinados con el análisis de estabilidad de taludes en condiciones de vaciado rápido, sección máxima.

Condición	Talud	FS Método Morgenstern-Price (Equilibrio de Fuerzas y Momentos)	FS Método Bishop (Equilibrio de Momentos)	Notas
Vaciado rápido	Aguas Arriba	2.650	2.721	NAMO al NAMINO, superficie de falla plana
Vaciado rápido	Aguas Arriba	2.363	2.852	NAMO al NAMINO, superficie de falla compuesta
Vaciado rápido	Aguas Abajo	1.918	1.893	NAMO al NAMINO

6.3.4.3. Variabilidad en las propiedades de los materiales

En la geotecnia es esencial la habilidad de estimar valores razonables para las propiedades de los suelos basados en la información disponible. Para obtener una representación cuantitativa de la incertidumbre de los suelos en sus propiedades índices y mecánicas, se recurre al análisis estadístico de los resultados de pruebas de campo y de laboratorio.

Jaime y Montoya (2008) señalan que el análisis de confiabilidad permite tomar en cuenta la incertidumbre de los parámetros del suelo y de las cargas a las que se ve sometido.

De acuerdo con Duncan (2000) es posible emplear conceptos de confiabilidad en la geotecnia de forma muy simple y sencilla, sin necesidad de contar con más información o invertir mayor cantidad de tiempo del que normalmente se dispone en la práctica de la geotecnia, ya que es posible hacer evaluaciones de confiabilidad que, aunque son aproximadas, resultan ser útiles.

Los resultados de un análisis de confiabilidad simple como el que se propone realizar a continuación resultan ser casi tan acertados como aquellos derivados de un análisis determinista que emplea el mismo tipo de datos y aproximaciones. El objetivo de lo siguiente es complementar los resultados obtenidos en la evaluación de la estabilidad de los taludes de la presa en el inciso anterior.

Para poder estimar valores razonables del FS es necesario determinar la desviación estándar de las propiedades de los materiales que intervienen directamente en la estabilidad de los taludes de la presa.

Dependiendo de la cantidad de información disponible, existen diversas herramientas para determinar la desviación estándar de las propiedades de los suelos, ya sea a partir de datos determinados en campo y en laboratorio, a partir de datos publicados, empleando la regla de los tres sigmas, entre otros.

En este caso en particular, se consideró necesario analizar la estabilidad de la cortina de la presa, tomando en cuenta cierto grado de variabilidad en las propiedades mecánicas de los materiales que la constituyen.

Debido a que no se contaba con suficiente información para determinar la desviación estándar de las propiedades de los materiales de manera tradicional, se consideró un coeficiente de variación (V) del 8% para el ángulo de fricción interna (ϕ) y del 20% para la cohesión (c), esto de acuerdo con lo propuesto por Harr (1984). En la Tabla 6.9 se presentan las propiedades de los materiales para el diseño de la presa publicados.

Se tiene que:

$$V = \frac{\text{Desviación estándar}}{\text{Media}} = \frac{\sigma}{\bar{x}} \quad (6.1)$$

Por tanto:

$$\sigma = V \times \bar{x} \quad (6.2)$$

Estableciendo como la media las propiedades de los materiales de la Tabla 6.9 se aplicó la ec 6.2 para determinar la desviación estándar de las mismas. A partir de esto, se estimaron los valores correspondientes a la media más una desviación estándar ($\bar{x} + \sigma$) y la media menos una desviación estándar ($\bar{x} - \sigma$), presentadas en la Tabla 6.15 y Tabla 6.16, respectivamente.

Con los valores determinados, se llevaron a cabo análisis de estabilidad por equilibrio límite de la misma forma en la que se hicieron en el inciso 6.3.4.1 para las condiciones de flujo establecido y vaciado rápido en la sección máxima de la presa.

Para el análisis de estabilidad de taludes se utilizó el programa SLOPE/W 2004 para realizar un análisis con base en el método de equilibrio límite, tomando en cuenta las presiones de poro determinadas con los análisis de flujo establecido. Los resultados del Factor de Seguridad (FS) se obtuvieron con los métodos de Bishop y Morgenstern-Price.

El factor de seguridad mínimo determinado con los análisis de estabilidad de taludes se presentó en esta condición para el talud aguas abajo. En contraste, el máximo FS se presentó en esta condición pero en el talud aguas arriba.

Cabe aclarar que en este caso se analizaron superficies de falla compuestas (con segmentos circulares y segmentos rectos o planos) que representan el caso más crítico de falla en este talud, mientras que para el talud aguas abajo se consideró una superficie de falla circular o compuesta que pasara por el suelo de cimentación.

En la Figura 6.52 a la Figura 6.55 se presentan las superficies potenciales de falla y el factor de seguridad en el talud aguas arriba y en el talud aguas abajo de la cortina, sección máxima, aplicando el método de Morgenstern-Price que resulta del análisis de estabilidad de taludes para la condición de flujo establecido con el agua al NAME y NAMO considerando las propiedades de $(\bar{x} + \sigma)$, mientras que en la Figura 6.56 a la Figura 6.59 se presentan los resultados correspondientes a las propiedades de $(\bar{x} - \sigma)$.

Tabla 6.15. Propiedades de los materiales $(\bar{x} + \sigma)$.

Material	Propiedades de los materiales $(\bar{x} + \sigma)$		
	γ_{sat}	c	ϕ
	(kN/m ³)	(kPa)	(°)
Arcilla (núcleo)	18.67	130.80	10.80
Arcilla muy plástica	18.00	58.84	9.72
Arena fina	17.00	-	32.40
Filtro	17.36	-	37.80
Transición	17.09	-	32.40
Enrocamiento	19.22	-	51.84
Arcilla (delantal)	18.82	47.07	9.72
Estrato 1	17.84	28.24	14.58
Estrato 2	17.84	50.60	14.58
Estrato 3	20.00	3530.40	-
Estrato 4	20.00	5884.08	-
Estrato 5	25.00	17652.00	-
Concreto	24.00	14709.60	-

Tabla 6.16. Propiedades de los materiales $(\bar{x} - \sigma)$.

Material	Propiedades de los materiales $(\bar{x} - \sigma)$		
	γ_{sat}	c	ϕ
	(kN/m ³)	(kPa)	(°)
Arcilla (núcleo)	18.67	87.20	9.20
Arcilla muy plástica	18.00	39.23	8.28
Arena fina	17.00	-	27.60
Filtro	17.36	-	32.20
Transición	17.09	-	27.60
Enrocamiento	19.22	-	44.16
Arcilla (delantal)	18.82	31.38	8.28
Estrato 1	17.84	18.83	12.42
Estrato 2	17.84	33.73	12.42
Estrato 3	20.00	2353.60	-
Estrato 4	20.00	3922.72	-
Estrato 5	25.00	11768.00	-
Concreto	24.00	9806.40	-

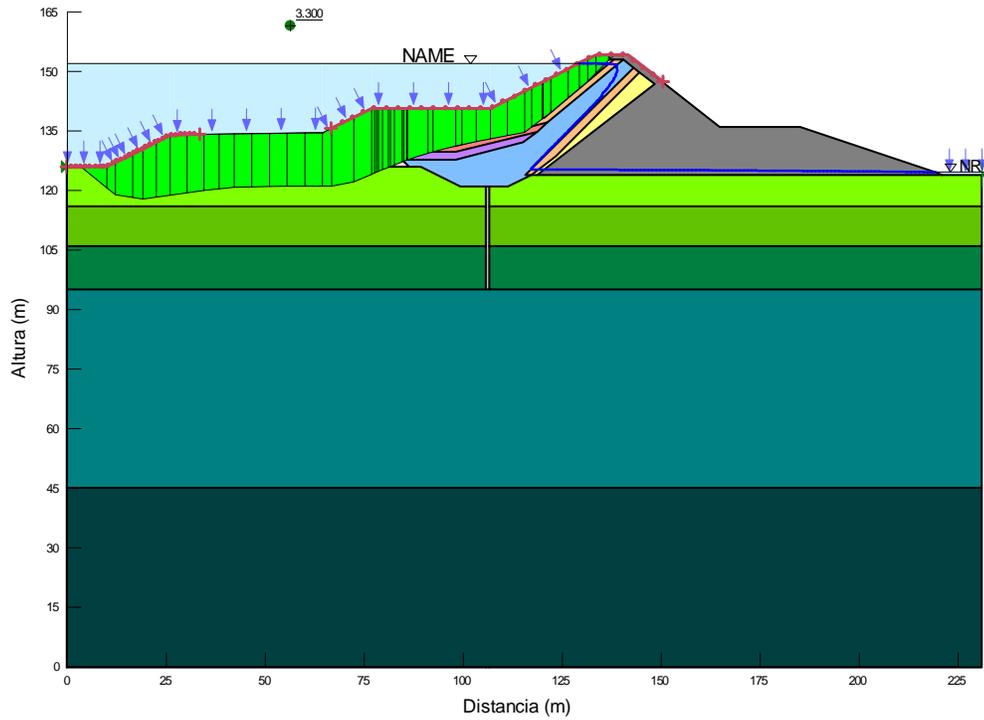


Figura 6.52. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas arriba, análisis de flujo establecido (NAME), sección máxima, propiedades de $(\bar{x} + \sigma)$.

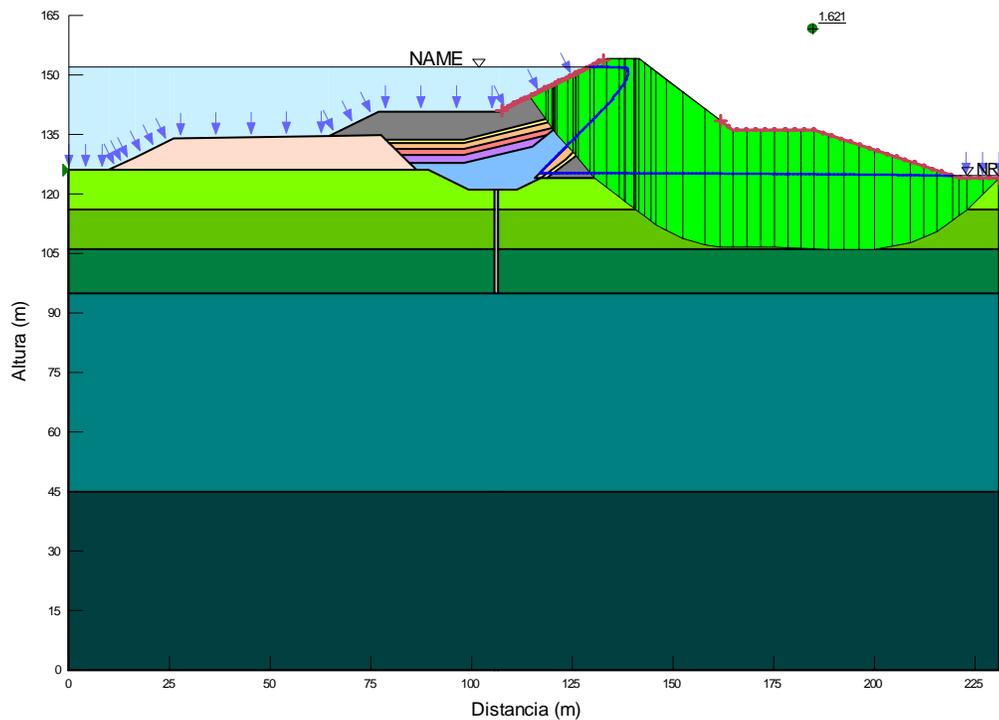


Figura 6.53. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas abajo, análisis de flujo establecido (NAME), sección máxima, propiedades de $(\bar{x} + \sigma)$.

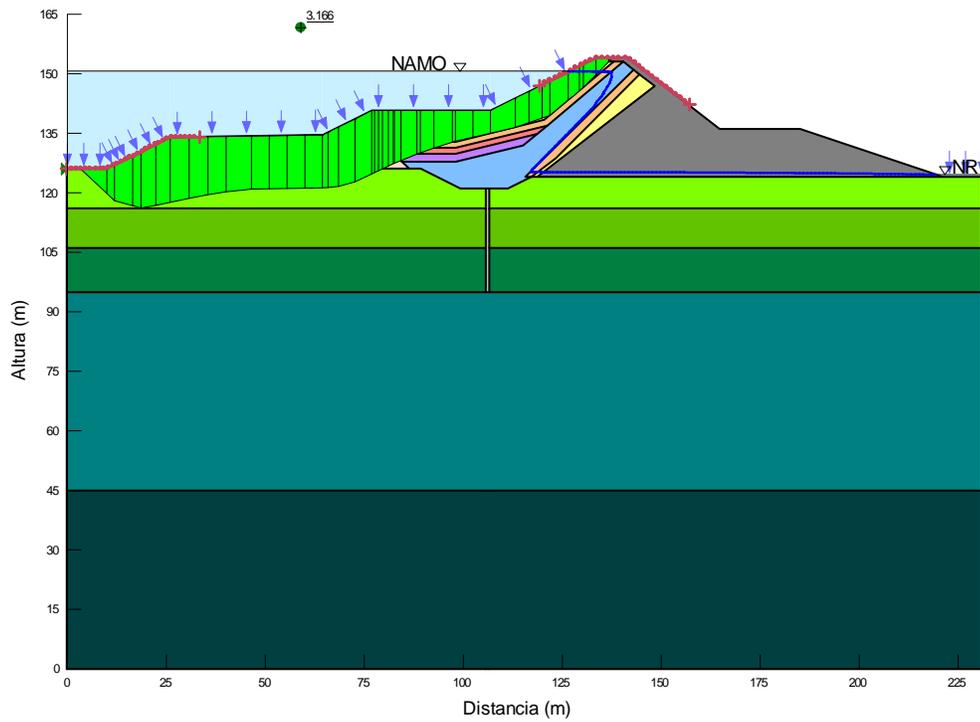


Figura 6.54. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas arriba, análisis de flujo establecido (NAMO), sección máxima, propiedades de $(\bar{x} + \sigma)$.

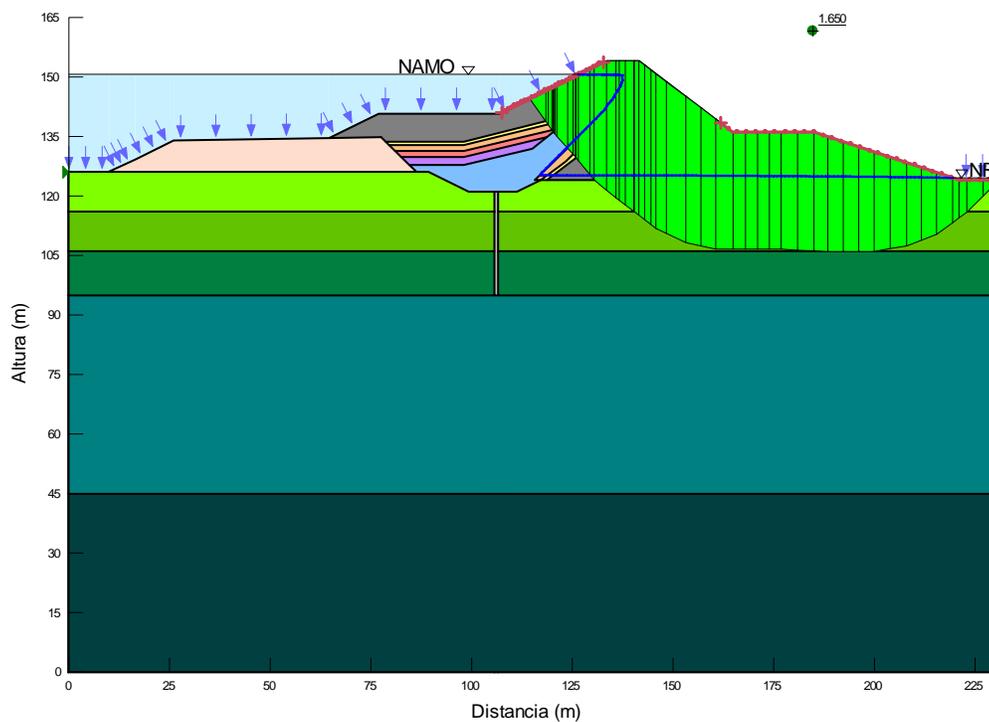


Figura 6.55. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas abajo, análisis de flujo establecido (NAMO), sección máxima, propiedades de $(\bar{x} + \sigma)$.

