



UNIVERSIDAD DE CHILE

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**MÉTODO SIMPLIFICADO PARA ESTIMAR DEFORMACIONES COSÍMICAS
PERMANENTES EN MUROS DE TRANQUES DE RELAVE CHILENOS.**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

ALONSO IGNACIO CUBILLOS OLIVA

PROFESOR GUÍA:
CÉSAR PASTÉN PUCHI

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
FRANCISCO HERNÁNDEZ PRADO
MARCELO GONZÁLEZ SULLIVAN

SANTIAGO DE CHILE

2017

RESUMEN DE MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE: Ingeniero Civil con mención en
Estructuras, Construcción y Geotecnia.
POR: Alonso Ignacio Cubillos Oliva.
FECHA: 30/10/2017
PROFESOR GUÍA: César Pastén Puchi.

**MÉTODO SIMPLIFICADO PARA ESTIMAR DEFORMACIONES COSÍMICAS
PERMANENTES EN MUROS DE TRANQUES DE RELAVE CHILENOS.**

Este trabajo de título propone y desarrolla una metodología simple para estimar desplazamientos permanentes inducidos en muros de tranques de relaves chilenos producto de solicitaciones sísmicas, basándose en el trabajo de Makdisi & Seed (1978). Al igual que el método original, el procedimiento propuesto calcula los desplazamientos a partir de las aceleraciones generadas en distintos puntos del muro. Para estudiar la respuesta dinámica de un tranque de relaves se implementó un modelo numérico con el software de elementos finitos GTS-NX, caracterizado con un modelo constitutivo hiperbólico y parámetros típicos de algunos de los tranques más importantes del país. Los registros se asocian a distintas superficies de falla potenciales mediante el coeficiente de aceleración máxima, k_{max} . Los desplazamientos se calculan a partir de la doble integración de los registros de aceleración, asumiendo que los desplazamientos de las superficies de falla se generan al superar el coeficiente pseudo-estático de fluencia k_y . Los principales resultados presentan una reducción más pronunciada de la razón k_y/k_{max} a medida que aumenta la profundidad de la superficie analizada, y un aumento en la magnitud de los desplazamientos en comparación al estudio original. De forma complementaria se estudia el efecto del modelamiento de los relaves de la cubeta en la respuesta dinámica del muro y se compara la distribución de aceleraciones y desplazamientos considerando modelos constitutivos elástico y Mohr-Coulomb para el muro. Los resultados indican una baja influencia de los relaves de la cubeta en las aceleraciones de los puntos cercanos al talud aguas abajo del muro y resultados erráticos para modelos configurados con relaciones de esfuerzo-deformación lineales.

*Dedicado a mi Nona y mi Tío Roberto,
Los dos ángeles que me acompañaron en vida
Y lo siguen haciendo en espíritu.*

Tabla de Contenido

1.	Introducción.....	1
1.1	Objetivos.....	2
1.1.1	General.....	2
1.1.2	Específicos.....	2
1.2	Estructura del trabajo.....	2
2.	Métodos simples de cálculo de desplazamientos.....	3
2.1	Método del bloque rígido de Newmark (1965).....	4
2.2	Método de doble integración.....	7
2.3	Método de Makdisi y Seed (1978).....	8
2.3.1	Determinación de la aceleración de fluencia.....	8
2.3.2	Determinación de las aceleraciones inducidas en el muro.....	9
2.3.3	Cálculo de deformaciones permanentes.....	14
2.3.4	Resumen.....	17
2.4	Método de Bray et. Al (1998).....	17
2.5	Método de Bray & Travarasrou (2007).....	19
3.	Metodología.....	21
3.1	Cálculo del coeficiente de fluencia.....	21
3.2	Obtención de acelerogramas sintéticos.....	21
3.2.1	Registros sísmicos.....	22
3.3	Cálculo de desplazamientos.....	25
3.4	Estudios complementarios.....	26
4.	Modelo numérico.....	27
4.1	Modelo constitutivo.....	27
4.1.1	Modelos analizados.....	27
4.1.2	Simulación de ensayo triaxial monotónico.....	31

4.2 Ajuste cíclico.....	34
4.2.1 Ciclos de histéresis y curvas de degradación y amortiguamiento	34
4.4.2 Ensayo de corte simple	35
4.4.3 Resultados	37
4.3 Configuración.....	40
4.3.1 Geometría	40
4.3.2 Caracterización geotécnica	41
4.3.3 Nivel freático	42
4.3.4 Dimensiones y generación de malla.....	43
4.3.5 Etapas constructivas	45
4.3.6 Condiciones de borde	45
4.3.7 Condiciones de carga.....	46
4.3.8 Amortiguamiento	47
4.3.9 Paso de tiempo.....	48
4.4 Validación	48
4.4.1 Validación de condiciones de borde.....	49
4.4.2 Validación de modelo hiperbólico.....	50
5. Resultados	54
5.1 Coeficientes de fluencia, k_y	54
5.2 Aceleraciones inducidas en el muro, k_{max}	55
5.3 Desplazamientos permanentes	57
5.4. Efecto del modelamiento de lamas.....	60
5.5 Comparación con modelo Elástico y Mohr-Coulomb	62
6. Discusión y análisis de resultados	67
6.1 Calibración numérica	67
6.2 Comportamiento del modelo	67

6.3 Respuesta del muro	69
6.3 Cálculo de desplazamientos	70
6.4 Aplicación del método	72
6.5 Comentarios generales	74
6.6 Modelamiento de lamas	75
6.7 Comparación con modelo Elástico y Mohr-Coulomb.....	75
7. Conclusiones y Recomendaciones	77
7.1 Futuras líneas de estudio.....	77
8. Bibliografía	79
A. Anexos	83
A.1 Sinusoides obtenidas para columna de arena con modelo constitutivo elástico. .	83
A.2 Sinusoides obtenidas para columna de arena con modelo constitutivo hiperbólico.	86
A.3 Tiempo-historia de aceleraciones en muro para distintos registros de entrada....	89
A.3.1 Registro Las Tórtolas NS.....	89
A.3.2 Registro Las Tórtolas EW	90
A.3.3 Registro Concepción NS.....	91
A.3.4 Registro Concepción EW.....	92
A.3.5 Registro El Centro.....	93
A.4 Tiempo-historia de aceleraciones en muro para dovelas profundas	94

Índice de Tablas

Tabla 2.1. Casos analizados para cálculo de desplazamiento, sismo de magnitud 6,5.	15
Tabla 2.2. Casos analizados para cálculo de desplazamiento, sismo de magnitud 7,5.	15
Tabla 2.3. Casos analizados para cálculo de desplazamiento, sismo de magnitud 8,25.	15
Tabla 4.1: Resumen de parámetros según modelo Hiperbólico para arenas (Duncan & Chang, 1970).....	30
Tabla 4.2. Parámetros geotécnicos de cada modelo constitutivo analizado en ensayo triaxial numérico.	33
Tabla 4.3. Parámetros de entrada para calibración de modelo hiperbólico.....	37
Tabla 4.4. Geometría de muros de algunos tranques chilenos.	40
Tabla 4.5. Geometría del muro genérico para modelo numérico.	40
Tabla 4.6. Resumen de parámetros geotécnicos para muro de arenas de relaves.	41
Tabla 4.7. Resumen de parámetros geotécnicos para lamas.	42
Tabla 4.8. Resumen de parámetros geotécnicos para roca basal.	42
Tabla 4.9. Parámetros característicos a utilizar en los modelos numéricos.	42
Tabla 4.10. Dimensiones totales del modelo numérico.	43
Tabla 4.11. Tamaño de elementos considerados en la malla del modelo numérico.	44
Tabla 4.12. Razones de amortiguamiento para cada material.	48
Tabla 4.13. Parámetros para análisis unidimensional con n-capas de columna de arena con modelo hiperbólico.	52
Tabla 5.1. Coeficientes de fluencia para distintas superficies analizadas.	55
Tabla 5.2. Coeficientes de aceleración máxima k_{max} de cada superficie analizada, para todos los registros de entrada.	55
Tabla 5.3. Tiempos de cálculo para distintos modelamientos de lamas.....	62
Tabla 5.4. Parámetros geotécnicos de cada modelo constitutivo.....	62
Tabla 5.5. Tiempos de cálculo para distintos modelos constitutivos.	66

Índice de Figuras

Figura 2.1. Esquema de análisis dinámico desacoplado y acoplado (Bray, 2007).....	3
Figura 2.2. (a) Bloque rígido de Newmark sujeto a un desplazamiento basal $y(t)$, (b) Pulso rectangular de aceleración basal. (Newmark, 1965).	4
Figura 2.3. Velocidad de pulso rectangular (Newmark, 1965).....	4
Figura 2.4. Fuerzas actuando sobre distintas superficies de falla. (a) Falla circular, (b) Falla plana, (c) Falla de bloque (Newmark, 1965).....	5
Figura 2.5. Aceleración sinusoidal de la base y aceleración de fluencia, con velocidades asociadas (Sengupta, 2010).....	7
Figura 2.6. Determinación de la resistencia de fluencia (Makdisi & Seed, 1978).....	8
Figura 2.7. Cálculo de la fuerza $F(t)$ a lo largo de la superficie de falla, según el método de Chopra (1966) (Makdisi & Seed, 1978).....	10
Figura 2.8. Tiempo-historias de aceleración promedio para varias profundidades de una potencial superficie de falla, terremoto de Taft en muro de 46 [m] de altura (Makdisi & Seed, 1978).....	11
Figura 2.9. Geometría de las superficies de falla	11
Figura 2.10. Máxima aceleración horizontal (MHA) en la superficie de las columnas de suelo 1D con respecto a MHA en roca basal (Bray & Rathje, 1998).	12
Figura 2.11. Variación del coeficiente de aceleración máxima k_{max} en función de la profundidad de la superficie de falla según resultados de Martin (1965). a) Curvas originales. b) Curvas normalizadas por la aceleración máxima en coronamiento.	12
Figura 2.12. Variación del coeficiente de aceleración máxima k_{max} en función de la profundidad de la superficie de falla según resultados de Ambraseys & Sarma (1967). a) Curvas originales. b) Curvas normalizadas por la aceleración máxima en coronamiento.	13
Figura 2.13. Variación de la razón de aceleración máxima con la profundidad de la superficie de falla (Makdisi & Seed, 1978).	13
Figura 2.14. Curvas de amortiguamiento y degradación de rigidez utilizadas en análisis lineal equivalente (Makdisi & Seed, 1978).	14
Figura 2.15. Curvas de desplazamientos en función de la razón de aceleraciones k_y/k_{max} para sismos de entrada con distinta magnitud.	15
Figura 2.16. Variación de los desplazamientos normalizados por período fundamental y coeficiente de aceleración máxima. a) Resumen de todos los resultados, b) Curvas promedio para cada magnitud del sismo de entrada (Makdisi & Seed, 1978).	16