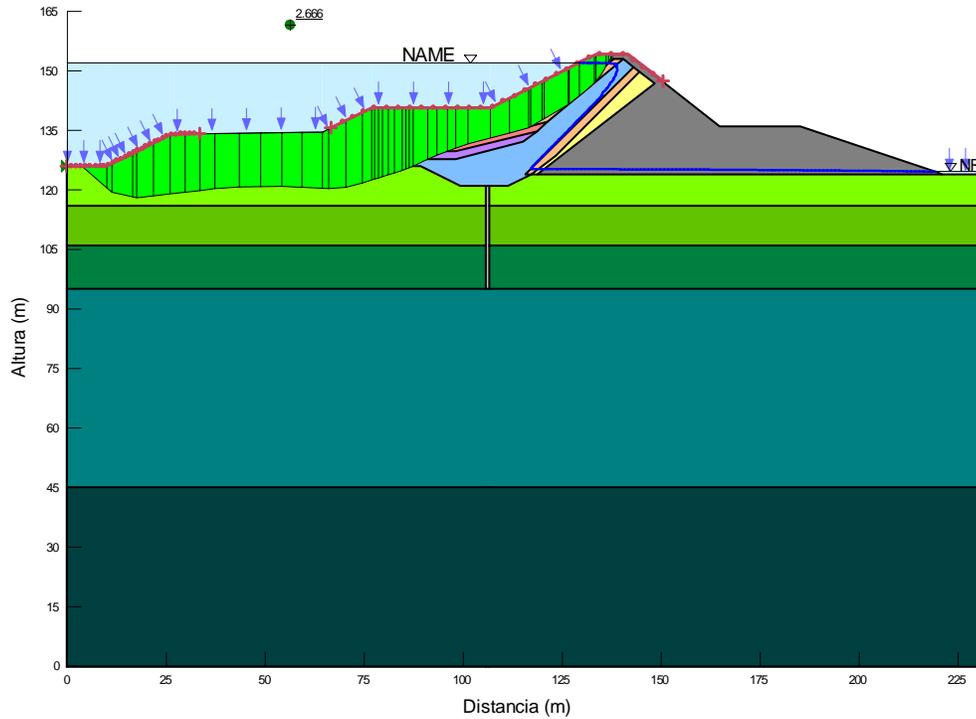


Figura 6.56. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas arriba, análisis de flujo establecido (NAME), sección máxima, propiedades de $(\bar{x} - \sigma)$.

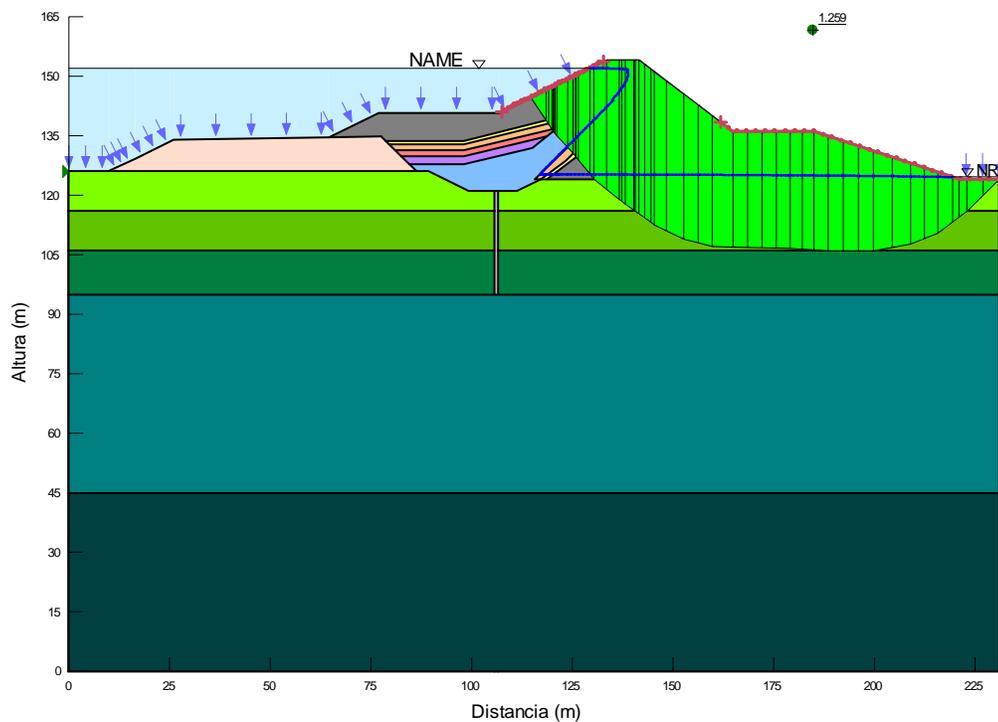


Figura 6.57. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas abajo, análisis de flujo establecido (NAME), sección máxima, propiedades de $(\bar{x} - \sigma)$.

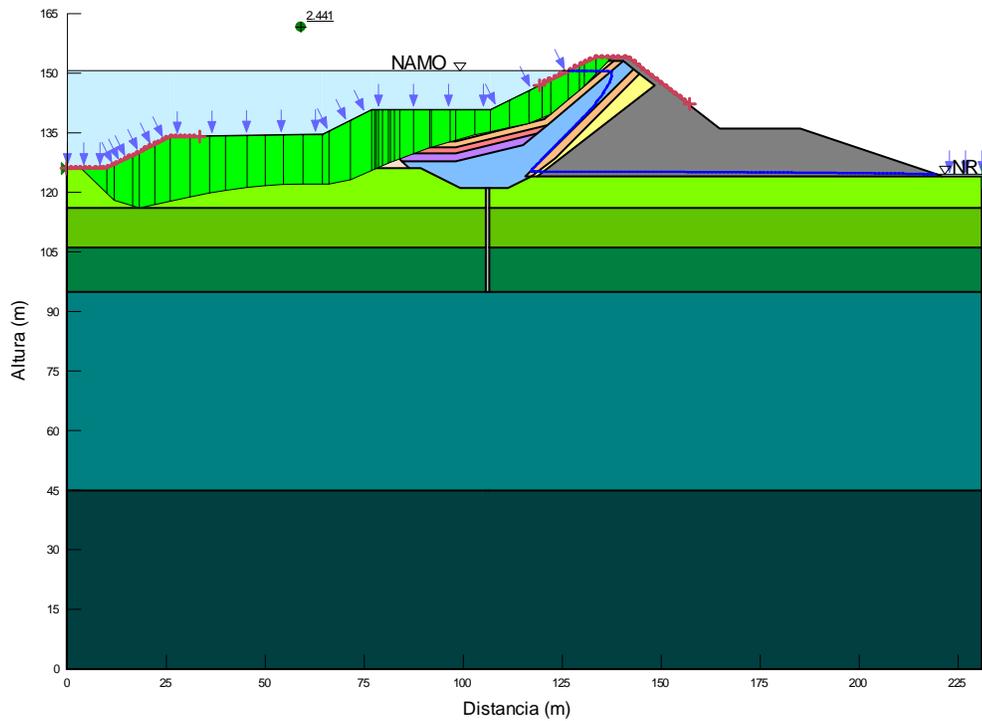


Figura 6.58. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas arriba, análisis de flujo establecido (NAMO), sección máxima, propiedades de $(\bar{x} - \sigma)$.

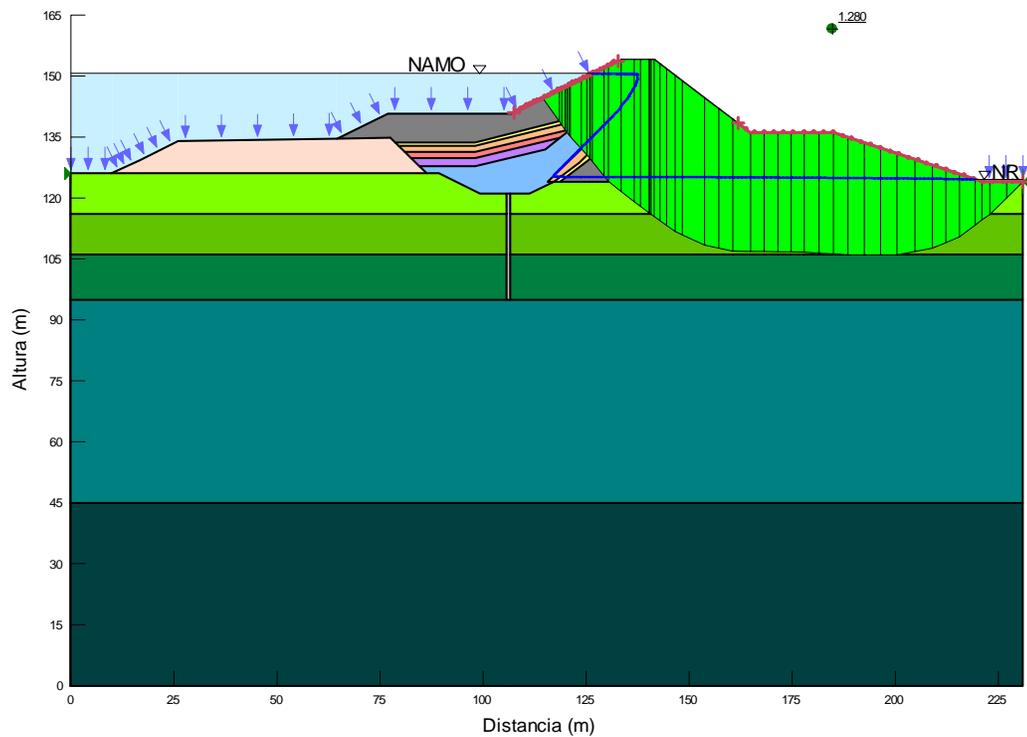


Figura 6.59. Factor de seguridad y superficie potencial de falla en talud aguas abajo, análisis de flujo establecido (NAMO), sección máxima, propiedades de $(\bar{x} - \sigma)$.

En la Tabla 6.17 se presentan los factores de seguridad determinados con el análisis de estabilidad de taludes en condiciones de flujo establecido al NAME y NAMO, sección máxima, para los métodos de Morgenstern-Price y de Bishop.

Tabla 6.17. Factores de seguridad determinados con el análisis de estabilidad de taludes en condiciones de flujo establecido, sección máxima.

Sección Máxima - Flujo establecido												
NIVEL DEL EMBALSE	Parámetros de $\bar{x} + \sigma$				Parámetros de \bar{x}				Parámetros de $\bar{x} - \sigma$			
	Talud aguas arriba		Talud aguas abajo		Talud aguas arriba		Talud aguas abajo		Talud aguas arriba		Talud aguas abajo	
	M-P	Bishop	M-P	Bishop	M-P	Bishop	M-P	Bishop	M-P	Bishop	M-P	Bishop
NAME	3.300	3.922	1.621	1.848	2.918	3.426	1.439	1.645	2.666	3.163	1.259	1.441
NAMO	3.166	3.731	1.650	1.864	2.851	3.376	1.462	1.655	2.441	2.861	1.280	1.452

6.3.5. Análisis de estabilidad dinámica bajo condiciones de flujo establecido

La seguridad sísmica de presas debe demostrarse en términos de la capacidad estructural por estabilidad (estática y dinámica), esfuerzos y deformaciones. Según las NTCDS-RCDF, las presas se clasifican como estructuras importantes del grupo A. Para la revisión sísmica de este tipo de estructuras, los movimientos del terreno deben especificarse para:

1. El temblor base de operación (TBO), definido como el mayor sismo esperado en un periodo de retorno de 125 años;
2. El temblor máximo probable (TMP), definido como el sismo con una probabilidad baja de excedencia (10%) durante la vida útil de la estructura (50 años).

El periodo de recurrencia para la acción sísmica que tiene una probabilidad de excedencia p en un tiempo de exposición t es

$$T_r = \frac{t}{e^p - 1} \quad (6.3)$$

Así, el periodo de retorno para el TMP resulta ser

$$T_r = \frac{50}{e^{0.1} - 1} = 475 \text{ años} \quad (6.4)$$

Los niveles de desempeño sísmico exigidos en cada caso son diferentes. Específicamente, el TBO debe ser resistido por la cortina sin que se produzcan daños estructurales, mientras que para el TMP se acepta la ocurrencia de daño pero sin llegar a la falla de colapso.

Para el análisis dinámico se contaba con acelerogramas sintéticos horizontales y verticales compatibles con los espectros de peligro uniforme para la zona del Valle de México determinados por Avilés (2013), correspondientes a periodos de retorno de 125 años y 475 años (Figura 6.60 a la Figura 6.63), respectivamente.

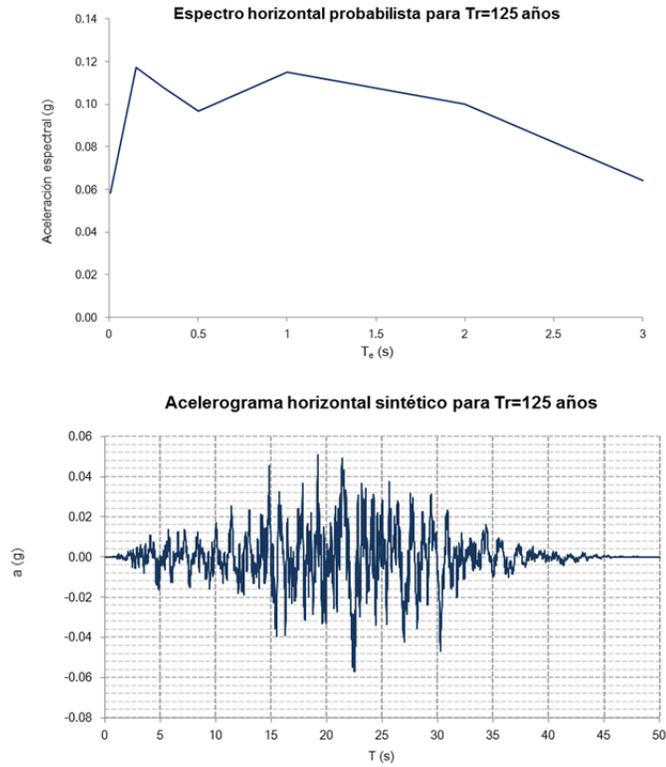


Figura 6.60. Espectro horizontal y acelerograma sintético para 125 años de periodo de retorno (TBO).