Figura 2.17. Caracterización simplificada de movimientos sísmicos en roca: a) Máxima aceleración horizontal (Abrahamson & Silva, 1997), b) Período medio (Rathje et. Al, 2004) y c) Duración (Abrahamson & Silva, 1996) (Bray et. Al, 1998).....	18
Figura 2.18. Máxima aceleración horizontal equivalente normalizada en función del período fundamental normalizado (Bray & Rathje, 1998).....	18
Figura 2.19. Desplazamientos permanentes normalizados (Bray & Rathje, 1998).	19
Figura 2.20. Comportamiento del modelo de Bray & Travasarou (2007) en un sitio de suelo: (a) Probabilidad de desplazamientos nulos, (b) Magnitud de desplazamientos para distintos coeficientes de fluencia, (c) Magnitud de desplazamientos para distintas aceleraciones espectrales.....	20
Figura 3.1. Esquema de puntos de medición de acelerogramas dentro del muro para algunas superficies de falla.	21
Figura 3.2. Registro en roca de tranque las Tórtolas, terremoto del Maule, Chile (2010). Componente NS. (a) Acelerograma, (b) Espectro de Fourier, (c) Pseudo aceleraciones.	22
Figura 3.3. Registro en roca de tranque las Tórtolas, terremoto del Maule, Chile (2010). Componente EW. (a) Acelerograma, (b) Espectro de Fourier, (c) Pseudo aceleraciones.	23
Figura 3.4. Registro en suelo de Concepción, terremoto del Maule, Chile (2010). Componente NS. (a) Acelerograma, (b) Espectro de Fourier, (c) Pseudo aceleraciones.	23
Figura 3.5. Registro en suelo de Concepción, terremoto del Maule, Chile (2010). Componente EW. (a) Acelerograma, (b) Espectro de Fourier, (c) Pseudo aceleraciones.	24
Figura 3.6. Registro terremoto El Centro, California (1940). Componente NS. (a) Acelerograma, (b) Espectro de Fourier, (c) Pseudo aceleraciones.....	24
Figura 3.7. Procedimiento de cálculo de desplazamientos para un registro de aceleraciones dado. (a) Definición del registro y umbral de resistencia. (b) Registro de aceleraciones filtrado. (c) Registro en velocidades. (d) Desplazamiento acumulado.....	25
Figura 4.1. Relación esfuerzo-deformación según ley constitutiva Mohr-Coulomb (MIDAS, 2016).....	27
Figura 4.2. Envolvente de falla según Mohr-Coulomb, (a) caso drenado y (b) no drenado (MIDAS, 2016).....	28
Figura 4.3. Relación de esfuerzo-deformación no lineal según modelo Duncan-Chang (1970) (MIDAS, 2016).	29

Figura 4.4. Módulo de deformación E o módulo de compresibilidad B_m en función del confinamiento σ_3 (MIDAS, 2016).....	30
Figura 4.5. Comportamiento esfuerzo-deformación según modelo Mohr-Coulomb modificado (MIDAS, 2016).	31
Figura 4.6. Esquema de un modelo axisimétrico.....	32
Figura 4.7. Ensayo triaxial numérico. (a) Condiciones de borde del modelo axisimétrico. (b) Aplicación de esfuerzo de confinamiento. (c) Aplicación de esfuerzo desviador como desplazamiento total.	32
Figura 4.8. Comportamiento de modelos constitutivos en ensayo triaxial numérico en software GTS-NX.	33
Figura 4.9. Curva de histéresis típica y definición de amortiguamiento D , módulo de corte inicial G y módulo de corte secante G_0 ara un determinado nivel de deformación angular γ . ΔW corresponde a la energía disipada, y W a la energía elástica almacenada (Ishihara, 1996).....	34
Figura 4.10. Degradación de módulo (Seed & Idriss, 1970) y curva de amortiguamiento (Idriss, 1990) promedio para arenas.	35
Figura 4.11. Configuración del modelo numérico de corte simple. (a) Etapa de consolidación, (b) Aplicación de deformación de corte.	36
Figura 4.12. Ciclo histerético con modelos de falla Mohr-Coulomb. Validación de ensayo de corte simple numérico.	36
Figura 4.13. Comparación de ciclos histeréticos para cada set de parámetros analizados con modelo hiperbólico.	37
Figura 4.14. Ciclos histeréticos a distintos niveles de deformación angular en ensayo de corte simple para calibración definitiva (Set de ensayos número 3).....	38
Figura 4.15. Curvas de degradación de módulo y de amortiguamiento sintéticas y teóricas, para cada set de parámetros del modelo hiperbólico.	39
Figura 4.16. Esquema con tamaño y geometría de los muros de tranques chilenos.	41
Figura 4.17. Nivel freático para una sección típica de tranques chilenos. a) Sin sistema de drenaje. b) Con sistema de drenaje en la base del muro (Valenzuela, 2016).	43
Figura 4.18. Dimensiones totales del modelo numérico.....	43
Figura 4.19. Mallado del modelo numérico.	44
Figura 4.20. Secuencia constructiva para análisis estático de modelo numérico.....	45

Figura 4.21. Condiciones de borde del modelo numérico para a) análisis estático y b) dinámico.....	45
Figura 4.22. Esquema de modelo equivalente para calibración de sismos en campo libre.	46
Figura 4.23. Espectros de Fourier para registro original y calibrado de Las Tórtolas. (a) Componente NS, (b) Componente EW.	46
Figura 4.24. Espectros de Fourier para registro original y calibrado de Concepción. (a) Componente NS, (b) Componente EW.	47
Figura 4.25. Modelo de validación con columna simple de arena.	48
Figura 4.26. Acelerogramas obtenidos para columna de arena con modelo elástico. (a) Sinusoide de 0,3 [Hz], (b) sinusoide de 0,5 [Hz] y (c) sinusoide de 1,5 [Hz].	50
Figura 4.27. Función de transferencia teórica y numérica para columna simple de arena con modelo elástico.....	50
Figura 4.28. Ciclos de esfuerzo-deformación de corte para elementos de columna de arena con modelo hiperbólico.	51
Figura 4.29. Acelerogramas obtenidos para columna de arena con modelo hiperbólico. (a) Sinusoide de 0,5 [Hz], (b) sinusoide de 1 [Hz] y (c) sinusoide de 1,5 [Hz].	53
Figura 4.30. Función de transferencia teórica y numérica para columna simple de arena con modelo hiperbólico.	53
Figura 5.1. Superficies críticas entregadas por SoilWorks, para distintas razones de profundidad y/H.....	54
Figura 5.2. Nodos de medición de tiempo-historias de aceleración para cada superficie analizada.....	55
Figura 5.3. Curvas del coeficiente de aceleración máxima k_{max} para cada superficie analizada. (a) Registro Las Tórtolas NS, (b) Las Tórtolas EW, (c) Concepción NS, (d) Concepción EW, (e) El Centro Ns, (f) Resumen de curvas filtradas y normalizadas por la aceleración máxima en coronamiento \ddot{u}_{max}	56
Figura 5.4. Variación de la razón de aceleración máxima con la profundidad de la superficie deslizante.....	57
Figura 5.5. Variación de los desplazamientos permanentes en función de la razón de aceleración k_y/k_{max} . Los puntos de “ky Soilworks” corresponden a los calculados con el coeficiente de fluencia real de cada superficie. (a) Registro Las Tórtolas NS, (b) Registro Las Tórtolas EW.....	57
Figura 5.6. Variación de los desplazamientos permanentes en función de la razón de aceleración k_y/k_{max} . (a) Registro Concepción NS, (b) Registro Concepción EW.....	58

Figura 5.7. Variación de los desplazamientos permanentes en función de la razón de aceleración k_y/k_{max} , Registro El Centro NS.....	58
Figura 5.8. Variación de desplazamientos permanentes en función de la razón de aceleración k_y/k_{max} . (a) Resumen de todos los resultados diferenciados por registro sísmico. (b) Envoltentes de desplazamientos para cada registro sísmico. (c) Curvas promedio.	59
Figura 5.9. Variación de desplazamientos permanentes normalizados por el período T_0 y el coeficiente de aceleración máxima k_{max} . (a) Resumen de todos los resultados diferenciados por registro sísmico. (b) Envoltentes de desplazamientos para cada registro sísmico. (c) Curvas promedio.....	59
Figura 5.10. Modelos generados para estudiar la influencia de las lamas en la respuesta del muro. (a) Modelo sin relaves. (b) Relaves modelados como carga distribuida.....	60
Figura 5.11. Aceleraciones inducidas en superficies analizadas dentro del muro para distintos modelamientos de lamas y modelo constitutivo Hiperbólico, registro Las Tórtolas NS.	61
Figura 5.12. Curvas de variación del coeficiente de aceleración máxima k_{max} para distintos modelamientos de lamas, registro Las Tórtolas NS.	62
Figura 5.13. Aceleraciones inducidas en superficies analizadas dentro del muro para distintos modelos constitutivos. Registro Las Tórtolas NS.	63
Figura 5.14. Aceleraciones inducidas en superficies analizadas dentro del muro para distintos modelos constitutivos. Registro Concepción NS.....	64
Figura 5.15. Curvas de variación del coeficiente de aceleración máxima k_{max} para distintos modelos constitutivos. (a) Registro Las Tórtolas NS, (b) Registro Concepción NS.	65
Figura 5.16. Variación de desplazamientos permanentes en función de la razón de aceleración k_y/k_{max} , registro Las Tórtolas NS. (a) Resumen de todos los resultados. (b) Envoltente de resultados según cada modelo constitutivo.	65
Figura 5.17. Variación de desplazamientos permanentes en función de la razón de aceleración k_y/k_{max} , registro Concepción NS. (a) Resumen de todos los resultados. (b) Envoltente de resultados según cada modelo constitutivo.	66
Figura 6.1. Funciones de transferencia entre campo libre y coronamiento para cada registro de aceleraciones.	67
Figura 6.2. Ciclos de esfuerzo-deformación de corte. (a) Las Tórtolas NS, (b) Las Tórtolas EW, (c) Concepción NS, (d) Concepción EW, (e) El Centro NS.	68
Figura 6.3. Comparación de curvas de variación del coeficiente de aceleración máxima.	70

Figura 6.4. Comparación de curvas de deformación promedio, registro El Centro.	71
Figura 6.5. Amplificación en coronamiento de la aceleración máxima en campo libre para cada registro de entrada.	72
Figura 6.6. Superficie de falla tranque Las Tórtolas y coeficiente de fluencia asociado.	73
Figura 6.7. Configuración final del ejemplo de aplicación.	73

1. Introducción

Chile es un país cuyo principal motor económico es la actividad minera. La mayoría de los desechos provenientes de los procesos de extracción del mineral se almacenan en grandes estructuras de tierra conocidas como tranques de relaves. De los 696 depósitos de relaves que existen a lo largo del país, 567 corresponden a tranques (SERNAGEOMIN, 2016). El óptimo diseño y evaluación del desempeño de los muros de estas estructuras es un tema que preocupa a mineras y empresas de ingeniería especializadas.