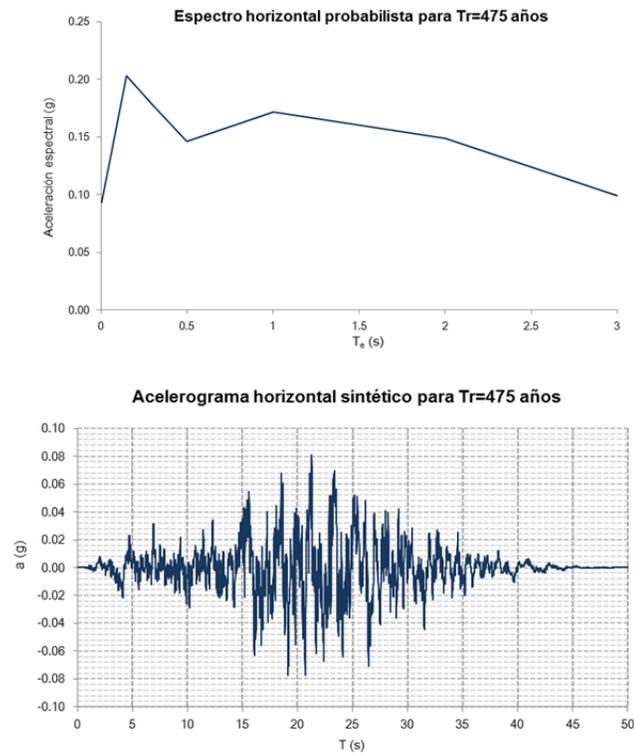


Figura 6.61. Espectro horizontal y acelerograma sintético para 475 años de periodo de retorno (TMP).

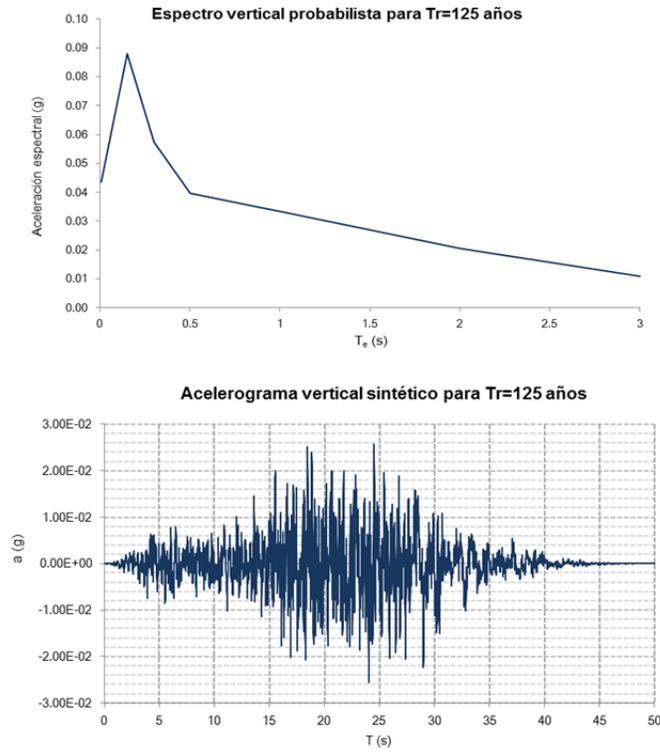


Figura 6.62. Espectro vertical y acelerograma sintético para 125 años de periodo de retorno (TBO).

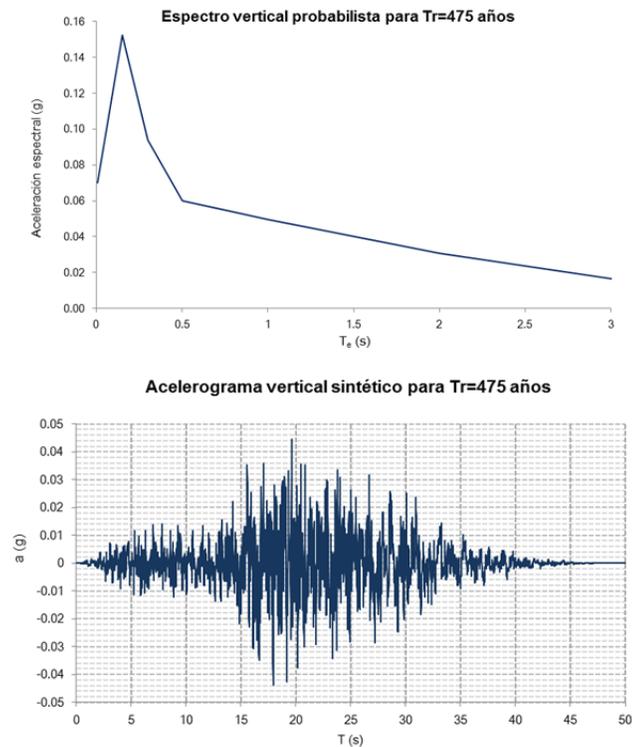


Figura 6.63. Espectro vertical y acelerograma sintético para 475 años de periodo de retorno (TMP).

Li Liu (2001) señala que los criterios de aceptación para el análisis de los posibles efectos sísmicos en una presa son los siguientes:

- Límite de falla: Análisis pseudoestático o post sísmico; $FS \geq 1.0$
- Límite de servicio: la deformación permanente en la corona no debe exceder el bordo libre asignado en el diseño por sismo (generalmente mayor que 2.0 m sobre el NAME). Además pueden evaluarse los movimientos en el talud a evaluar de acuerdo con los valores propuestos por Legg *et al.* (1982, citado por Lin y Huang ,1999), mostrados en la Tabla 6.18

El análisis dinámico de la presa se llevó a cabo también para determinar las deformaciones permanentes que pudieran resultar de las fuerzas inerciales asociadas a un sismo. Los análisis se realizaron con los programas SIGMA/W 2004, QUAKE/W 2004 y SLOPE/W 2004.

Tabla 6.18. Daños sísmicos en los taludes (Legg *et al.*, 1982).

Estado de falla	Descripción de los daños	Movimiento del talud d (cm)
Leve	Movimiento del terreno insignificante, no indicios del potencial de falla por deslizamiento, solo efectos de vibración del terreno	$d < 0.5$
Moderado	Falla del terreno moderada, pequeñas grietas que tienden a formarse, efectos similares al fenómeno “sacudida (<i>lurch</i>)”	$0.5 \leq d < 5$
Significativo	Falla del terreno mayor, grietas y deslizamientos moderados, efectos similares a fenómenos de licuación y desplazamiento lateral	$5 \leq d < 50$
Severo	Falla del terreno extrema, grietas grandes y posibles movimientos de los deslizamientos, efectos similares a una ruptura de falla de gran escala	$50 \leq d < 500$
Catastrófico	Falla total, deslizamientos que se mueven a gran distancia arrastrando todo lo que encuentran	$d \geq 500$

Se llevó a cabo el análisis con el método de Newmark (1965) que considera que durante un sismo habrá momentos en los que las fuerzas inerciales en conjunto con las fuerzas estáticas iniciales excederán la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Durante estos instantes, la pérdida temporal de estabilidad ($FS < 1$) ocasionará deformaciones plásticas o irrecuperables. La acumulación de este tipo de deformaciones se manifestará como una deformación permanente una vez que haya concluido el sismo.

6.3.5.1. Análisis de condiciones iniciales

El primer paso consistió en establecer con el programa QUAKE/W 2004 las condiciones de esfuerzos iniciales o *in situ*, es decir, se aplicó el peso propio de los materiales considerando

que el embalse se encontraba al NAMO, partiendo de los resultados determinados con el análisis de flujo establecido (ver Figura 6.44). Las propiedades asignadas a los materiales para este análisis se presentan en la Tabla 6.19, mientras que los resultados de dicho análisis se presentan en la Figura 6.69.

Se consideró un modelo constitutivo lineal equivalente para los materiales de la presa, en el que el amortiguamiento (λ) es variable en función de las deformaciones de corte cíclicas. En las figuras 6.64 a la Figura 6.67 se presentan las curvas de degradación de $G_{\text{máx}}$ y λ para cada uno de los materiales.

Tabla 6.19. Propiedades de los materiales para análisis dinámico.

Material	ANÁLISIS DINÁMICO	
	λ	$G_{\text{máx}}$ (kPa)
Arcilla (núcleo)	0.45	50,500.00
Arcilla muy plástica	0.45	45,000.00
Arcilla (delantal)	0.45	60,000.00
Arena fina	0.35	130,000.00
Filtro	0.35	150,000.00
Transición	0.35	190,000.00
Enrocamiento	0.30	350,000.00
Estrato 1	0.35	2,500,000.00
Estrato 2	0.35	2,500,000.00
Estrato 3	0.35	4,000,000.00
Estrato 4	0.35	25,000,000.00
Estrato 5	0.35	30,000,000.00

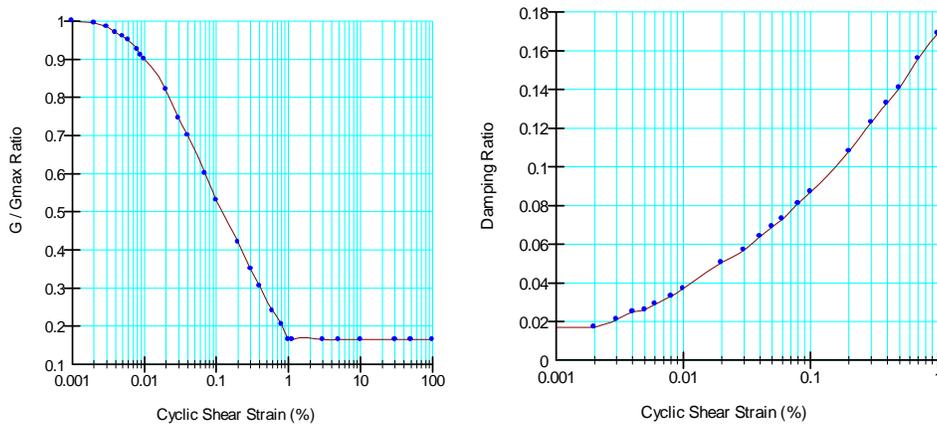


Figura 6.64. Curvas de degradación de $G_{\text{máx}}$ y λ de suelos blandos.

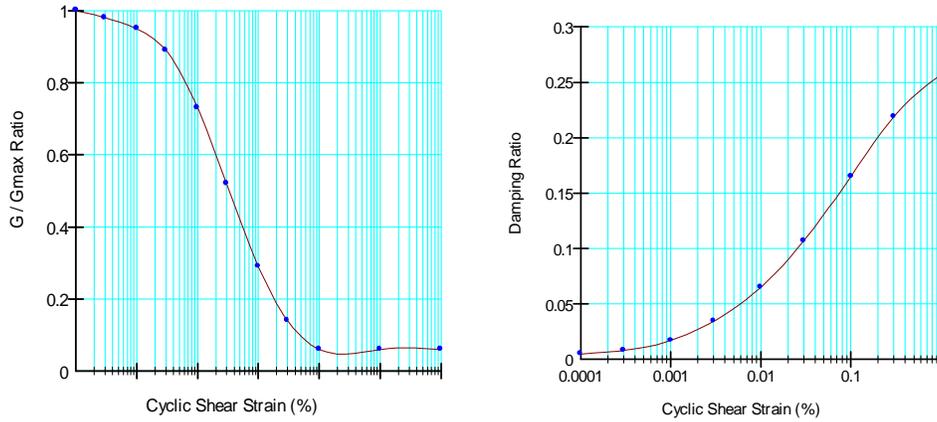


Figura 6.65. Curvas de degradación de $G_{máx}$ y λ para arenas.

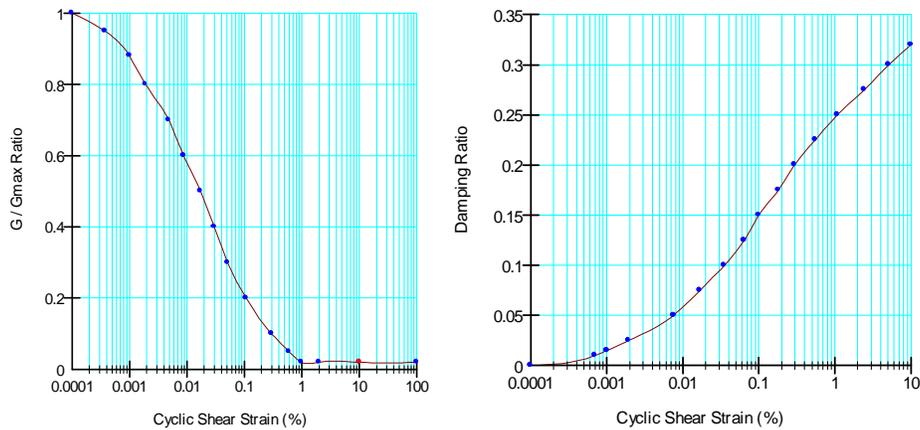


Figura 6.66. Curvas de degradación de $G_{máx}$ y λ para enrocamiento.

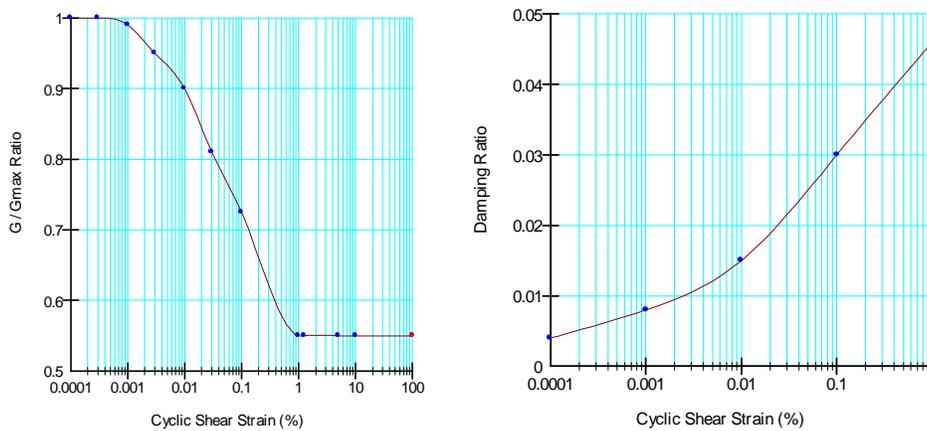


Figura 6.67. Curvas de degradación de $G_{máx}$ y λ para rocas.

En la Figura 6.68 se muestra el modelo a analizar, con una malla de 4407 elementos y 6039 nodos, cabe aclarar que se eligió este modelo ya que después de hacer pruebas se encontró que la lejanía de las fronteras no influenciaban los resultados obtenidos.

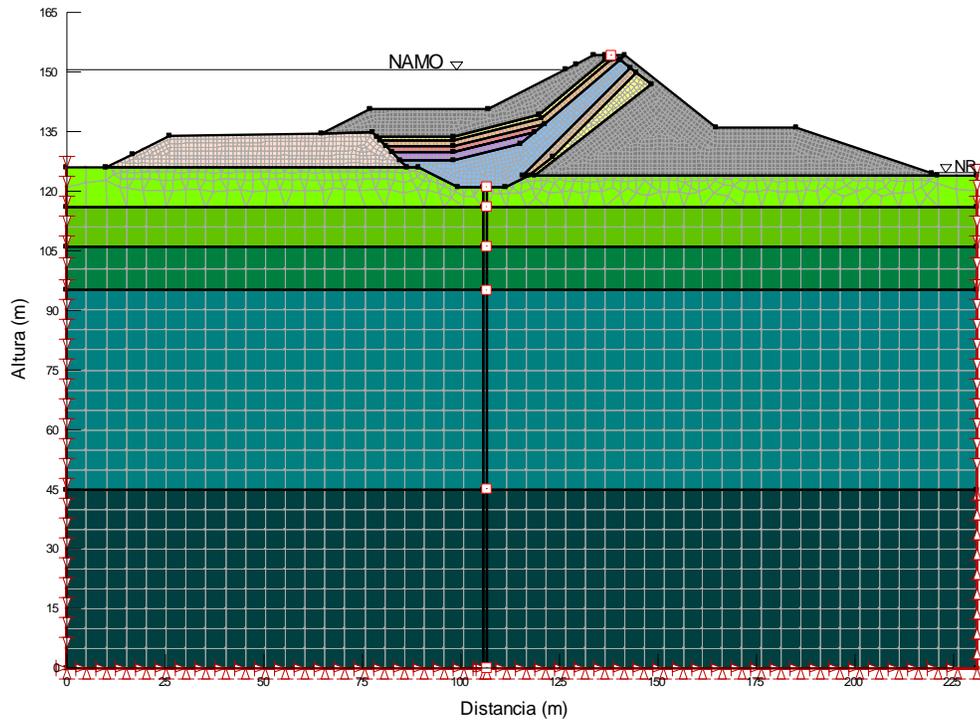


Figura 6.68. Modelo de Elemento Finito de la presa.