La evidencia empírica ha mostrado que las fallas en depósitos de relaves producto de terremotos, entre otras causas, pueden generar pérdidas humanas y económicas importantes (Azam & Li, 2010; Rico et Al., 2008; Yasuda et Al., 2017). Por lo anterior, el análisis de estabilidad de muros de estas estructuras ha sido un tema estudiado por diversos investigadores desde hace décadas. Distintos métodos, desde análisis pseudo-estáticos simples hasta modelos no lineales de elementos finitos más avanzados, han sido propuestos a lo largo de los años. En esa línea, la búsqueda de procedimientos rápidos, efectivos y sencillos de aplicar ha sido un enfoque señalado por varios autores en sus respectivas investigaciones (Newmark, 1965; Makdisi & Seed, 1978; Seed, 1979; Bray et Al., 1998).

El método simplificado del bloque rígido de Newmark (1965) fue uno de los primeros aportes en procedimientos simples para predecir desplazamientos cosísmicos. Su estudio se basa en asumir que la potencial masa deslizante dentro del talud se moverá como un cuerpo rígido sobre un plano inclinado. Este método ha sido ampliamente aplicado y actualizado por otros expertos, y ha servido de base para otras formulaciones. Una de ellas corresponde al método de Makdisi & Seed (1978), que estima los desplazamientos inducidos en un talud en base a su respuesta dinámica. El método se define en tres pasos: (i) Cálculo de la resistencia dinámica del talud, en términos del coeficiente de fluencia k_y ; (ii) Determinación de la aceleración inducida en una potencial superficie de falla, caracterizada con el coeficiente de aceleración máxima k_{max} , y (iii) Cálculo de los desplazamientos permanentes mediante doble integración de las aceleraciones. Pese a sus simplificaciones y limitaciones, el método de Makdisi & Seed (1978) ha sido ampliamente utilizado y los resultados que entrega son considerados confiables (Bray, 2007; Sengupta, 2010).

Los avances tecnológicos han permitido crear herramientas computacionales que analizan de forma detallada el comportamiento de tranques y otras estructuras de suelo, como por ejemplo el software *Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3D* (FLAC3D, Itasca Consulting Group), o *Geotechnical Analysis System* (GTS-NX, MIDAS), ambos de modelamiento numérico. Sin embargo, estos análisis consideran un tiempo importante en el plazo de un proyecto. Frente a esto surge la necesidad de contar con instrumentos de cálculo rápido que permitan predecir el desempeño de un muro y verificar los resultados obtenidos por modelaciones de elementos finitos, especialmente en etapas iniciales de diseño. Más aún, es necesaria la implementación de herramientas que estén adaptadas específicamente a configuraciones chilenas (Lara et. Al, 1999; Barrera et Al., 2011; Campaña et Al., 2016).

En base a lo anterior, este trabajo de título pretende dar un primer acercamiento al desarrollo de una metodología de cálculo simplificada que permita determinar desplazamientos en taludes ajustada a modelos de tranques chilenos. Los objetivos generales y específicos de este estudio se presentan a continuación.

1.1 Objetivos

1.1.1 General

El objetivo general de este trabajo es proponer y desarrollar una metodología que permita estimar los desplazamientos permanentes inducidos en muros de tranques de relaves chilenos producto de sollicitaciones dinámicas, basándose en el método propuesto por Makdisi & Seed (1978).

1.1.2 Específicos

De forma específica, este estudio pretende:

- Estudiar la respuesta dinámica de un muro con geometría y caracterización típicas según la práctica chilena, mediante la implementación de un modelo genérico de elementos finitos en el software GTS-NX, de MIDAS.
- Entregar curvas ajustadas a configuraciones chilenas que permitan estimar las aceleraciones inducidas por aceleraciones sísmicas, y calcular los desplazamientos permanentes generados.
- Analizar la influencia de los relaves de la cubeta en la respuesta dinámica del muro en término de aceleraciones, estudiando configuraciones alternativas que no consideren este material, o que lo modelen como una carga distribuida a lo largo del talud aguas arriba del muro.
- Comparar la respuesta dinámica y los desplazamientos estimados para muros caracterizados con modelos constitutivos elástico, Mohr-Coulomb) e Hiperbólico.

1.2 Estructura del trabajo

El presente documento está dividido en seis capítulos adicionales a la Introducción. El Capítulo 2 presenta las características y funcionamiento de algunos de los métodos simples más importantes para estimar desplazamientos en taludes producto de cargas dinámicas. En particular, en él se explica en detalle la estructuración y aplicación del método de Makdisi & Seed (1978).

El Capítulo 3 presenta la metodología aplicada en este trabajo para estimar deformaciones en taludes, basada en las investigaciones de Makdisi & Seed (1978) pero aplicada a configuraciones de tranques chilenos. Relacionado a esto, el Capítulo 4 entrega los detalles del modelo numérico implementado en el software GTS-NX para estudiar la respuesta dinámica de los taludes frente a distintos registros sísmicos. Los resultados obtenidos se resumen en el Capítulo 5.

Finalmente, el Capítulo 6 presenta la discusión de los resultados más importantes tanto para la investigación principal como para los estudios complementarios. Las conclusiones más relevantes de todo el trabajo se adjuntan en el Capítulo 7.

2. Métodos simples de cálculo de desplazamientos

Distintos métodos para estimar deformaciones en taludes producto de cargas dinámicas han sido propuestos y aplicados desde hace décadas. Las simplificaciones y supuestos considerados determinan las limitaciones y el nivel de dificultad asociado a cada uno de ellos. No obstante, según Bray (2007), los métodos más efectivos se estructuran en base a tres componentes: (i) Caracterización del movimiento sísmico, (ii) resistencia dinámica de la estructura analizada y (iii) respuesta dinámica de la potencial superficie de falla.

Los movimientos sísmicos pueden ser bien definidos con un registro de aceleraciones en el tiempo. Cada método utiliza distintos parámetros para caracterizar estos registros, entre los que destacan la aceleración máxima (*peak ground acceleration*, PGA), el período promedio (T_m) o la duración significativa (D_{5-95}). El uso de un único parámetro se considera muy simplista (Bray, 2007). En general, los métodos más completos definen el tiempo-historia de aceleración a partir del PGA en conjunto con dos o más parámetros período-independientes.

La resistencia dinámica se representa mediante el coeficiente de fluencia k_y , que es el coeficiente sísmico horizontal para el cual se obtiene un factor de seguridad igual 1, y que depende del material y la geometría de la superficie deslizante. En la práctica, el coeficiente de fluencia se calcula con análisis pseudo-estáticos de equilibrio límite, ingresando distintos valores de aceleraciones sísmicas horizontales hasta alcanzar un factor de seguridad igual a 1 (Tsai & Chien, 2016).

Pese a que varios métodos no consideran la respuesta dinámica de la superficie deslizante (Lin & Whitman, 1986; Ambraseys & Menu, 1988; Yegian et Al., 1991), varios investigadores han determinado que los desplazamientos inducidos dependen de ésta (Makdisi & Seed, 1978; Bray & Rathje, 1998). Las principales diferencias entre un método y otro se presentan en el cálculo de la respuesta dinámica. Sin embargo, se pueden definir dos procedimientos de análisis dinámicos importantes: análisis desacoplado y acoplado (Figura 2.1).

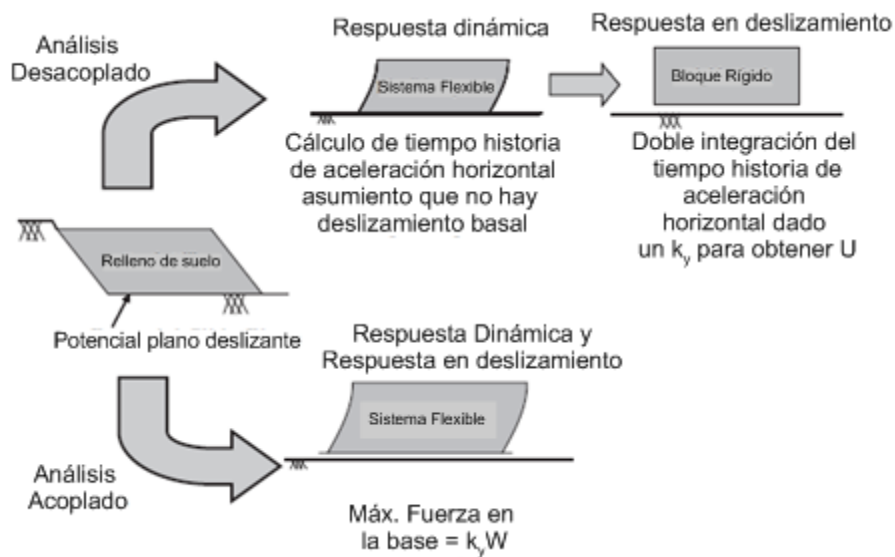


Figura 2.1. Esquema de análisis dinámico desacoplado y acoplado (Bray, 2007).

El análisis desacoplado divide el análisis dinámico en dos: (i) cálculo de la respuesta dinámica en términos de aceleración, asumiendo que no ocurren desplazamientos; y (ii) cálculo de desplazamientos permanentes, asumiendo que el cuerpo deslizante se comporta como bloque rígido. Por su parte, el análisis acoplado considera la ocurrencia de aceleraciones y desplazamientos de forma simultánea dentro de un mismo análisis dinámico.

En este capítulo se presentan algunos de los métodos simples más utilizados para calcular desplazamientos permanentes en taludes, considerando la respuesta dinámica de la estructura analizada.

2.1 Método del bloque rígido de Newmark (1965)

Newmark (1965) fue uno de los primeros investigadores en proponer un modelo simple para estimar el efecto de terremotos en taludes. Su estudio se basa en asumir que el cuerpo de masa del talud que falla se moverá como un cuerpo rígido, desarrollando una resistencia a lo largo del plano inclinado deslizante.