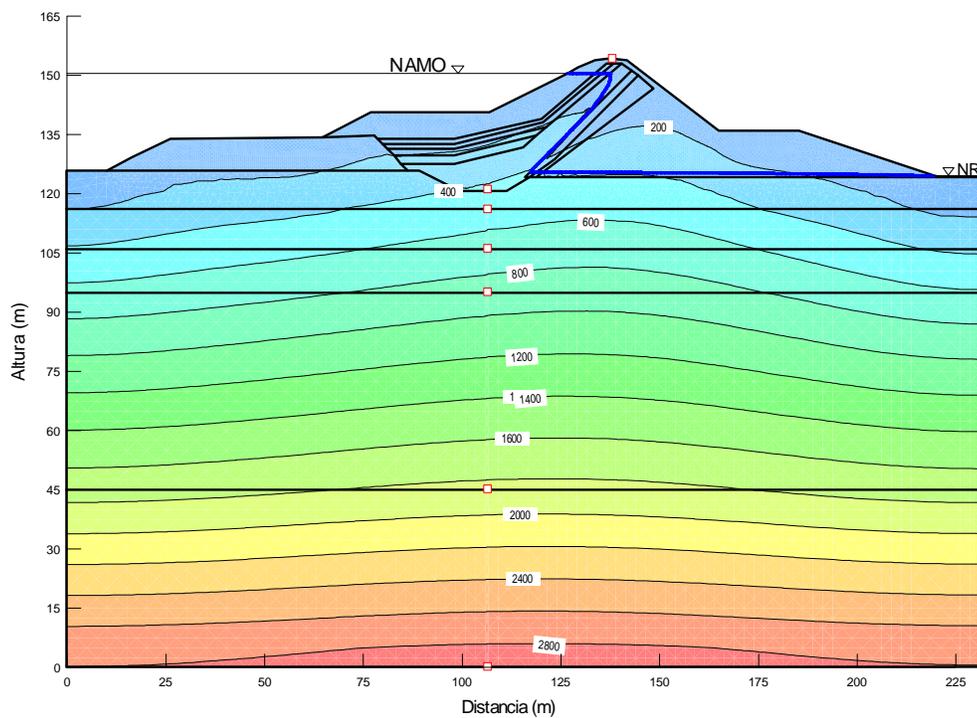


Figura 6.69. Resultados de análisis inicial estático (contornos de esfuerzos verticales totales, kPa).

6.3.5.2. Análisis dinámico lineal equivalente

A partir de los resultados del análisis de las condiciones iniciales o *in situ*, se llevó a cabo un análisis dinámico de tipo lineal equivalente con QUAKE/W en el que se aplicó un acelerograma horizontal y un acelerograma vertical correspondiente al TBO ($T_r=125$ años, Figura 6.60 y Figura 6.62) definido con un análisis de riesgo sísmico, con aceleración horizontal máxima de 0.051 g y una aceleración vertical máxima de 0.026 g.

Como ya se mencionó, los niveles de desempeño sísmico exigidos en cada caso son diferentes. Específicamente, el TBO debe ser resistido por la cortina sin que se produzcan daños estructurales, mientras que para el TMP se acepta la ocurrencia de daño pero sin llegar a la falla de colapso; tomando esto en consideración, se llevó a cabo un análisis de estabilidad dinámica bajo condiciones de flujo establecido con el embalse al NAMO para el TMP y el TBO.

Los resultados se presentan en la Figura 6.70 a la Figura 6.80.

En la Figura 6.71 y la Figura 6.72 se observa que las aceleraciones horizontales se amplifican hasta obtener valores del orden de 0.50 g en el talud aguas abajo, 0.45 g en la corona de la cortina y 0.45 g en el delantal de material impermeable localizado aguas arriba, mientras que las aceleraciones verticales se amplificaron hasta llegar a 0.45 g en la corona de la cortina.

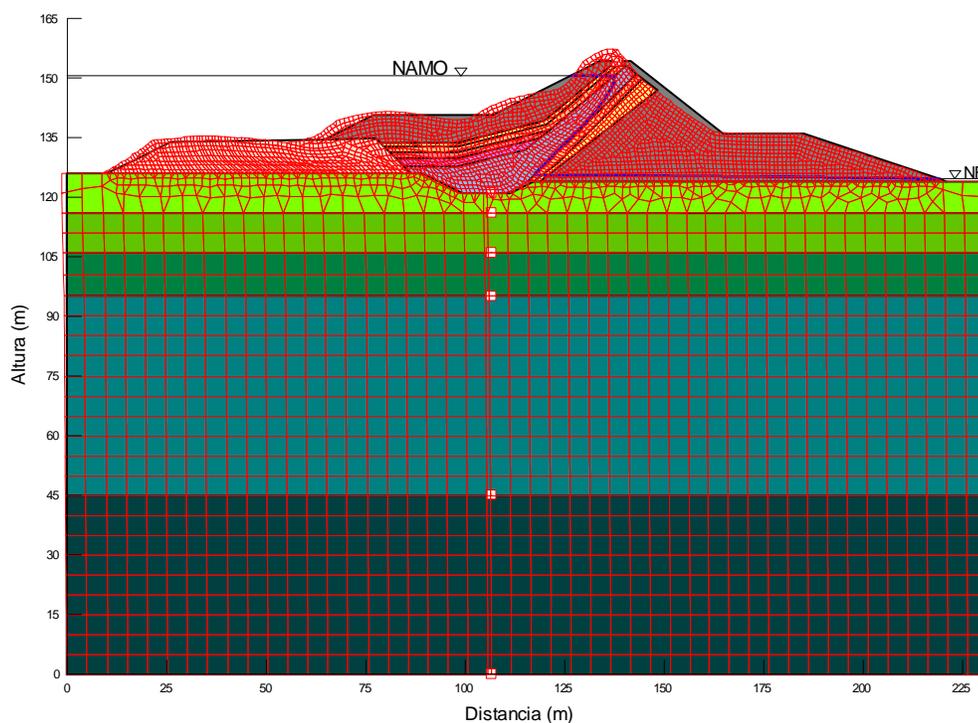


Figura 6.70. Malla deformada posterior a la aplicación del TBO en el análisis dinámico de tipo lineal equivalente.

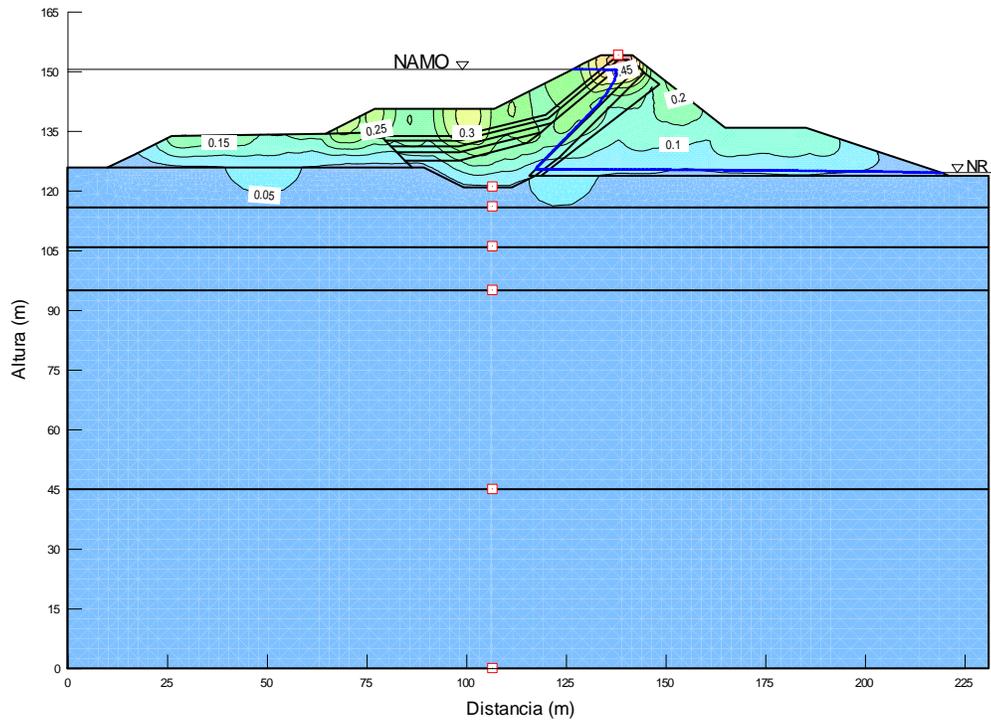


Figura 6.71. Contornos de aceleración máxima vertical para el TBO (en g).

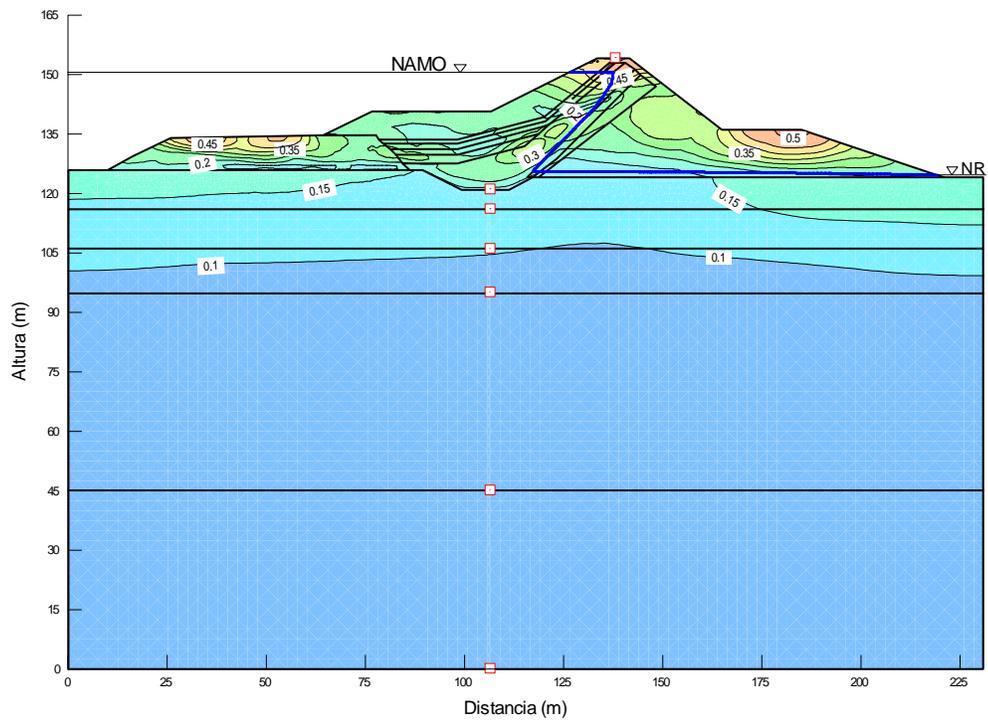


Figura 6.72. Contornos de aceleración máxima horizontal para el TBO (en g).

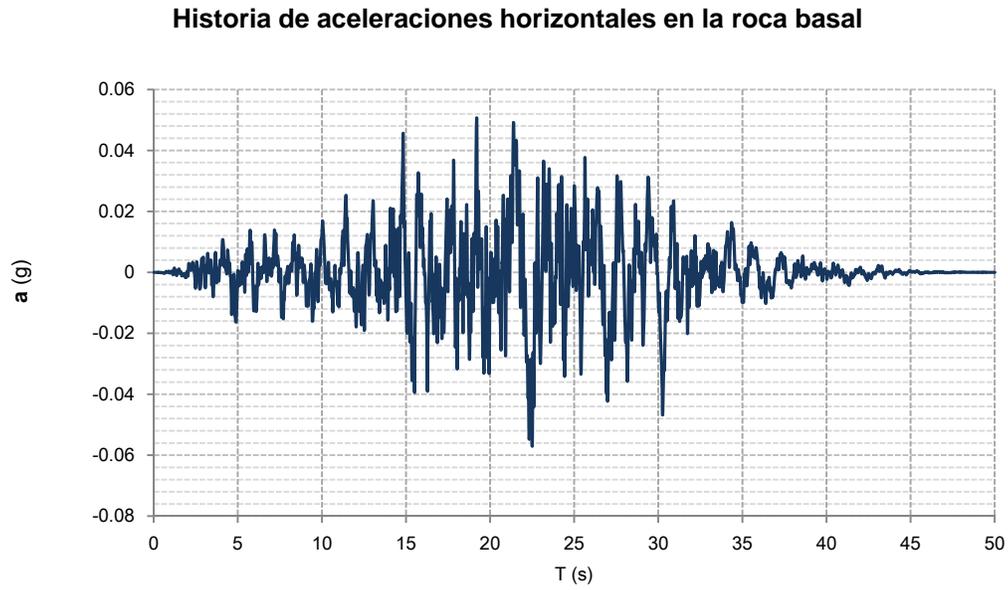


Figura 6.73. Historia de aceleraciones horizontales en la roca basal para el TBO (en g).

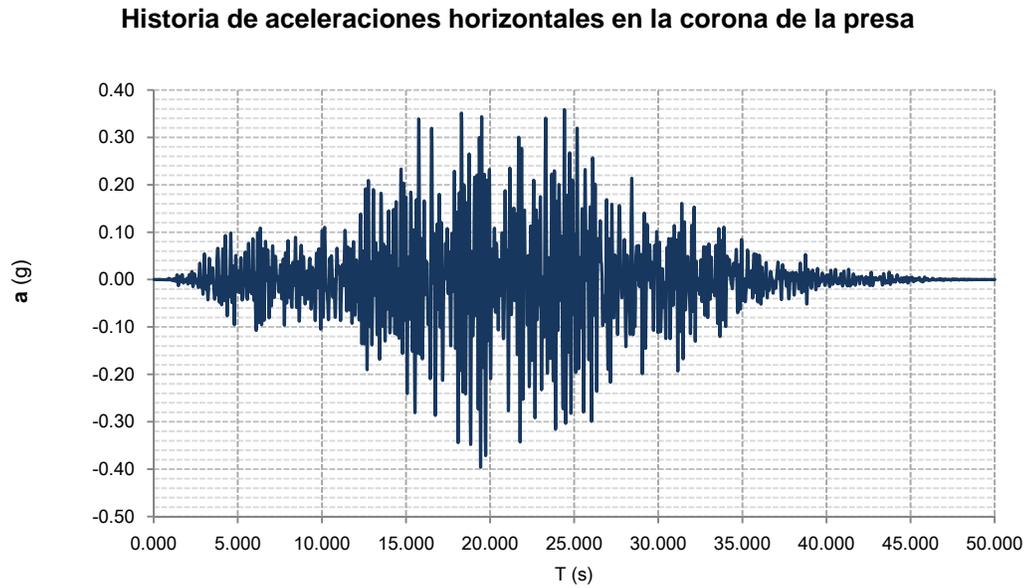


Figura 6.74. Historia de aceleraciones horizontales en la corona de la cortina para el TBO (en g).