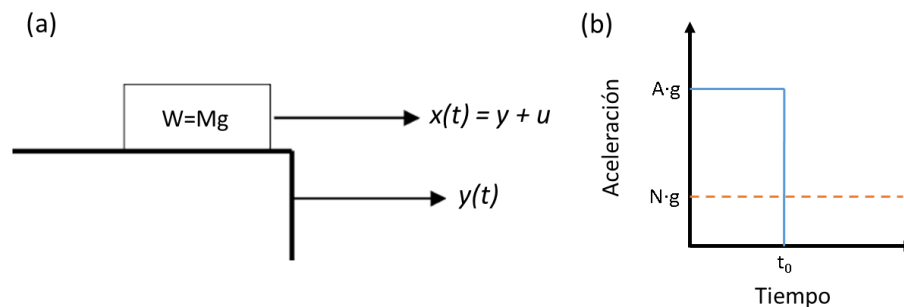


Figura 2.2. (a) Bloque rígido de Newmark sujeto a un desplazamiento basal $y(t)$, (b) Pulso rectangular de aceleración basal. (Newmark, 1965).

La **Error! Reference source not found.** muestra un bloque rígido con peso W y masa M , que desliza sobre una superficie sujeta a un desplazamiento $y(t)$. La resistencia de corte generada se define como una fuerza proporcional al peso $N \cdot W$, con N una constante cualquiera, y está asociada a una aceleración basal constante $N \cdot g$. El movimiento relativo del cuerpo con respecto a la base se calcula como:

$$u(t) = x(t) - y(t) \quad (2.1)$$

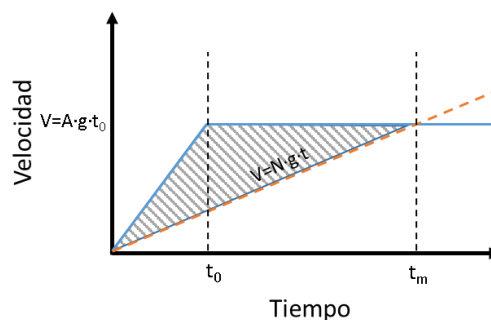


Figura 2.3. Velocidad de pulso rectangular (Newmark, 1965).

Se analiza el caso más simple de un pulso de magnitud $A \cdot g$ como el presentado en la Figura 2.2b. Al integrar dicho registro a velocidades se obtiene lo presentado en la Figura 2.3, donde se observan dos curvas: una asociada a la velocidad producto del pulso de aceleración, que crece hasta alcanzar un valor máximo igual $A \cdot g \cdot t_0$, a partir del cual se mantiene constante; y una velocidad lineal creciente de magnitud $N \cdot g \cdot t$, asociada a la aceleración resistente. Ambas curvas se intersectan en el instante t_m , donde la velocidad relativa se vuelve cero y el cuerpo alcanza un estado de reposo con respecto a la base. El valor de t_m se obtiene de la siguiente relación:

$$t_m = \frac{V}{Ng} = \frac{At_0}{N} \quad (2.2)$$

Luego, el desplazamiento relativo del cuerpo se calcula al integrar el área triangular presente entre las dos curvas de velocidad:

$$u = \frac{1}{2}V(t_m - t_0) \quad (2.3)$$

$$u = \frac{1}{2}Agt_0^2 \left(\frac{A}{N} - 1 \right) \quad (2.4)$$

El coeficiente de resistencia dinámica N puede ser calculado por métodos de equilibrio convencionales, tanto de fuerzas como de momentos. Newmark (1965) propone relaciones para tres condiciones de falla distintas.

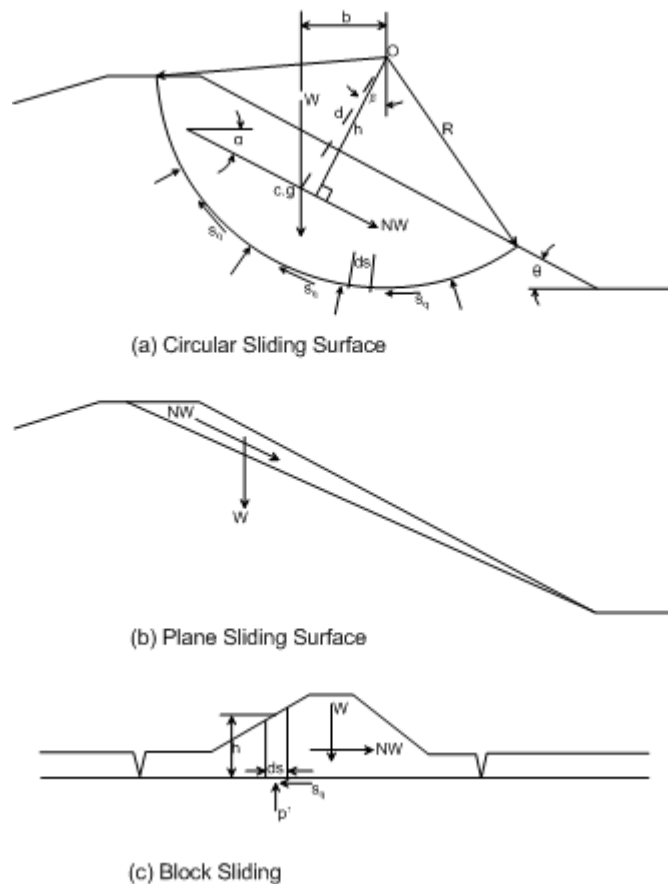


Figura 2.4. Fuerzas actuando sobre distintas superficies de falla. (a) Falla circular, (b) Falla plana, (c) Falla de bloque (Newmark, 1965).

Fallas circulares

Para el caso de fallas circulares (Figura 2.4a), la resistencia mínima se puede calcular como:

$$N = (\overline{FS} - 1)b/d = (\overline{FS} - 1) \sin \beta \quad (2.5)$$

Donde \overline{FS} corresponde al factor de seguridad en condición dinámica, b y d a la distancia horizontal y radial desde el centro de la circunferencia al centro de gravedad de la masa deslizante, respectivamente, y β el ángulo que se forma entre el centro de gravedad y la vertical, con respecto al centro de la circunferencia. Para el caso de suelos permeables o dilatantes, donde se desarrollarán presiones de poro bajas o negativas, se puede considerar el factor de seguridad estático convencional.

Fallas planas

Para fallas planas en materiales sin cohesión, como las presentadas en la Figura 2.4b, el mínimo valor de N se puede obtener como:

$$N = (\overline{FS} - 1) \sin \theta \quad (2.6)$$

Donde θ es el ángulo del talud con respecto a la horizontal. En este caso, el factor de seguridad dinámico para un suelo con fricción ϕ es:

$$\overline{FS} = \frac{(\tan \phi)}{(\tan \theta)} \quad (2.7)$$

Fallas de bloque

Para bloques deslizantes del depósito a lo largo de una superficie bajo el nivel de terreno (Figura 2.4c) se considera la resistencia al corte no drenada s_u . El coeficiente de resistencia se calcula como:

$$N = \frac{s_u}{p'} (1 - r_u) \quad (2.8)$$

Donde p' es la presión efectiva, calculada a partir de la densidad y del material, la altura h del bloque, y la presión de poros u_p (que depende de la ubicación del nivel freático):

$$p' = \gamma h - u_p \quad (2.9)$$

El valor de r_u se obtiene de la siguiente relación:

$$r_u = \frac{\sum u_p ds}{\sum \gamma h ds} \quad (2.10)$$

Newmark (1965) establece que la ecuación 2.4 sobrestima los desplazamientos inducidos por un terremoto dado que no considera los pulsos que ocurren en la dirección opuesta. Sin embargo, la relación es útil para establecer un orden de magnitud razonable.

2.2 Método de doble integración

Sengupta (2010) analiza una extensión directa del método del bloque rígido de Newmark (1965), pero aplicando una aceleración sinusoidal en vez de un pulso rectangular. El método de doble integración nuevamente asume que la masa que falla se desplazará cuando la inercia generada por una cierta aceleración basal supere la resistencia al corte del material, caracterizada por el coeficiente de fluencia K_y . De esa forma, los desplazamientos relativos se calculan con la doble integración de la diferencia entre la aceleración del medio y la aceleración de fluencia.

En este caso, la aceleración basal se parametriza como una senoide de amplitud a_{avg} y período T :

$$K(t) = a_{avg} \sin\left(2\pi \frac{t}{T}\right) \quad (2.11)$$

La Figura 2.5 muestra un ciclo de la aceleración sinusoidal y la aceleración de fluencia del material, junto a las velocidades asociadas a cada una. El área del tramo negativo de la senoide corresponde a la aceleración requerida para llevar a cero la velocidad relativa del medio.

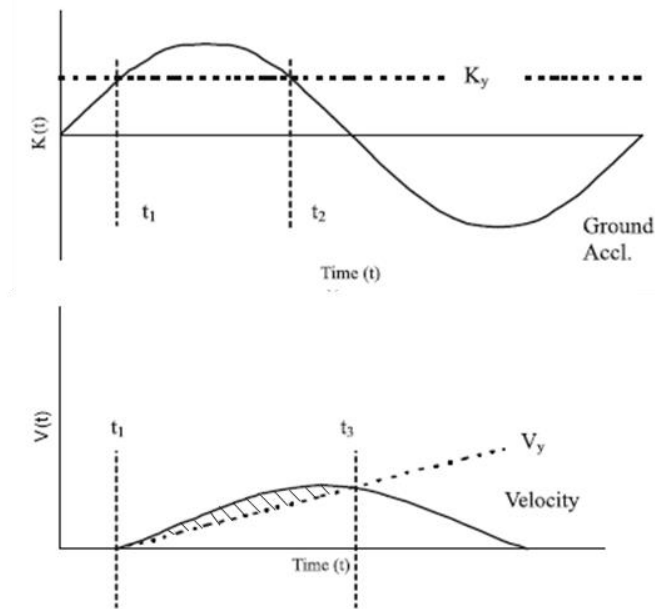


Figura 2.5. Aceleración sinusoidal de la base y aceleración de fluencia, con velocidades asociadas (Sengupta, 2010).

Luego, los desplazamientos asociados a un ciclo de la aceleración basal se calculan como:

$$u = \int_{t_1}^{t_3} (V(t) - V_y(t)) dt \quad (2.12)$$

Donde la velocidad del medio $V(t)$ y la de fluencia $V_y(t)$ se obtienen integrando las aceleraciones, $K(t)$ y K_y , el tiempo t_1 igualando $K(t_1)$ y K_y ; y el tiempo t_3 igualando $V(t)$ y $V_y(t)$.

2.3 Método de Makdisi y Seed (1978)

El método propuesto por Makdisi y Seed (1978) ha sido ampliamente utilizado en estudios de comportamiento sísmico de taludes. Su desarrollo se basa en los desplazamientos de bloque rígido propuesto por Newmark (1965), pero incluyendo la respuesta dinámica de la estructura en base al cálculo de coeficientes sísmicos entregado por Seed & Martin (1966).

El método involucra tres pasos importantes: (i) Cálculo de la aceleración de fluencia, caracterizada por el coeficiente k_y , (ii) obtención de las aceleraciones inducidas en el talud, caracterizadas por el coeficiente de aceleración máxima k_{max} , y (iii) el cálculo de los desplazamientos para una superficie de falla dada (análisis desacoplado). El detalle de cada uno, junto a un resumen del funcionamiento general del método se presenta a continuación.

2.3.1 Determinación de la aceleración de fluencia

La aceleración de fluencia, representada por el coeficiente de fluencia k_y , se define como la aceleración promedio capaz de generar la inercia suficiente para que una potencial superficie de falla se desplace. En otras palabras, k_y es el coeficiente sísmico que genera un factor de seguridad igual a 1 para una superficie deslizante dada.

Makdisi y Seed (1978) establecen que para suelos que no desarrollan grandes deformaciones de corte o altas presiones de poro el valor de k_y puede ser calculado por análisis de estabilidad de taludes utilizando el método de equilibrio límite. En el estudio de Makdisi y Seed (1978), este análisis supone la utilización de la resistencia no drenada material y un modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Los métodos de equilibrio convencionales consideran dicha resistencia como la resistencia no drenada, dada por el esfuerzo desviador máximo obtenido en un ensayo triaxial no drenado, o como aquella que genera una determinada magnitud de deformación axial. Para el caso del estudio de Makdisi y Seed, la resistencia se define como el esfuerzo máximo por bajo el cual el material exhibe un comportamiento relativamente elástico al ser sometido a cargas cíclicas, y por sobre el cual empieza a generar deformaciones plásticas. La Figura 2.6 esquematiza lo anterior.

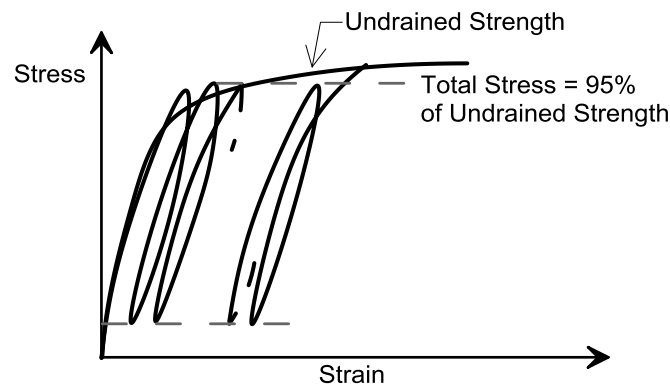


Figura 2.6. Determinación de la resistencia de fluencia (Makdisi & Seed, 1978).

En base a esto, la determinación del coeficiente de fluencia está directamente relacionada con la resistencia cíclica de fluencia y, en particular, con el potencial de pérdida de resistencia del material analizado. Si el potencial de pérdida es considerable, el uso de este método no es recomendable. En cambio, si solo se pierde un pequeño porcentaje de la resistencia original, se recomienda establecer el valor de la resistencia de fluencia como un porcentaje de la resistencia no drenada *peak*.

Makdisi y Seed (1978) recopilaron los resultados de distintos autores que estudiaron la reducción de resistencia frente a cargas cíclicas para suelos principalmente arcillosos. Entre ellos destacan lo obtenido por Seed y Chan (1966), quienes realizaron ensayos cíclicos en muestras inalteradas y compactadas de arcillas limosas, estableciendo que el esfuerzo necesario para generar grandes deformaciones era de entre un 90% a un 110% de la resistencia estática no drenada, S_u . Por su parte, Sangrey et al. (1969) ensayaron arcillas con una resistencia de fluencia igual a un 60% de S_u . Rahman (1972) hizo lo mismo con arcillas limosas frágiles, concluyendo que la resistencia cíclica estaba entre un 80%-95% de la estática. Thiers y Seed (1969) determinaron para diferentes materiales arcillosos que la resistencia tras la aplicación de varios ciclos de carga con amplitud menor a la mitad de la deformación de falla estática era de casi un 90%. Finalmente, Andersen (1976) ensayó arcillas de Drammen demostrando que para ciclos con deformación de corte menor a $\pm 3\%$ la reducción de resistencia era menor al 25%.

Basándose en los resultados empíricos presentados previamente, Makdisi y Seed (1978) calcularon mediante elementos finitos las deformaciones angulares de muros entre 23 y 46 metros de altura, para sismos de magnitud de momento de 6,5 a 8,1. Los resultados entregaron valores de deformación de corte entre 0,1-1%. Sabiendo que para el material arcilloso de los embalses que analizaron la deformación de falla es del orden de 3% a 10%, las deformaciones obtenidas eran menores a la mitad de las de falla.

Con lo anterior es razonable asumir que los suelos estudiados presentarán muy poca reducción de resistencia ante cargas sísmicas. Este comportamiento, según Makdisi y Seed (1978), es aplicable a materiales arcillosos, suelos sin cohesión secos o parcialmente saturados y suelos sin cohesión saturados muy densos.

Finalmente, una vez obtenida la resistencia de fluencia, el coeficiente k_y puede ser obtenido por cualquier método de estabilidad. Para el caso del estudio aquí descrito se utilizó el método ordinario de dovelas para fallas circulares, usando análisis pseudo-estático y asumiendo que no existe pérdida de resistencia dinámica durante la aplicación del sismo.

2.3.2 Determinación de las aceleraciones inducidas en el muro

Para la obtención del registro de aceleración inducida en el muro, dada una superficie de falla, Makdisi y Seed (1978) utilizaron el software de elementos finitos QUAD-4 (Idriss, 1973). El programa ejecuta un análisis bidimensional con el método lineal equivalente, considerando un módulo de deformación y un amortiguamiento dependientes de la deformación angular. QUAD-4 genera tiempo-historias de esfuerzos para cada elemento del muro analizado.

Para calcular las aceleraciones promedio a partir de los esfuerzos generados por el programa de elementos finitos, Makdisi y Seed (1978) usaron el método de Chopra (1966) descrito a continuación:

- Para cada instante de tiempo (*timestep*) se calculan la fuerza total actuando a lo largo del límite de la superficie de falla, a partir de los esfuerzos normales, σ_{hi} , y de corte, τ_{hvi} , obtenidos de QUAD-4 (Figura 2.7), según la siguiente relación:

$$F(t) = \sum_{i=1}^n \tau_{hvi}(t)L_i + \sigma_{hi}(t)d_i \quad (2.9)$$

Donde n es el número de elementos a lo largo de la superficie de falla (Figura 2.7)

- Se calcula el coeficiente de aceleración promedio, k_{av} , definido como la resultante de la fuerza $F(t)$ dividida por el peso W de la masa deslizante (dependiente de la falla analizada).

$$k_{av} = F(t)/W \quad (2.10)$$

- El proceso anterior se repite para cada instante de tiempo, obteniendo el tiempo-historia de aceleración promedio.

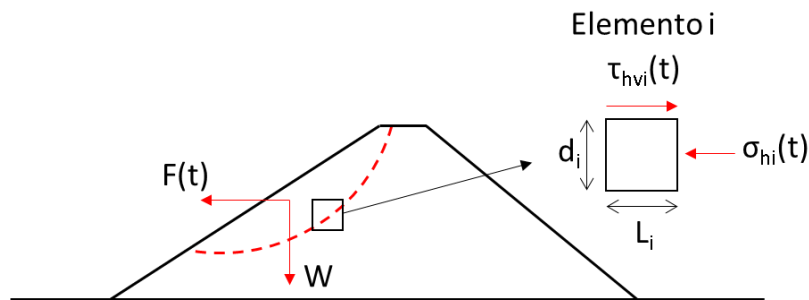


Figura 2.7. Cálculo de la fuerza $F(t)$ a lo largo de la superficie de falla, según el método de Chopra (1966) (Makdisi & Seed, 1978).

Ejemplos de los resultados obtenidos por Makdisi y Seed (1978) con el método anterior se ilustran en la Figura 2.8, para un muro de 46 [m] de altura al que se le aplicó un registro sísmico del terremoto de Taft escalado a 0,2 [g]. Los registros presentados están asociados a distintas superficies de falla potenciales, caracterizadas por la relación y/H , según la Figura 2.9.

Se define el coeficiente de aceleración máxima k_{max} como el máximo valor de k_{av} para cada registro de aceleraciones calculado. La máxima aceleración en coronamiento es designada por \ddot{u}_{max} .

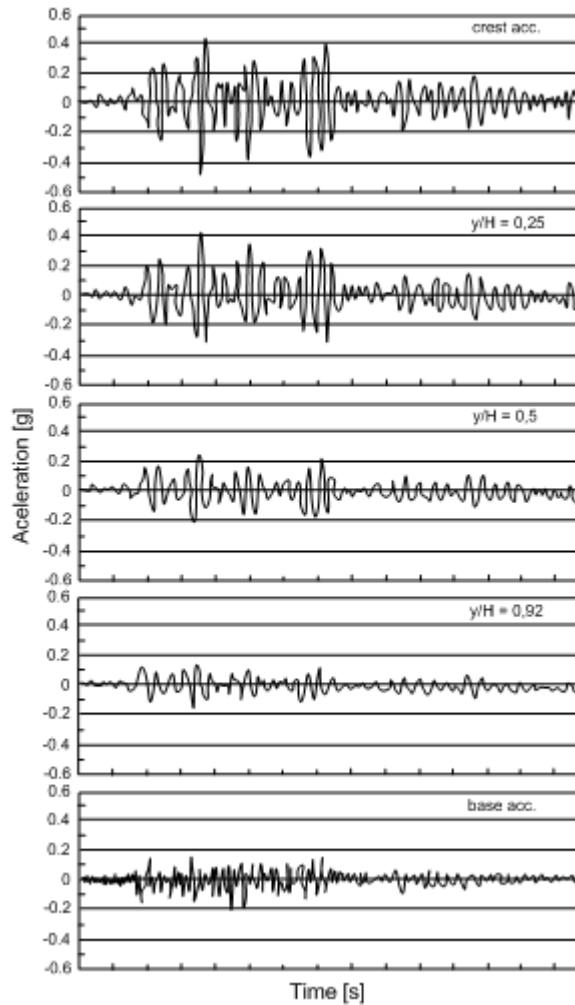


Figura 2.8. Tiempo-historias de aceleración promedio para varias profundidades de una potencial superficie de falla, terremoto de Taft en muro de 46 [m] de altura (Makdisi & Seed, 1978).