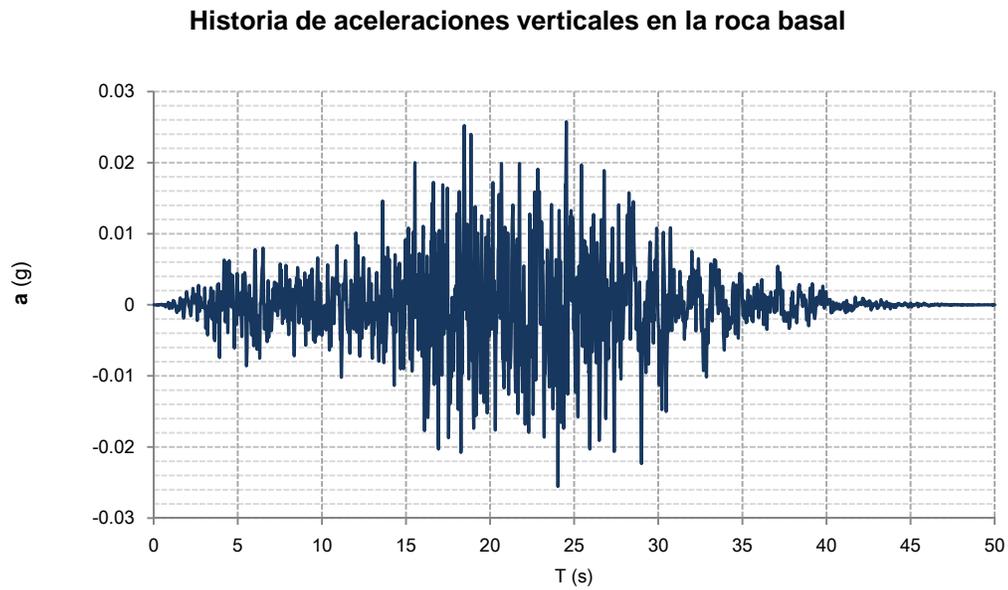


Figura 6.75. Historia de aceleraciones verticales en la roca basal para el TBO (en g).

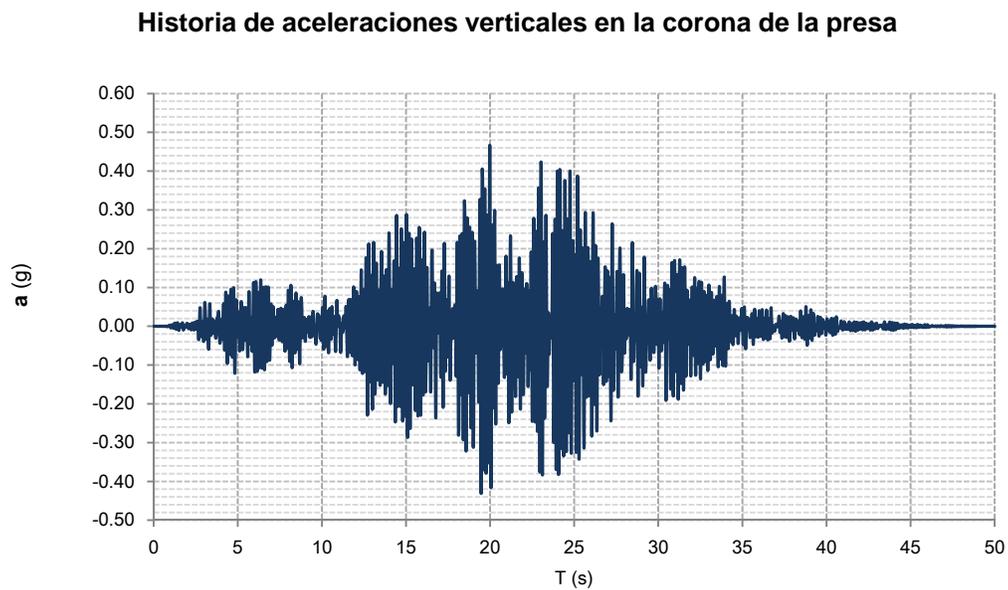


Figura 6.76. Historia de aceleraciones verticales en la corona de la cortina para el TBO (en g).

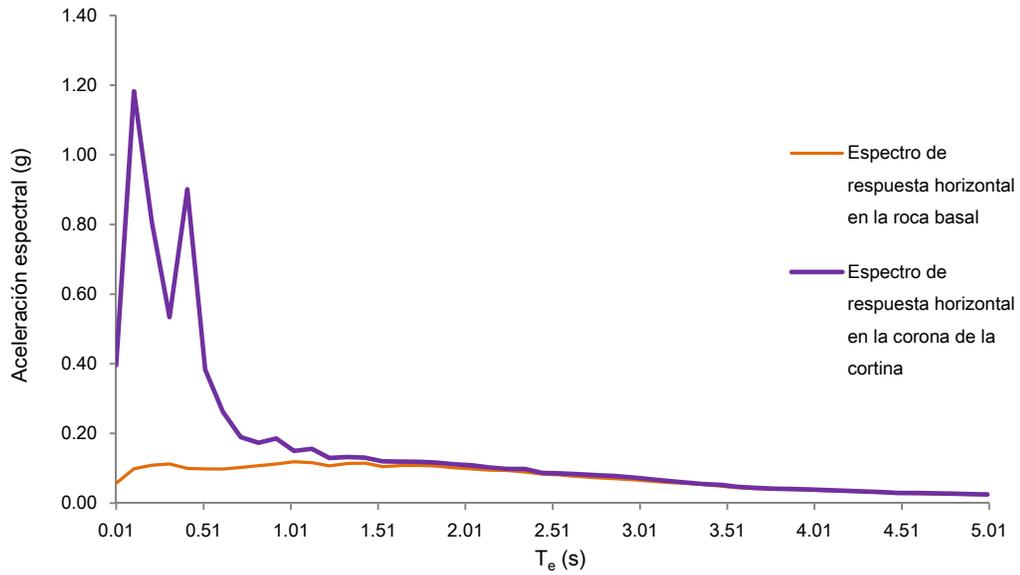


Figura 6.77. Espectros de respuesta horizontal en la roca basal y corona de la cortina para el TBO (en g).

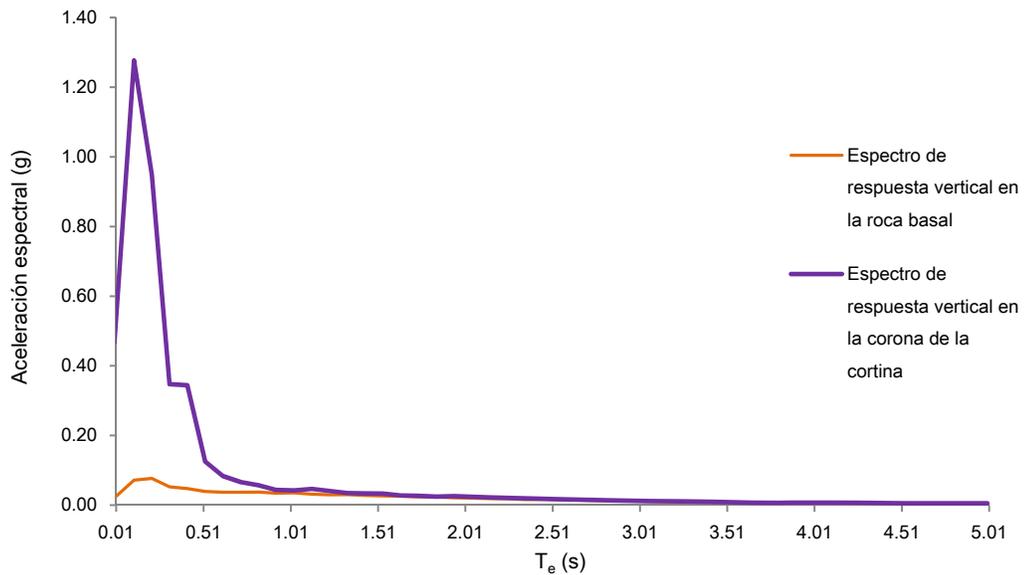


Figura 6.78. Espectros de respuesta vertical en la roca basal y corona de la cortina para el TBO (en g).

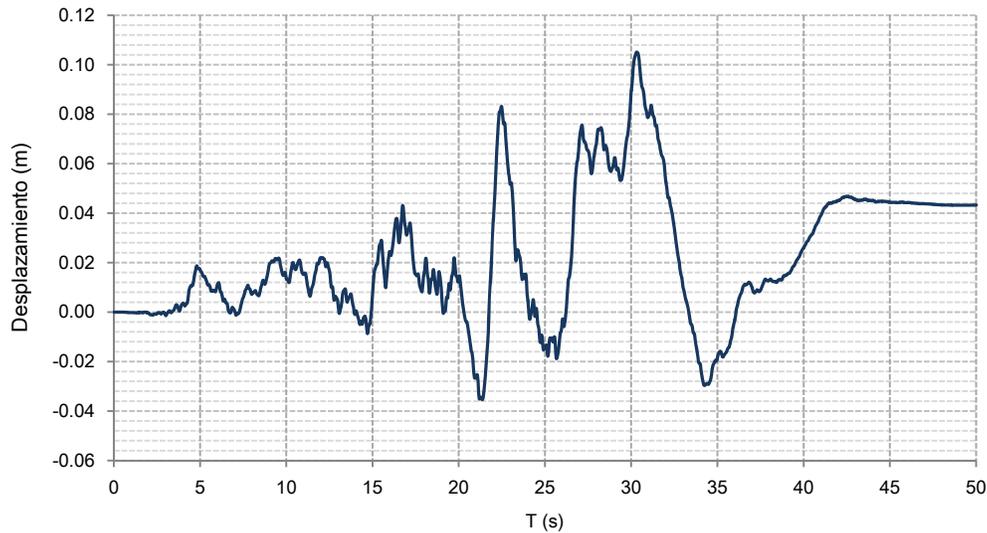


Figura 6.79. Historia de desplazamientos horizontales en la corona de la cortina para el TBO (en m).

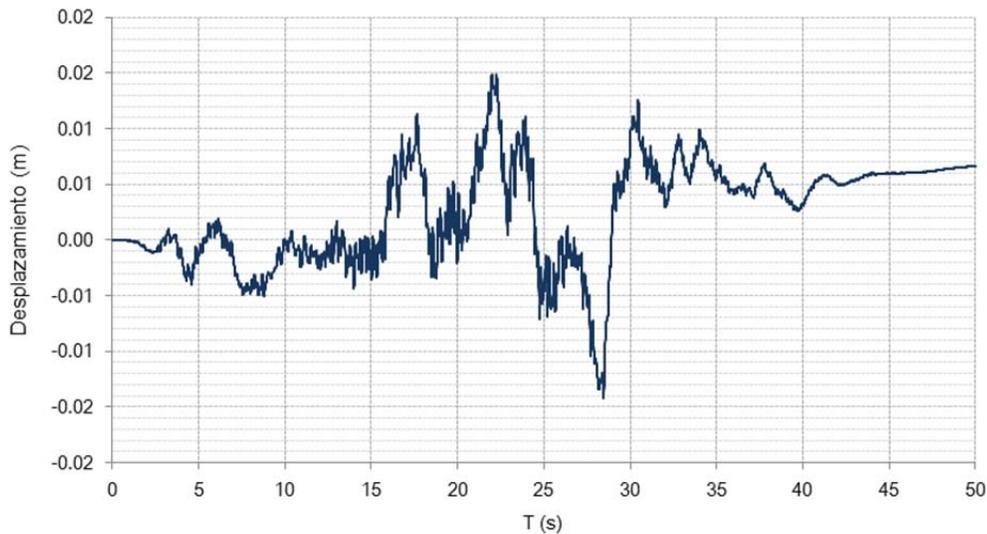


Figura 6.80. Historia de desplazamientos verticales en la corona de la cortina para el TBO (en m).

Se realizó el mismo procedimiento para el TMP ($T_r=475$ años, Figura 6.61 y Figura 6.63) definido con un análisis de riesgo sísmico, cuya aceleración vertical máxima es de 0.045 g y la aceleración horizontal máxima de 0.081 g. Los resultados se presentan en la Figura 6.81 a la Figura 6.91.

En la Figura 6.82 y Figura 6.83 se muestran los contornos de las aceleraciones horizontales, mismas que se amplifican hasta obtener valores del orden de 0.95 g en el talud aguas abajo, 0.60 g en la corona de la cortina y 0.75 g en el delantal de material impermeable localizado aguas arriba, mientras que las aceleraciones verticales se amplificaron hasta llegar a 0.65 g en la corona de la cortina.

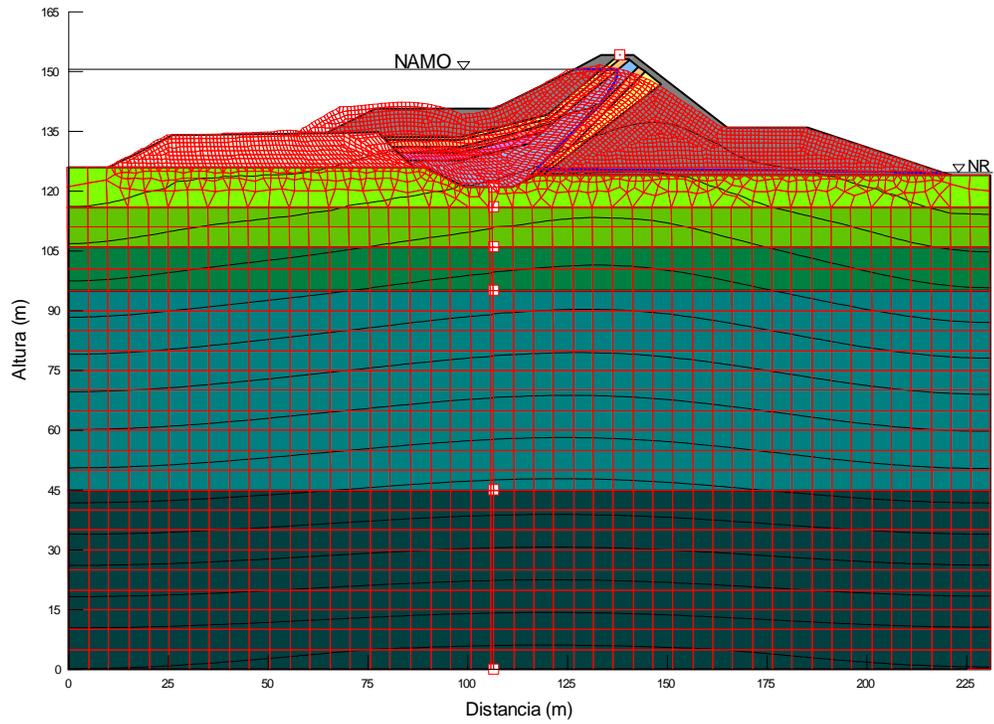


Figura 6.81. Malla deformada posterior a la aplicación del TMP en el análisis dinámico de tipo lineal equivalente.

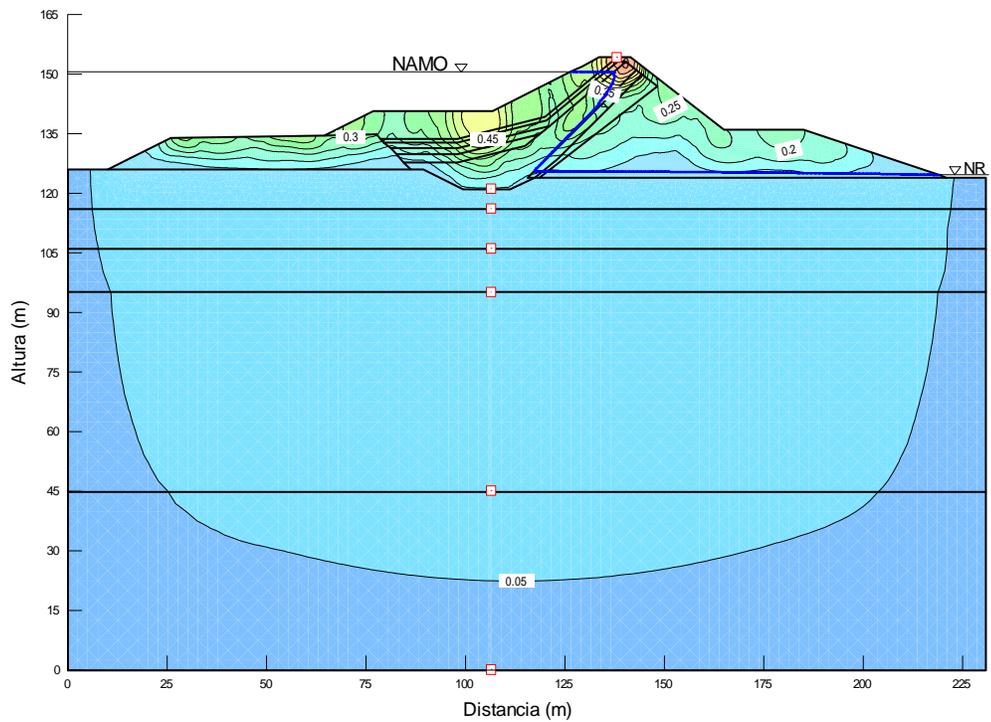


Figura 6.82. Contornos de aceleración máxima vertical para el TMP (en g).

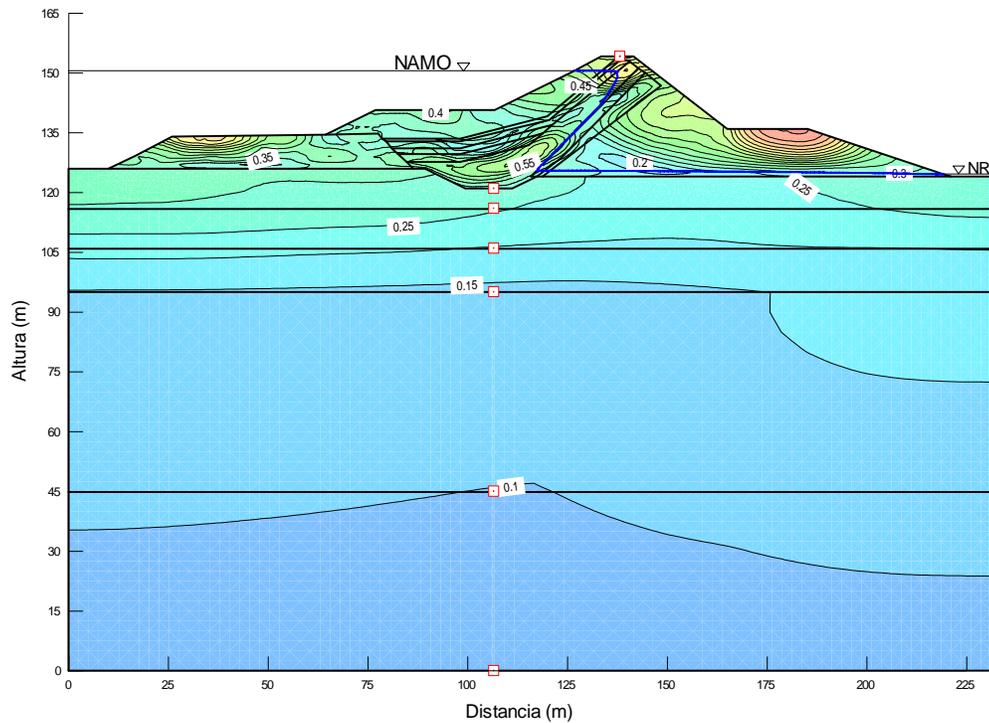


Figura 6.83. Contornos de aceleración máxima horizontal para el TMP (en g).

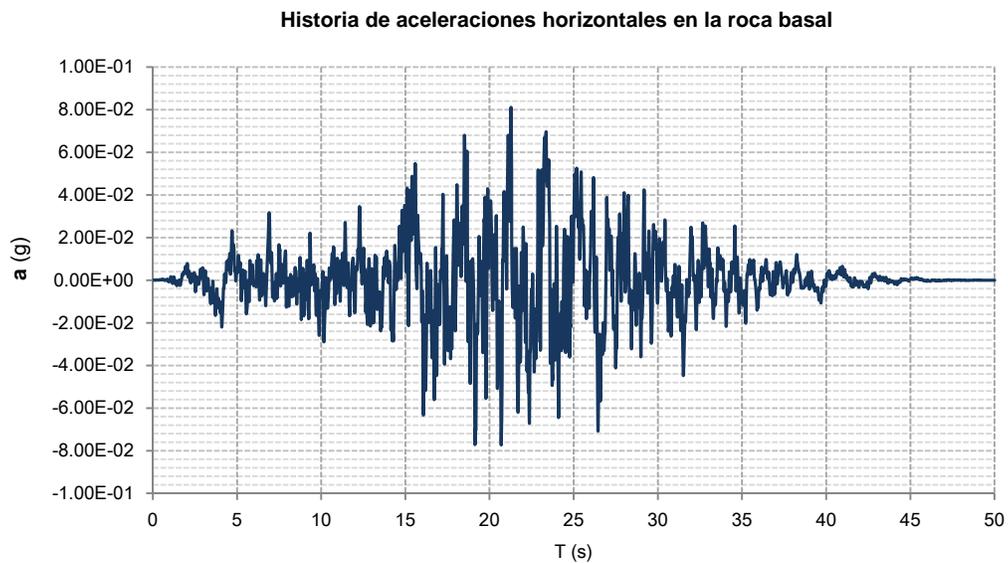


Figura 6.84. Historia de aceleraciones horizontales en la roca basal para el TMP (en g).

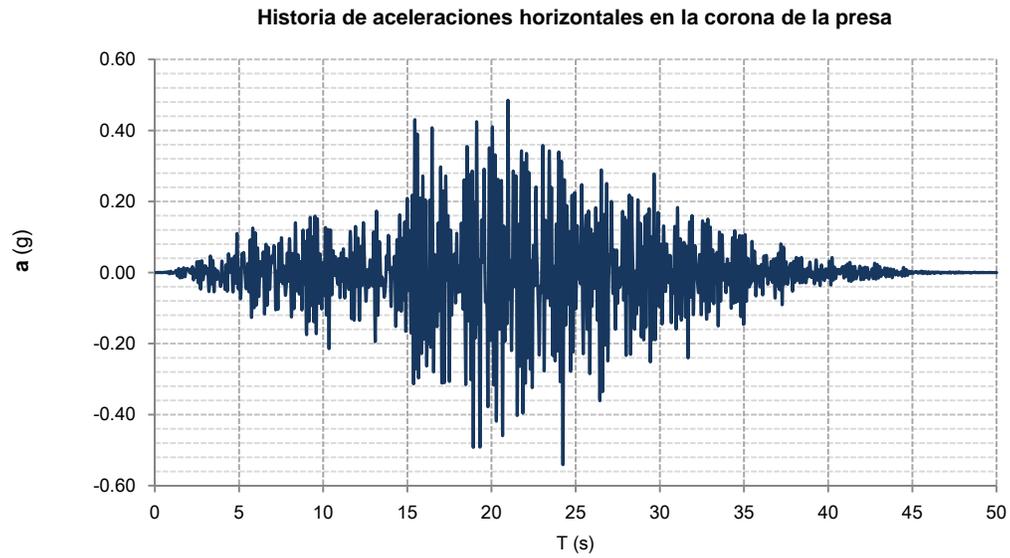


Figura 6.85. Historia de aceleraciones horizontales en la corona de la cortina para el TMP (en g).

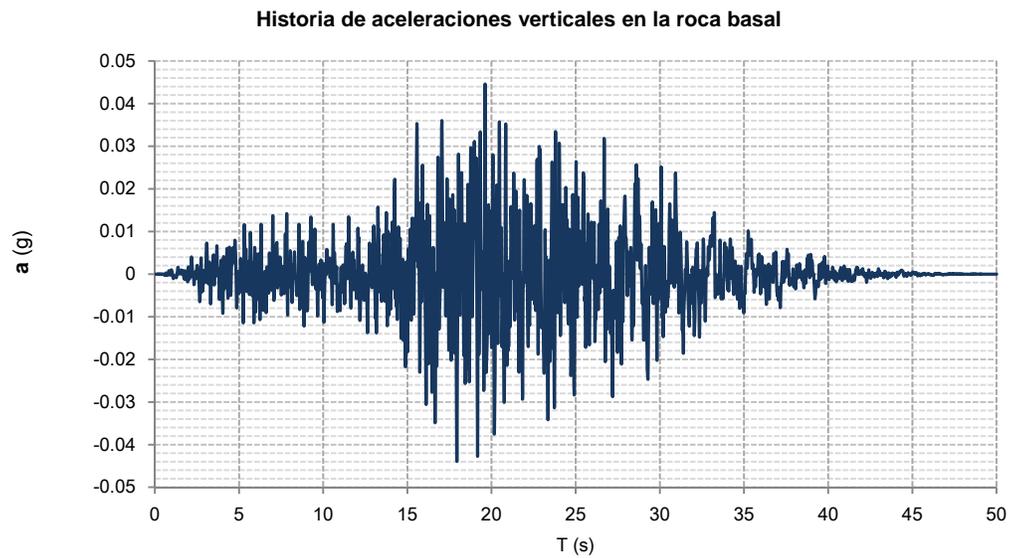


Figura 6.86. Historia de aceleraciones verticales en la roca basal para el TMP (en g).

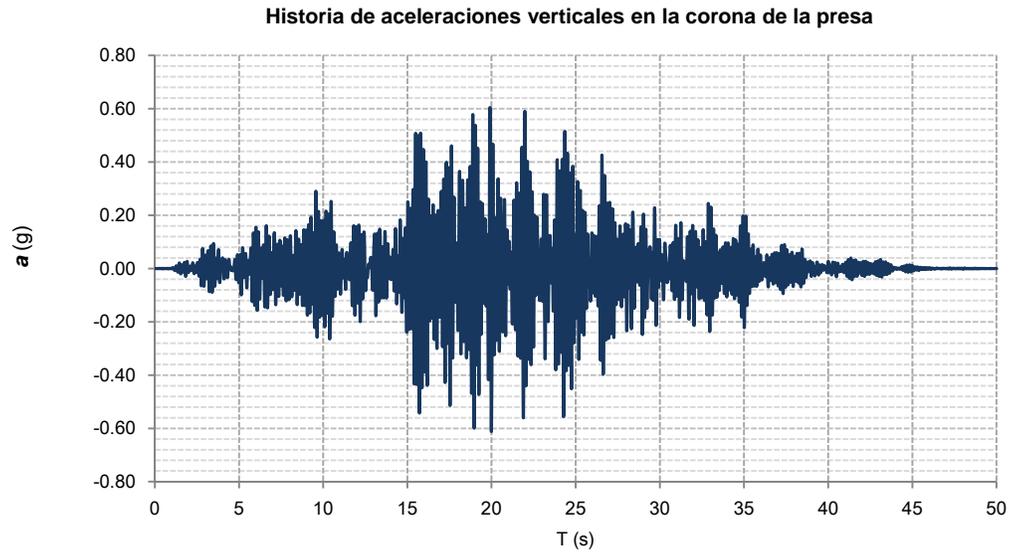


Figura 6.87. Historia de aceleraciones verticales en la corona de la cortina para el TMP (en g).

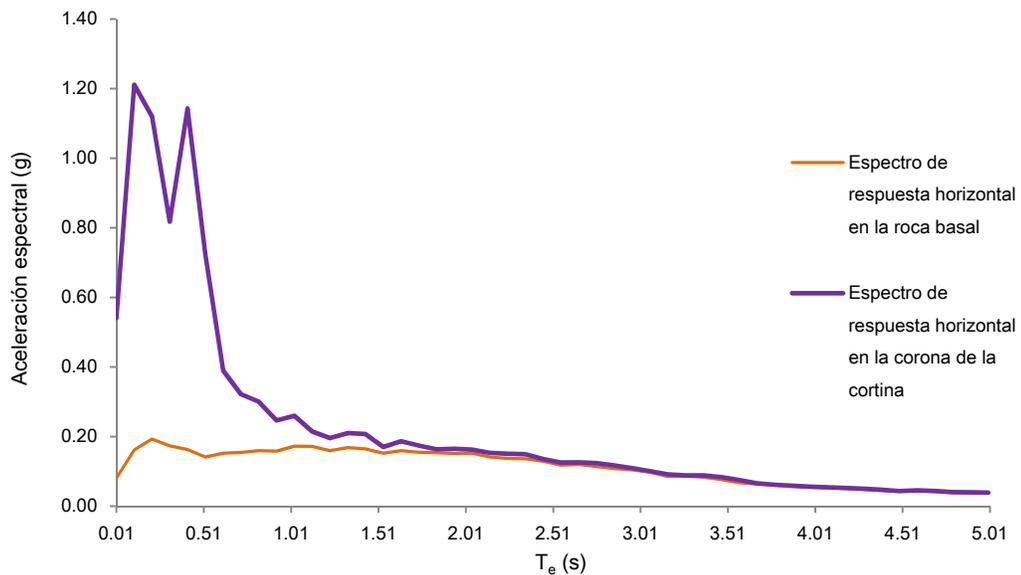


Figura 6.88. Espectros de respuesta horizontal en la roca basal y corona de la cortina para el TMP (en g).

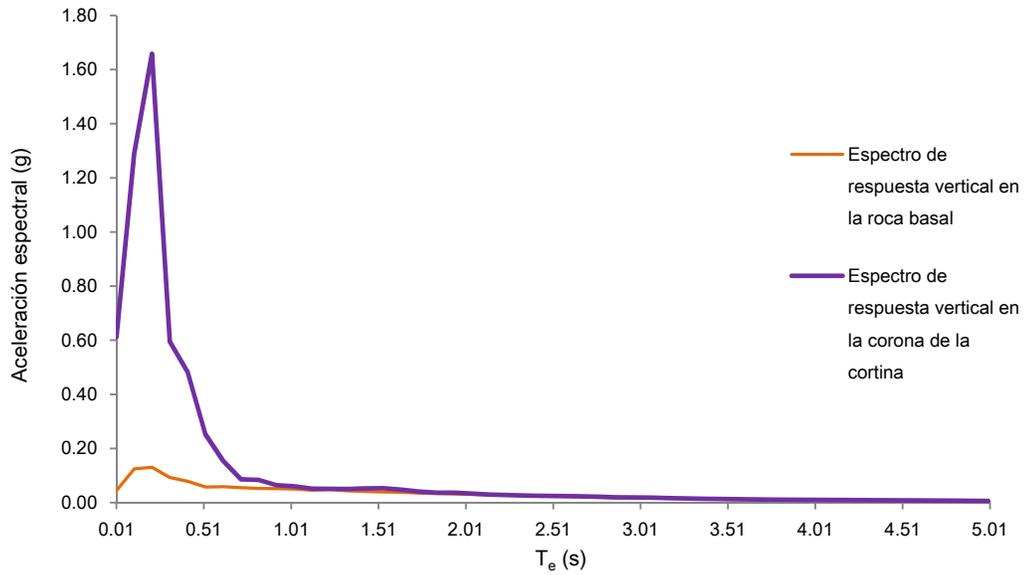


Figura 6.89. Espectros de respuesta vertical en la roca basal y corona de la cortina para el TMP (en g).