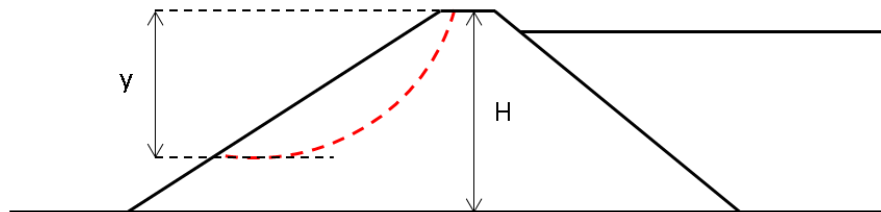


Figura 2.9. Geometría de las superficies de falla

Bray (2007) establece que la estimación del PGA en el coronamiento (\ddot{u}_{max}) es una de las grandes limitantes del método. Basándose en los resultados de Bray & Rathje (1998) para ensayos con SHAKE 1D en columnas de residuos fundadas sobre roca firme, presentados en la Figura 2.10, se puede concluir que los valores de la máxima aceleración horizontal (MHA) en la superficie varían significativamente. Lo anterior se traduce en una gran incerteza con respecto a qué valor de \ddot{u}_{max} usar, y con ello a una incerteza con el cálculo del k_{max} . Para suplir esta falencia, Bray (2007) señala que se

deberían ejecutar análisis dinámicos avanzados para obtener un PGA certero, lo que se contrapone a la idea de utilizar un método simple para calcular los desplazamientos.

Para establecer una relación entre k_{max} y la razón y/H , Makdisi y Seed (1978) utilizaron resultados publicados por dos trabajos que calcularon la respuesta de muros con material cohesivo frente a terremotos. El primero corresponde a Martin (1965), quien obtuvo acelerogramas para muros con altura entre 30 [m] y 180 [m], y con velocidades de onda de corte entre 92-300 [m/s]. El registro aplicado corresponde al del terremoto El Centro, ocurrido en California el año 1940. El método de resolución utilizado fue el de *shear slice* con un modelo constitutivo visco-elástico con módulo de corte constante y un amortiguamiento del 20%. La Figura 2.11 presenta las curvas de variación de k_{max} desde el coronamiento hasta la base y los mismos valores normalizados por \ddot{u}_{max} .

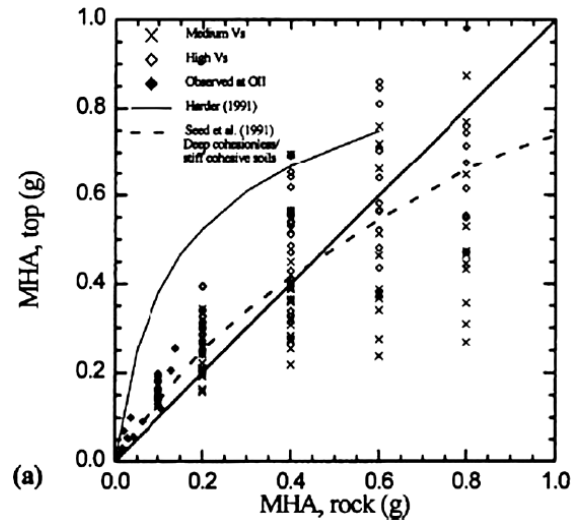


Figura 2.10. Máxima aceleración horizontal (MHA) en la superficie de las columnas de suelo 1D con respecto a MHA en roca basal (Bray & Rathje, 1998).

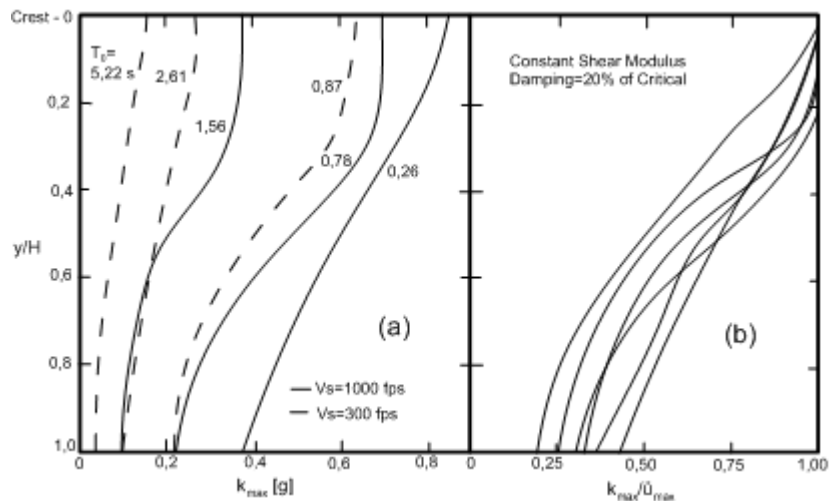


Figura 2.11. Variación del coeficiente de aceleración máxima k_{max} en función de la profundidad de la superficie de falla según resultados de Martin (1965). a) Curvas originales. b) Curvas normalizadas por la aceleración máxima en coronamiento.

El otro set de resultados considerado corresponde a lo publicado por Ambraseys y Sarma (1967), quienes utilizaron elementos finitos para calcular la respuesta de muros de depósitos con período natural entre 0,25 [s] a 3,0 [s], para una serie de registros sísmicos que consideraban el terremoto de El Centro (1940), Port Hueneme (1957), entre otros. Los resultados se presentan en la Figura 2.12 como curvas promedio de los sismos analizados. Finalmente, la Figura 2.13 ilustra la curva resumen de todos los resultados utilizados por Makdisi y Seed (1978).

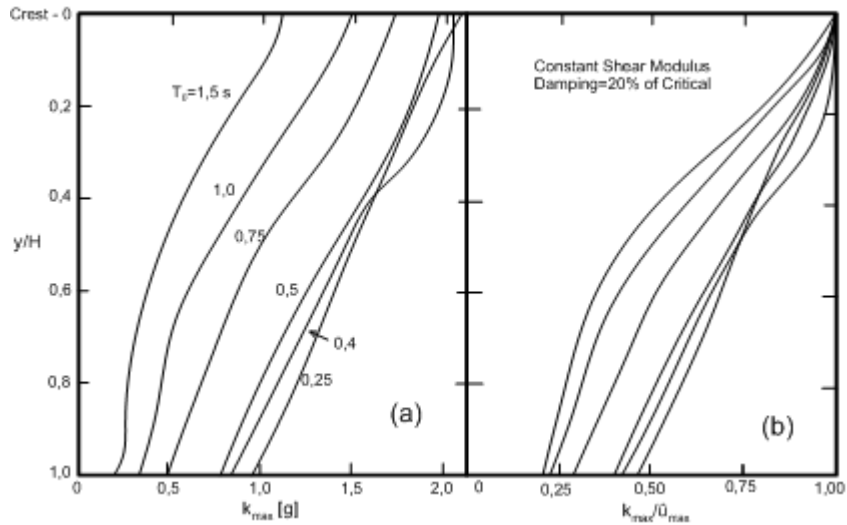


Figura 2.12. Variación del coeficiente de aceleración máxima k_{max} en función de la profundidad de la superficie de falla según resultados de Ambraseys & Sarma (1967). a) Curvas originales. b) Curvas normalizadas por la aceleración máxima en coronamiento.

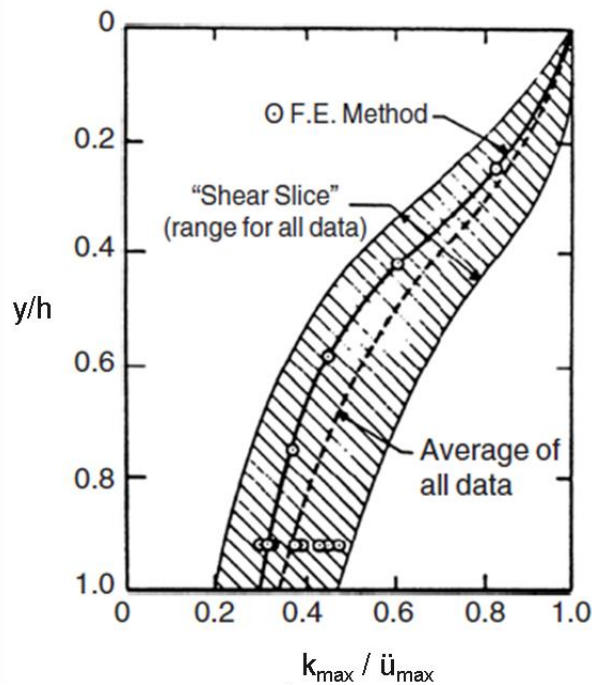


Figura 2.13. Variación de la razón de aceleración máxima con la profundidad de la superficie de falla (Makdisi & Seed, 1978).

Considerando la naturaleza simplificada del método propuesto, Makdisi y Seed (1978) establecen que el uso de la curva promedio de la Figura 2.13 es lo suficientemente exacto para determinar el coeficiente de aceleración máxima para una superficie de falla. Si se desea obtener un resultado más conservador, utilizar el límite superior de la curva de la misma Figura generará resultados entre un 10% a un 30% mayores que los calculados con el promedio.

2.3.3 Cálculo de deformaciones permanentes

Basándose en el método de Newmark (1965), Makdisi y Seed (1978) asumen que se generarán desplazamientos cada vez que la aceleración inducida supera una cierta aceleración de fluencia, la cual consideran constante durante el transcurso del sismo. El cálculo de las deformaciones se hace a partir de la integración numérica de la ecuación de movimiento, asumiendo que la superficie de falla desliza sobre un plano horizontal. Según los investigadores de este método dicho modo de deformación es común para taludes de embalses sujetos a fuertes cargas sísmicas.

El cálculo de las deformaciones se hizo para muros con altura entre 23 – 46 metros, variando su geometría y los parámetros geotécnicos. Las aceleraciones entregadas representaban eventos sísmicos de magnitudes 6,5; 7,5 y 8,25. De igual forma que en el paso anterior, la respuesta del muro se calculó mediante elementos finitos, con análisis lineal equivalente. Las curvas de amortiguamiento y degradación de módulo utilizadas en el método numérico se presentan en la Figura 2.14. En uno solo de los casos analizados se calcularon acelerogramas de respuesta para varias superficies de falla a lo largo del muro (Figura 2.8). Los resultados obtenidos indicaban una disminución en la magnitud de los desplazamientos conforme se aumentaba la profundidad de la falla, presentándose un máximo y un mínimo en el coronamiento y en la falla de altura completa ($y/H=1$), respectivamente. Luego, Makdisi y Seed (1978) establecen que es suficiente calcular las deformaciones del muro para acelerogramas obtenidos en solo esos dos puntos.