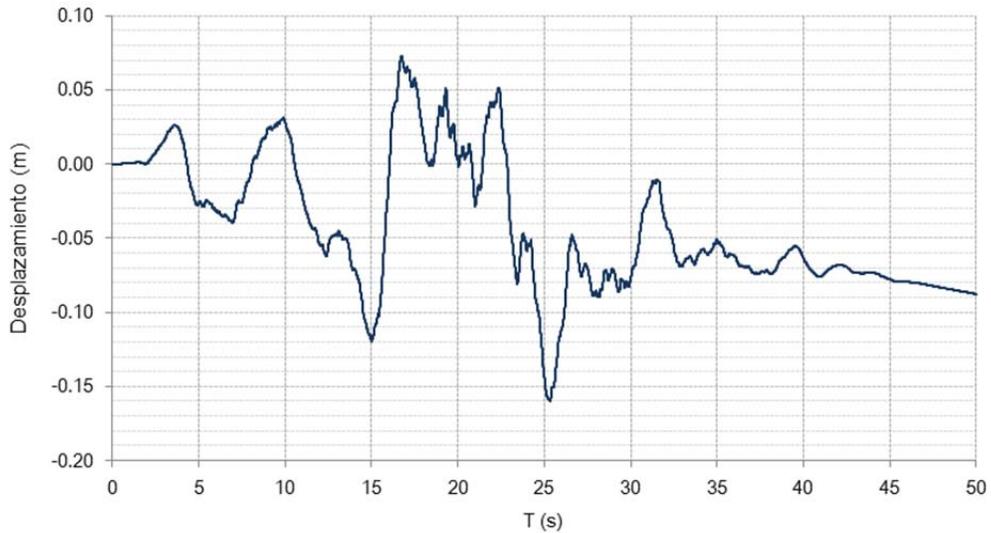


Figura 6.90. Historia de desplazamientos horizontales en la corona de la cortina para el TMP (en m).

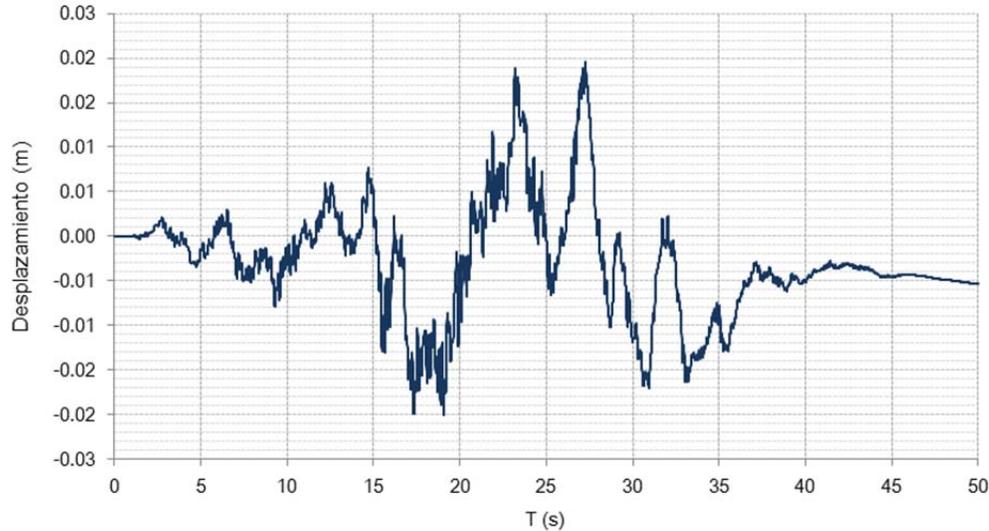


Figura 6.91. Historia de desplazamientos verticales en la corona de la cortina para el TMP (en m).

6.3.5.3. Análisis de estabilidad de Newmark

A partir de los resultados determinados con el análisis dinámico, con el programa SLOPE/W se hizo un análisis de estabilidad con el método de Newmark. En este caso se calcularon los esfuerzos normal y cortante en la base de cada dovela. El esfuerzo normal en conjunto con los parámetros de resistencia de los materiales se empleó para determinar la resistencia al esfuerzo cortante en la base de cada una de las dovelas. La relación de la suma de la resistencia del suelo con el esfuerzo cortante movilizado se tomó como el factor de seguridad.

$$FS = \frac{\Sigma \text{Resistencia al esfuerzo cortante}}{\Sigma \text{Esfuerzo cortante movilizado}} \quad (6.5)$$

De acuerdo con el método de Newmark, el talud se idealiza como un bloque rígido que se desliza sobre una base rígida e inclinada cuyo deslizamiento es posible solamente cuando la aceleración sísmica excede a la aceleración de fluencia o crítica, es decir, la aceleración que desarrolla un $FS=1$.

El valor de la aceleración de fluencia está en función de la geometría de la presa y la resistencia de los materiales.

El programa SLOPE/W calcula el FS para cada intervalo de tiempo, por lo que es posible obtener la variación del FS durante el sismo. Con base en esto se determina la aceleración de fluencia para cada una de las superficies potenciales de falla y cuando la aceleración inducida por el sismo excede a la aceleración de fluencia, se asume que los movimientos ocurrirán a lo largo de la superficie de falla. De este modo, mediante un procedimiento de doble integración de aceleraciones excedentes, SLOPE/W proporciona los desplazamientos ocurridos durante el sismo.

En la Figura 6.92 se muestra la variación del FS con el tiempo, determinada a partir del análisis con el método de Newmark para el TBO. Para este caso el FS no llegó a un valor menor de 1 por lo que no existirán deformaciones permanentes a causa del TBO.

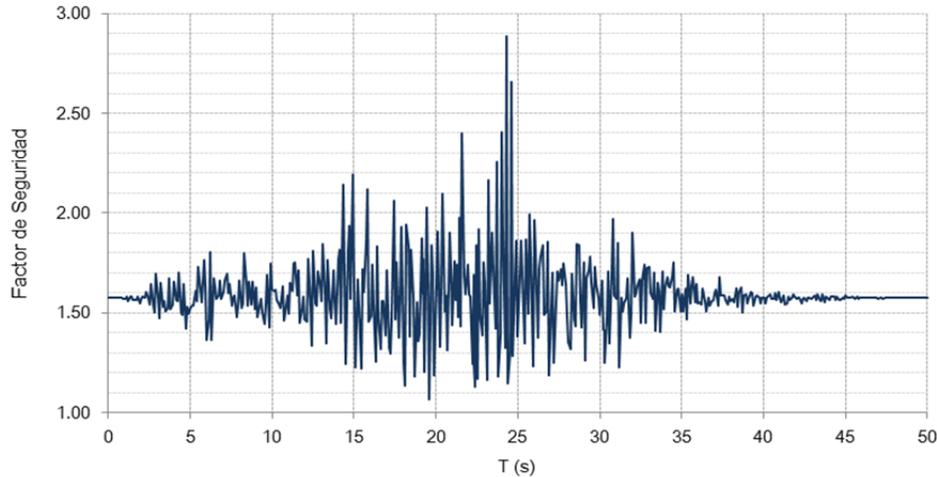


Figura 6.92. Variación del FS en el talud aguas abajo con el tiempo durante el TBO (adimensional).

En la Figura 6.93 se muestra la variación del FS con el tiempo, determinada a partir del análisis con el método de Newmark para el TMP. Para este caso el FS fue menor que 1 en algunos instantes durante el TMP, lo que originó una deformación permanente de 0.0006564 m en el talud aguas abajo de la presa (Figura 6.94). De acuerdo con la Tabla 6.18, el estado de falla se considera leve por lo que sólo existirán efectos de vibración en el terreno.

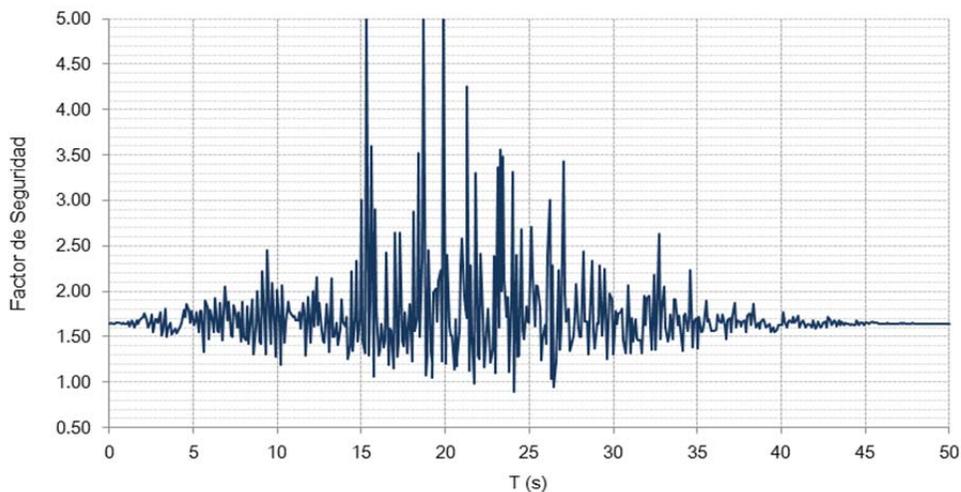


Figura 6.93. Variación del FS en el talud aguas abajo con el tiempo durante el TMP (adimensional).

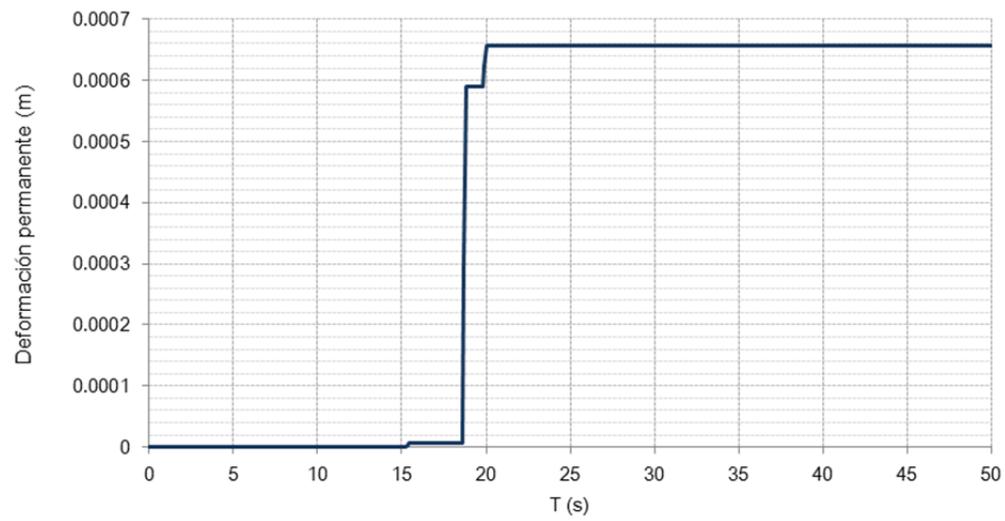


Figura 6.94. Deformaciones permanentes vs tiempo en el talud aguas abajo ocasionadas por el TMP (en m).

7. CONCLUSIONES

1. Se realizó una revisión de las propiedades dinámicas de los suelos y sus principales técnicas de determinación tanto en campo como en laboratorio. Además, se hizo una revisión de los modelos de comportamiento dinámico de los suelos más representativos. Los modelos tipo Masing son herramientas prácticas y confiables que simulan el comportamiento dinámico de los suelos.
2. A partir de registros de 13 estaciones en la ciudad de México se generó un sismo semilla, en el trabajo realizado por Jaime *et al.* (2012) fueron empleados 22 registros. Los resultados obtenidos fueron muy similares, con lo que se comprobó que no es necesario emplear un gran número de registros para obtener un espectro de respuesta y sismo semilla representativos.
3. En un sitio conocido del Distrito Federal, con un perfil estratigráfico cuyas propiedades estáticas y dinámicas fueron determinadas a partir de datos de sondeos y pruebas de laboratorio, se analizó la influencia de la estratificación y la geometría de un depósito de suelo en su respuesta sísmica. Se estudiaron nueve casos. En los que se aplicó en la base del depósito un sismo semilla generado previamente. Se obtuvieron los espectros de respuesta en la superficie del terreno.

En el caso 1 tomando en cuenta los datos estratigráficos se dividió el depósito en tres estratos. Se obtuvo una aceleración espectral de 0.197g para un periodo de 0.83s en la superficie libre del terreno. En el caso 2, se supuso que los estratos 1 y 2 eran similares por lo que se ambos se redujeron a un estrato de 33.3m de espesor, más un estrato de 16.7m con las propiedades correspondientes. Se obtuvo una aceleración espectral de 0.091g para el periodo de 0.91s. En el caso 3 se consideró un depósito homogéneo con las propiedades correspondientes al estrato 1, con lo que se obtuvo una aceleración de 0.114g para un periodo espectral de 0.85s. En el caso 4 se analizó un depósito homogéneo cuyas propiedades corresponden al promedio normalizado de la estratigrafía considerada; en esta ocasión se obtuvo una aceleración espectral de 0.38g para un periodo de 1.01s, es decir, la aceleración es 1.93 veces más grande que la del caso 1, mientras que el periodo dominante se recorrió a la derecha 0.18s (fig 6.15).

En los casos 5, 6 y 7 se analizó la influencia de las condiciones de frontera en el sentido horizontal para el análisis bidimensional por lo que se varió la extensión horizontal del depósito de suelo. Para el caso 5 se analizó el depósito con una extensión de 120m, con el que se obtuvo una aceleración máxima de 0.114g para un periodo de 0.85s, mientras que para el caso 6 en el que el depósito de suelo tenía una extensión de 40m se obtuvo una aceleración máxima de 0.117g en un periodo de 0.85s. En el caso 7 se analizó una columna de 1m de ancho y se obtuvo una aceleración máxima de 0.116g para un periodo de 0.85s. Al comparar los espectros de respuesta en la superficie de los casos 3, 5, 6 y 7 se observó que la variación en la aceleración espectral fue mínima ($\pm 0.001g$ aprox) mientras que los periodos característicos coincidieron (fig 6.23). A partir de esto se puede concluir que para el caso de análisis bidimensional con un programa de elemento finito, la

influencia en la longitud horizontal de un depósito de suelo es prácticamente despreciable en cuando a la amplificación de los movimientos debidos a un sismo.

También se varió la altura del depósito de suelo, en el caso 8 se analizó un depósito homogéneo de suelo con una altura de 30m, lo que dio como respuesta una aceleración espectral de 0.114g con un periodo de 0.85s; en el caso 9 se analizó un depósito de 10m de espesor y se obtuvo una aceleración de 0.386g para un periodo de 0.83s, es decir, 3.5 veces más grande que las aceleraciones máximas de los casos 3 y 8, mientras que el periodo disminuyó 0.02s (fig 6.28).