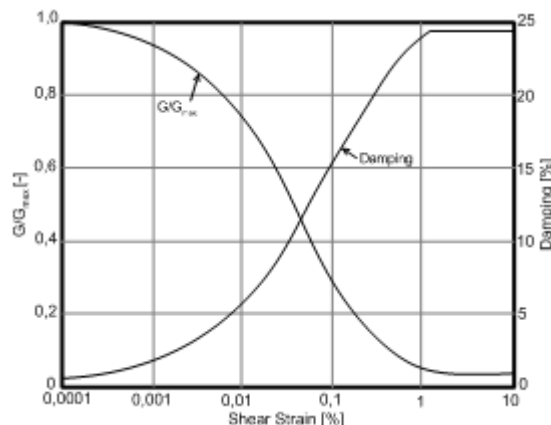


Figura 2.14. Curvas de amortiguamiento y degradación de rigidez utilizadas en análisis lineal equivalente (Makdisi & Seed, 1978).

Los modelos considerados en el estudio de Makdisi y Seed (1978) se presentan en las Tablas Tabla 2.1, Tabla 2.2 y Tabla 2.3, para los sismos de magnitud 6,5; 7,5 y 8,25; respectivamente. Para el cálculo de las curvas presentadas en la Figura 2.15, Makdisi y

Seed (1978) asumieron distintos valores de aceleración de fluencia, de forma de ir variando la razón k_y/k_{max} en un rango de 0 a 1.

Tabla 2.1. Casos analizados para cálculo de desplazamiento, sismo de magnitud 6,5.

Caso	Altura muro [m]	Aceleración basal [g]	T_0 [s]	k_{max} coronamiento [g]	k_{max} falla completa [g]	Simbología
1	46	0,2	0,8	0,31	0,12	● ■
2	46	0,5	1,08	0,4	0,18	○ □
3	46	0,5	0,84	0,33	0,16	○ △
4	46	0,5	0,95	0,49	0,22	◇ ▽
5	23	0,5	0,6	0,86	0,26	● ■

Tabla 2.2. Casos analizados para cálculo de desplazamiento, sismo de magnitud 7,5.

Caso	Altura muro [m]	Aceleración basal [g]	T_0 [s]	k_{max} coronamiento [g]	k_{max} falla completa [g]	Simbología
1	46	0,2	0,86	0,41	0,13	● ■
2	46	0,5	1,18	0,54	0,21	○ □
3	46	0,2	0,76	0,46	0,15	○ △

Tabla 2.3. Casos analizados para cálculo de desplazamiento, sismo de magnitud 8,25.

Caso	Altura muro [m]	Aceleración basal [g]	T_0 [s]	k_{max} coronamiento [g]	k_{max} falla completa [g]	Simbología
1	41	0,4	0,99	0,57	-	○
	41	0,4	1,07	0,53	-	△
	41	0,4	0,83	0,68	-	□
2	46	0,75	1,49	0,74	0,34	● ■

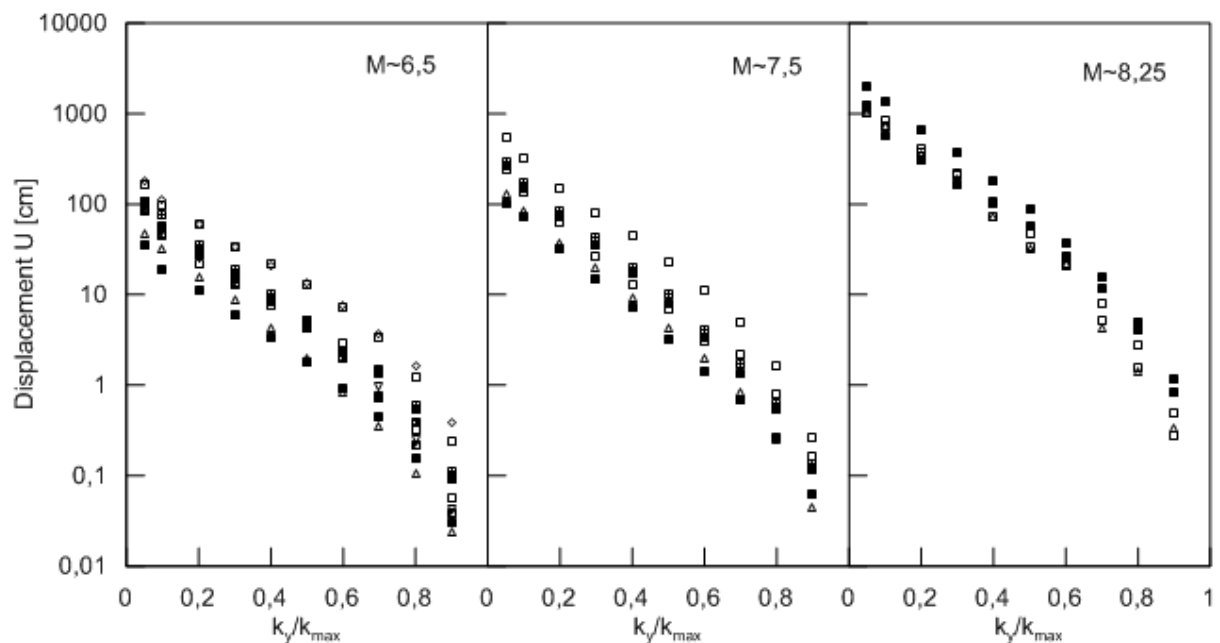


Figura 2.15. Curvas de desplazamientos en función de la razón de aceleraciones k_y/k_{max} para sismos de entrada con distinta magnitud.

Los resultados de la Figura 2.15 muestran que para el caso del sismo de magnitud 6,5, y para valores bajos de la aceleración de fluencia ($k_y/k_{max} \sim 0,2$), los desplazamientos desarrollados son entre 10 y 70 [cm]. Makdisi y Seed (1978) establecen que para valores más bajos de la razón de aceleración ($k_y/k_{max} \leq 0,2$) el método lineal equivalente utilizado en el método de cálculo se vuelve inválido, luego los resultados obtenidos para dicho rango no son correctos.

Adicionalmente, en la Figura 2.15 se observa una gran dispersión en los valores de desplazamientos calculados, alcanzando una diferencia de hasta un orden de magnitud en algunos casos. Frente a esto, Makdisi y Seed (1978) señalan que los desplazamientos permanentes de una potencial superficie de falla están controlados por tres parámetros importantes: (i) La amplitud de las aceleraciones inducidas, que depende de la aceleración basal y la ubicación de la superficie; (ii) el contenido de frecuencias del tiempo-historia de aceleración promedio; y (iii) la duración del evento sísmico, que es función de la magnitud de éste.

Luego, para reducir la dispersión de los datos obtenidos, los desplazamientos presentados en la Figura 2.15 son normalizados por el primer período fundamental del muro, T_0 , y el coeficiente de aceleración máxima, k_{max} , asociado a la superficie respectiva. Las curvas obtenidas se ilustran en la Figura 2.16.

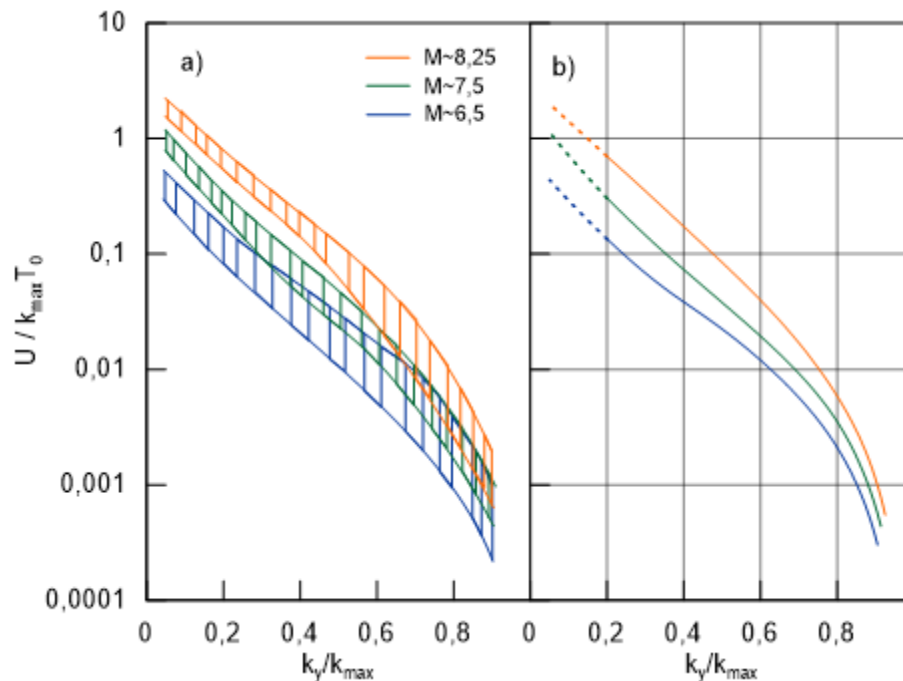


Figura 2.16. Variación de los desplazamientos normalizados por período fundamental y coeficiente de aceleración máxima. a) Resumen de todos los resultados, b) Curvas promedio para cada magnitud del sismo de entrada (Makdisi & Seed, 1978).

Pese a que los resultados de la Figura 2.16a aún presentan un nivel notorio de dispersión, Makdisi y Seed (1978) establecen que las curvas promedio de la Figura 2.16b son adecuadas para obtener un orden de magnitud de los desplazamientos permanentes generados por terremotos de distintas magnitudes. Para razones de aceleración k_y/k_{max}

menores a 0,2 las curvas son segmentadas ya que, según lo mencionado, los desplazamientos calculados a dichos niveles podrían no ser realistas.

Un último punto analizado fue determinar el nivel de deformaciones para planos de falla que no se rigieran por el supuesto de desplazamiento en un plano horizontal. Mediante cálculos simples, usando la convención de bloque rígido pero esta vez sobre un plano inclinado a 15° , se determinó que los niveles de deformación eran entre un 10% y un 18% más grandes que los obtenidos en la condición anterior.