Finalmente se analizó el caso 1 con los programas de análisis unidimensional de propagación de ondas SHAKE, y los de análisis bidimensional QUAKE y FLAC. Con el programa SHAKE se obtuvo una aceleración espectral máxima de 0.1408g para un periodo característico de 0.55s, en el caso del análisis con FLAC se obtuvo una aceleración espectral máxima de 0.1355g para un periodo de 0.55s. La diferencia entre estos dos últimos fue de 0.0053g en la aceleración espectral máxima, mientras que la diferencia entre estos resultados con los obtenidos en el análisis con QUAKE es de aproximadamente 0.05g (fig 6.30). Existe mayor similitud en las aceleraciones máximas, y los periodos de los resultados obtenidos con el programa SHAKE y el programa de diferencias finitas FLAC. La diferencia entre los resultados se puede atribuir a los distintos enfoques y formulación propios de cada uno de los programas.

4. Se hizo el estudio del comportamiento dinámico de una presa en el Valle de México. Para ello se llevaron a cabo análisis de flujo de agua, a fin de establecer las condiciones iniciales de esfuerzos. A partir de las condiciones iniciales de esfuerzos se realizó el análisis dinámico de la presa. Como producto de este análisis se determinaron las deformaciones permanentes y los desplazamientos máximos, además de analizar si se podía llegar a la falla de la estructura.

Adicionalmente, para determinar la influencia de la variación de las propiedades estáticas de los suelos en la estabilidad de la presa, se tomó en cuenta el procedimiento propuesto por Harr (1984), con lo que se consideró un coeficiente de variación (V) del 8% para el ángulo de fricción interna (ϕ) y del 20% para la cohesión (c). A partir de ello, se estimaron los valores correspondientes a la media más una desviación estándar ($\bar{x} + \sigma$) y la media menos una desviación estándar ($\bar{x} - \sigma$). A pesar de que para el caso de los análisis con propiedades correspondientes a la media menos una desviación estándar ($\bar{x} - \sigma$) los FS se vieron considerablemente reducidos. Se concluye que la estabilidad de la cortina es adecuada pues el FS siempre fue mayor de 1.

En cuanto al análisis dinámico, como movimiento sísmico de entrada se emplearon acelerogramas sintéticos horizontales y verticales compatibles con los espectros de peligro uniforme para terreno firme en el Valle de México con un periodo de retorno de 125 y 475 años, respectivamente; esto de acuerdo con lo establecido en las NTCDS-RCDF.

El Temblor Base de Operación con un $Tr=125$ años no ocasionó deformaciones permanentes en la corona de la presa. El Temblor Máximo Probable con un $Tr=475$ años,

originó una deformación permanente en la corona de la presa de 0.0006564 m, valor que es muy pequeño y despreciable.

De estos análisis se desprende que sólo existirán vibraciones elásticas en la estructura y en el suelo de cimentación.

8. REFERENCIAS

Abrahamson, N (1993). “Non-stationary Spectral Matching Program”, No publicado.

Aguirre, J, M Rodríguez y R Vázquez (2013). “Sísmica de dispersión de ondas superficiales usando ruido sísmico. Siete mediciones en el estado de Colima, México”. *Congreso Nacional de Mecánica de Suelos, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, 22-25 Noviembre 2006*, 495-504. México.

Anderson, D G y K H Stokoe (1978). “Shear Modulus: A Time-dependent Soil Property”. *Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654*, ASTM, EUA.

Anderson, D G y R D Woods (1975). “Comparison of Field and Laboratory Shear Modulus”. *Proceedings, ASCE Conference on In Situ Measurement of Soil Properties*, Vol. 1. EUA.

Arnal, L y M Betancourt (2005). “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, 5ª. Edición, ed. Trillas, México.

Avilés, L J (2013). “Evaluación del peligro sísmico en el Valle de México”, No publicado.

Benioff, H (1934). “Calculation of the response of an oscillator to arbitrary ground motion”. *Bulletin of Seismological Society of America*, 31, EUA.

Biot, M A (1941). “A mechanical analyzer for the prediction of earthquake stresses”. *Bulletin of Seismological Society of America*, 31, EUA.

Bishop, K E (1959). “Forced torsional vibration of systems with distributed mass and internal and external damping”, *Transactions of the ASME*, EUA.

BMDSF (1995). “Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes”, Catálogo de Sismos, SMIS, CD.

Chávez-García, F J, M Rodríguez y W Stephenson (2005). “An alternative approach to the SPAC analysis of microtremors: exploiting stationary noise”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 95, No. 1, pp 277 – 293. EUA.

Comisión Federal de Electricidad (2008). “Manual de Diseño de Obras Civiles”, Diseño por Sismo, México.

Cornell, C A (1968). “Engineering seismic risk analysis”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 58.

CRISIS (2007). “Programa de cómputo Cálculo de Riesgo Sísmico”. Instituto de Ingeniería de la UNAM. México.

Darendelli, M B (2001). “A New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves”, PhD Dissertation, University of Texas at Austin, EUA.

Dobry, R y M Vucetic (1987). “Dynamic Properties and Seismic Response of Soft Clay Deposits”. *Proceedings, International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico City, Vol 2*, México.

Drnevich, V, J Hall y F Richard (1967). “Effect of amplitude of vibration on the shear modulus of sand”. *Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*. EUA.

Duncan (2000). “Factors of safety and reliability in Geotechnical Engineering”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 10, pp 307 – 316. EUA.

Esteva, L (1967). “Criterios para la construcción de Espectros para Diseño Sísmico” *3er Simposio Panamericano de Estructuras*, Venezuela.

Flores, Li Liu y Vassilev (2001). “Geotecnia en Ingeniería de Presas”, IMTA, cap. 15, pp 481 – 538. México.

Gobierno del Distrito Federal – GDF (2004). “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo”. México.

Gordillo, N (2011). “Aplicaciones de la Dinámica de Suelos”, Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Civil, IPN, México.

Gucunski N, V Ganji, M H Maher (1996). “Effects of obstacles on Rayleigh wave dispersion obtained from the SASW test”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. EUA.

Hardin, B O (1965). “The nature of damping in sands”. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, vol 91, EUA.

Hardin, O B y W L Black (1968). “Vibration modulus of normally consolidated clays”. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, vol 94, No. SM2. EUA.

Hardin, O B y V P Drnevich (1972 a). “Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects”. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, vol 98, No. SM6. EUA.

Hardin, O B y V P Drnevich (1972 b). “Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves”. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, vol 98, No. SM7. EUA.

Harr, M E (1984). “Reliability-based Design in Civil Engineering” *Henry M. Shaw Lecture*, Dept. of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, N.C. EUA.

Housner, G W (1941). “Calculation of the response of an oscillator to arbitrary ground motion” *Bulletin of Seismological Society of America*, 39, EUA.

Ishihara, K (1982). “Evaluation of Soil Properties for use in Earthquake Response Analysis”. *Memorias del International Symposium on Numerical models in Geomechanics*, Zürich, Suiza.

Ishihara, K (1996). “Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics” *Oxford Engineering Science Series*, vol 46, Clarendon Press, Reino Unido.

Jaime, A (1987). “Características Dinámicas de la Arcilla del Valle de México” Tesis doctoral, DEPMI, UNAM, México.

Jaime, A y A Montoya (2008). “Análisis de Confiabilidad en Geotecnia, Cuatro Enfoques”, UNAM, México.

Jaime A, S Juarez y F Flores (2012). “Análisis Dinámico Empleando Espectros de Diseño del Reglamento (RCDF) y del Manual de CFE (2008)”. *XXVI Reunion Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, SMIG, México.

Jamiolkowski, M, D CF Lo Presti y O Pallara (1995). “Role of *In Situ* Testing in Geotechnical Earthquake Engineering”. *Proceedings of Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamic*, State of art 7, St. Louis Missouri, Vol II, EUA.

Kitsunezaki, C (1980). "A New Method for Shear-Wave Logging". *Geophysics*. vol 45, No 10, pp 1489-1506. EUA.

Kokusho T; Y Yoshida y Y Esashi (1982). “Dynamic Properties of Soft Clay for Mid Strain Range”. *Soils and Foundations*, EUA.

Kondner , R L (1963). “Hiperbolic Stres-Strain Response: Cohesive Soils”. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, vol 89, EUA.

Krahn, J (2004). “Seepage Modeling with SEEP/W “, First Edition, May 2004, GEOSLOPE International Ltd. EUA.

Krahn, J (2004). “Stability Modeling with SLOPE/W “, First Edition, May 2004, GEOSLOPE International Ltd. EUA.

Krahn, J (2004). “Dynamic Modeling with QUAKE/W“, First Edition, May 2004, GEOSLOPE International Ltd. EUA.

Kramer, S L (1996). “Geotechnical Earthquake Engineering”, Prentice Hall Civil Engineering and Engineering Mechanics Series, EUA.

Legg, M, J Slosson y R Eguchi (1982). “Seismic Hazard for Lifeline Vulnerability Analyses” *Proceeding, Third International Conference on Micronization*, Seattle, Washington, EUA.

León J L, A Jaime y A Rábago (1974). “Propiedades Dinámicas de los Suelos. Estudio Preliminar”. Informe Interno del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Look, B G (2007). “Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables”. Taylor & Francis Group, Reino Unido.

Lin, J y Huang (1999). “A Procedure on Seismic Risk Analysis of Earth Dams”. Risk Analysis in Dam Safety Assessment, Water Resources Pub. LLC, EUA.

Lin C-P, C Chang y T-S Chang (2004). “The use of MASW method in the assessment of soil liquefaction potential”, *Soil dynamics and Earthquake Engineering*, vol 24, pp 689 – 698. EUA.

Lilhanand K y W S Tseng (1988). “Development and Application of Realistic Earthquake Time Histories Compatible with Multiple-Damping Design Spectra”, *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokio-Kyoto, Japón (Vol. II).

Luna, R y H Jadi (2000). “Determination of Dynamic Soil Properties using Geophysical Methods”, *Proceedings of the First International Conference on the Application of Geophysical and NDT Methodologies to Transportation Facilities and Infrastructure*, St. Louis, MO. USA.

Marsal, R J (1986). “Notas sobre el Diseño y Construcción de Cimentaciones en el Distrito Federal”, Comisión Federal de Electricidad, México.

Martin, P (1975). “Non-linear Methods for Dynamic Analysis of Ground Response” Tesis doctoral, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de California, EUA.

MDS-CFE (2010). “Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por Sismo”, Comisión Federal de Electricidad. México.

- Mononobe H A (1936).** “Seismic Stability of the Earth Dam”. *Proceedings, 2nd Congress on Large Dams*, Washington, D C, EUA.
- NTCDS-RCDF (2004).** “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
- Ohya, S (1984).** “*In Situ* P and S Wave Velocity Measurement”. Informe interno de Oyo Corporation, EUA.
- Ordaz M, E Miranda y J Avilés (2003).** “Propuesta de espectros de diseño por sismo para la Ciudad de México”. *Ingeniería de Estructuras*, Vol. 8. México.
- Osorio, L (2007).** “Tesis de Maestría: Caracterización de Parámetros Sísmicos en el Lago de Texcoco”. México, D.F.
- Otálvaro, I F (2005).** “Caracterización de la Respuesta Dinámica del Sitio del Gabro de Medellín”. Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Colombia. Colombia
- Pande, N G y O Zienkiewicz (1982).** “Soil Mechanics–Transient and Cyclic Loads”. Ed. John Wiley and Sons Ltd, EUA.
- PEMEX (1975).** “Exploración y Muestreo de Suelos para Proyectos de Cimentaciones. Primera Parte” Norma 2.214.05, 1a edición, México.
- Perea, T y L Esteva (2005).** “Componente vertical de registros sísmicos en México y su efecto en la respuesta sísmica no lineal de edificios”. *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 72. México.
- Pérez L E, J Avilés y U Mena (2006).** “Estudios de respuesta sísmica de sitio para actualizar el manual de diseño por sismo de la CFE”. *XXIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, Tomo 2: 439–446. México.
- PSM (2004).** Programa de cómputo Peligro Sísmico en México. Instituto de Ingeniería de la UNAM e Instituto de Investigaciones Eléctricas. México.
- Reyes, C; E Miranda y R Meli (2002).** “Estimación de espectros de aceleraciones correspondientes a diferentes periodos de retorno para las distintas zonas sísmicas de la Ciudad de México”. *Revista de Ingeniería Sísmica* .No. 66. México.
- Rodríguez, M y J Restrepo (2012).** “Práctica y diseño sísmico de edificios en México–cambios necesarios”. *Revista de Ingeniería sísmica*. No. 86, pp 86 – 118. México.
- Rosenblueth E, M Ordaz, F J Sánchez-Sesma y S K Singh (1989).** “Design spectra for Mexico’s Federal District”. *Earthquake Spectra*, Vol. 5.

Romo, M P y A Jaime (1986). “Características dinámicas de las arcillas del Valle de México y análisis de respuesta sísmica del suelo”. Informe del. Instituto de Ingeniería de la UNAM al Comité de Emergencia del DF. México.

Romo, M P y H. B. Seed (1986). “Analytical modelling of dynamic response in the Mexico earthquake of September 19, 1985”. *Proc., ASCE International Conference on the Mexico Earthquakes – 1985*, México.

Romo, M P; E, Ovando-Shelley, A Jaime, G Hernández (1989). “Local site effects on Mexico city ground motions”. *Proc. XII Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol 3. EUA.

Romo, M P y E Ovando-Shelley (1996). “Modelling the Dynamic Behaviour of Mexican Clays”. *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*. Paper No. 1028. Elsevier Science Ltd. EUA.

Sarmiento, N (2001). “Evaluación de la respuesta sísmica en el valle de México aplicando redes neuronales artificiales” Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería, UNAM. México.

Schnabel P B, J Lysmer y H B Seed (1972). “SHAKE: A Computer Program For Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites”, College of Engineering, University of Berkeley, CA Rep., N° EERC 72-12. EUA.

Seed, H B e I M Idriss (1970). “Soil Moduli and Damping Factors for dynamic Response Analysis”. Report No. EERC 7010, College Engineering, University of California. EUA.

Singh S K, L Astiz y J Havskov (1981). “Seismic gaps and recurrence period of large earthquake along the mexican subduction zone: a reexamination”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 71. EUA.

SRH, CFE, IINGEN-UNAM (1976). “Comportamiento de presas construidas en México. TOMO I” *Contribución al XII Congreso Internacional de Grandes Presa*, pp 2-39, México.

Stara-Gazetas, E (1986). “A method for inelastic response analysis of earth dams”. Tesis doctoral, Instituto Politécnico Renssalaer. EUA.

Steidl, J; A Turmakin y R Archuleta (1996). “What is a reference site?” *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol 86, pp 1733-1748. EUA.

Stokoe, KH, S G Wright, J A Bay y J M Roesset (1994). “Characterization of Geotechnical Sites by SASW Method, Geophysical Characterization of Sites”, R.D. Woods, ed., A.A Balkema, Rotterdam, Países Bajos.

Stokoe, K H, M B Darendeli, R D Andrus y L T Brown (1999). “Dynamic Soil Properties: Laboratory, Field and Correlation Studies.” *Proc., 2nd Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering*. Vol. 3, Lisboa, Portugal.

Stone, W C, F Y Yokel, M Celebi, T Hanks, y E V Leyendecker (1987). “Engineering aspects of the September 19, 1985 Mexico earthquake”, *NBS Buildings Science Series 165*, National Bureau of Standards, Washington D C, EUA.

Streeter, V I, E B Wylie y F E Richart (1973). “Soil Motion Computations by Characteristics Method”. *ASCE National Structural Engineering Meeting*, San Francisco, CA. EUA.

Woods, R D (1991). “Field and laboratory determination of soil properties”. *Proceedings, Earthquake Engineering and Soil Dynamics Specialty Conference, ASCE*, Pasadena, California, EUA.

Zhang, J, R D Andrus y C H Juang (2005). “Normalized Shear Modulus and Material Damping Ratio Relationships”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*. EUA.