2.3.4 Resumen

Para sintetizar la información anterior, y entender de forma simple el funcionamiento del método propuesto por Makdisi y Seed (1978), se presenta un resumen de los pasos a seguir para calcular los desplazamientos de muros construidos con suelos que no sufren una pérdida significativa de resistencia cíclica:

1. Cuatro parámetros de entrada necesarios: Período fundamental del muro, T_0 ; aceleración máxima en coronamiento, \ddot{u}_{max} ; dimensiones de la superficie de falla, y/H ; y el coeficiente de fluencia de la falla, k_y .
2. Obtención del coeficiente de aceleración máxima k_{max} asociado a partir de la Figura 2.13, conociendo la máxima aceleración esperada en el coronamiento y la razón y/H de la superficie de falla considerada.
3. Cálculo de los desplazamientos a partir de la Figura 2.16, con el k_{max} estimado en el paso anterior, y conociendo el período T_0 y el coeficiente de fluencia k_y asociado a la superficie analizada.

2.4 Método de Bray et Al (1998)

El método de Bray et Al. (1998) se basa en el método propuesto por Bray y Rathje (1998), el que a su vez se fundamenta en el método de bloque rígido de Newmark (1965) y el método de Makdisi y Seed (1978). El método de Bray y Rathje (1998) fue propuesto para calcular desplazamientos en rellenos de residuos municipales.

La respuesta sísmica de las configuraciones analizadas se efectúa con el software unidimensional D-MOD (Matasovic y Vucetic, 1995). D-MOD es un descendiente directo del programa DESRA-2 (Lee & Finn, 1978), pero que agrega el modelo constitutivo de Koder-Zelasko modificado (MKZ). Esta ley permite representar el comportamiento de arenas mediante una relación esfuerzo-deformación hiperbólica. DESRA-2 modela un suelo de varios estratos como una serie de masas interconectadas por resortes y amortiguadores viscosos con comportamiento no lineal histerético. En la base se agrega una condición de borde transmisora de energía. Bajo esa configuración, D-MOD integra la ecuación de movimiento con el método de integración de Newmark (1965), actualizando la rigidez del suelo en cada paso de tiempo.

En el primer paso, dadas la magnitud y distancia a la fuente sísmica, se caracteriza el movimiento de un afloramiento rocoso estimando su máxima aceleración horizontal (MHA, Figura 2.17a), el período promedio (T_m , Figura 2.17b) y la duración (D_{5-95} , Figura 2.17c).

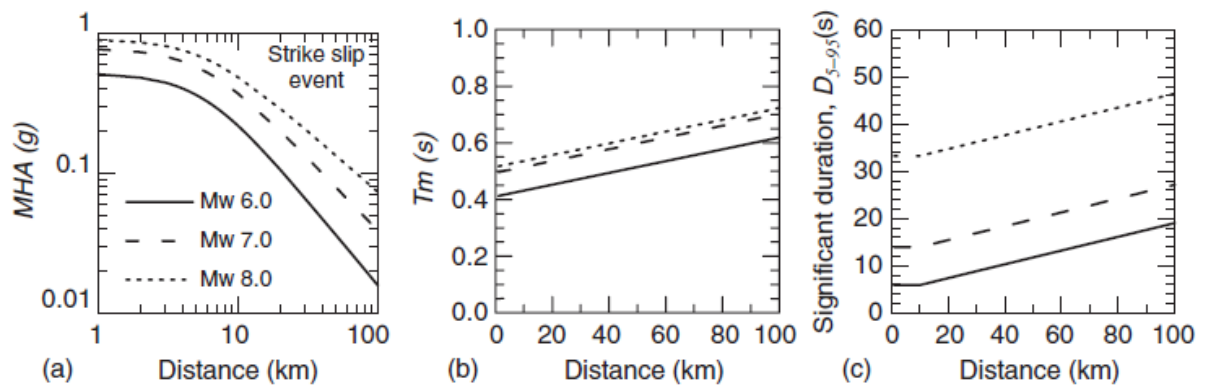


Figura 2.17. Caracterización simplificada de movimientos sísmicos en roca: a) Máxima aceleración horizontal (Abrahamson & Silva, 1997), b) Período medio (Rathje et. Al, 2004) y c) Duración (Abrahamson & Silva, 1996) (Bray et. Al, 1998).

De la Figura 2.18, estimando el primer período fundamental de la potencial superficie de falla $T_{s-waste}$, se obtiene la máxima aceleración horizontal equivalente normalizada, MHEA. NRF es un factor de respuesta no lineal.

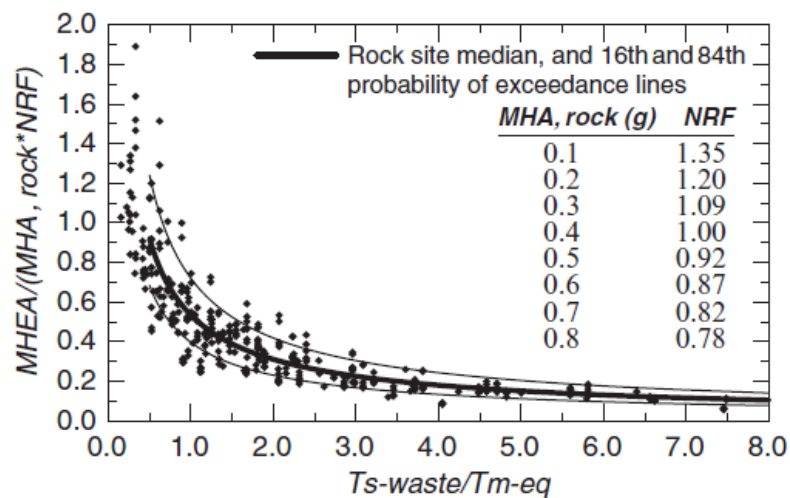


Figura 2.18. Máxima aceleración horizontal equivalente normalizada en función del período fundamental normalizado (Bray & Rathje, 1998).

Finalmente, los desplazamientos permanentes se calculan según la Figura 2.19. El coeficiente de fluencia k_y se puede estimar por métodos de equilibrio límite. El coeficiente k_{max} se obtiene dividiendo MHEA por g.

Una de las ventajas que ofrece este método en comparación al de Makdisi y Seed (1978) es que no requiere estimar la aceleración máxima en coronamiento. Adicionalmente, se utilizó una cantidad de registros significativamente mayor para la obtención de las curvas.

Como último punto, el método de Bray et Al. (1998) entrega de forma aproximada la desviación estándar de las aceleraciones y desplazamientos calculados, sólo para dar una noción de la variabilidad de estos resultados. Stewart et Al. (2003) optimizó esta metodología para desarrollar un análisis probabilístico más exhaustivo.

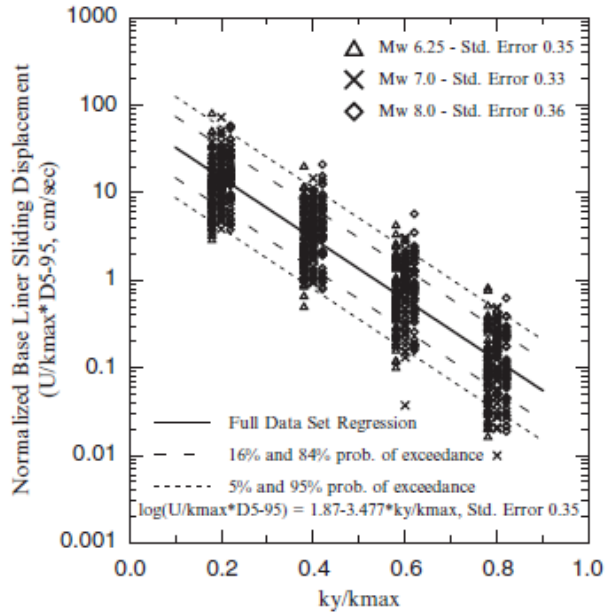


Figura 2.19. Desplazamientos permanentes normalizados (Bray & Rathje, 1998).

2.5 Método de Bray y Travararou (2007)

A diferencia de los métodos descritos previamente, el método de Bray y Travararou (2007) se configura a partir de las probabilidades de ocurrencia de ciertos niveles de deformación. Con lo anterior, el método se estructura en base a dos cálculos importantes: (i) La probabilidad de que ocurran desplazamientos nulos y (ii) la cantidad más probable de desplazamientos no nulos.

El modelo para calcular la probabilidad de ocurrencia de desplazamientos nulos se describe con la siguiente relación:

$$P(D = 0) = 1 - \Phi(-1,76 - 3,22 \ln(k_y) - 0,484(T_s) \ln(k_y) + 3,52 \ln(S_a(1,5T_s))) \quad (2.11)$$

Donde Φ corresponde a la función de distribución acumulativa normal estándar, T_s el primer período fundamental de la superficie deslizante y $S_a(1,5T_s)$ la aceleración espectral del sismo de entrada a un período de $1,5T_s$. El coeficiente de fluencia k_y se puede estimar a partir de un análisis de equilibrio límite.

Si la probabilidad entregada por la ecuación 2.11 es alta, entonces el comportamiento de la estructura analizada se puede considerar satisfactorio para el sismo entregado. En caso contrario, es necesario calcular la cantidad de desplazamientos no nulos según la siguiente relación:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -1,10 - 2,38 \ln(k_y) - 0,333 (\ln(k_y))^2 + 0,566 \ln(k_y) \ln(S_a(1,5T_s)) \\ & + 3,04 \ln(S_a(1,5T_s)) - 0,244 (\ln(S_a(1,5T_s)))^2 + 1,5T_s \\ & + 0,278(M - 7) \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (2.12)$$

El término ε corresponde a una variable aleatoria de distribución normal, media cero y desviación estándar $\sigma=0,66$. Para períodos $T_s < 0,05s$ el primer término de la ecuación 2.12 se debe reemplazar por $-0,22$.

Considerando que la desviación estándar de la ecuación 2.12 es $0,66$ y que $\exp(0,66) \approx 2$, entonces el rango de desplazamientos de excedencia entre un 16% y 84% , representado por $(D + \sigma) - (D - \sigma)$, puede ser aproximado a $(D/2) - (2D)$.

Si se desea calcular la probabilidad de ocurrencia de desplazamientos por sobre un umbral d , el método entrega la siguiente relación:

$$P(D = 0) = [1 - P(D = 0)] \cdot [P(D > d | D > 0)] \quad (2.13)$$

Donde:

$$[P(D > d | D > 0)] = 1 - \Phi\left(\frac{\ln d - \ln d}{\sigma}\right) \quad (2.14)$$

La Figura 2.20 ilustra el comportamiento del modelo de Bray & Travasarou (2007) en función de las variables más importantes para dos sismos de entrada de magnitud 7 y 7,5.

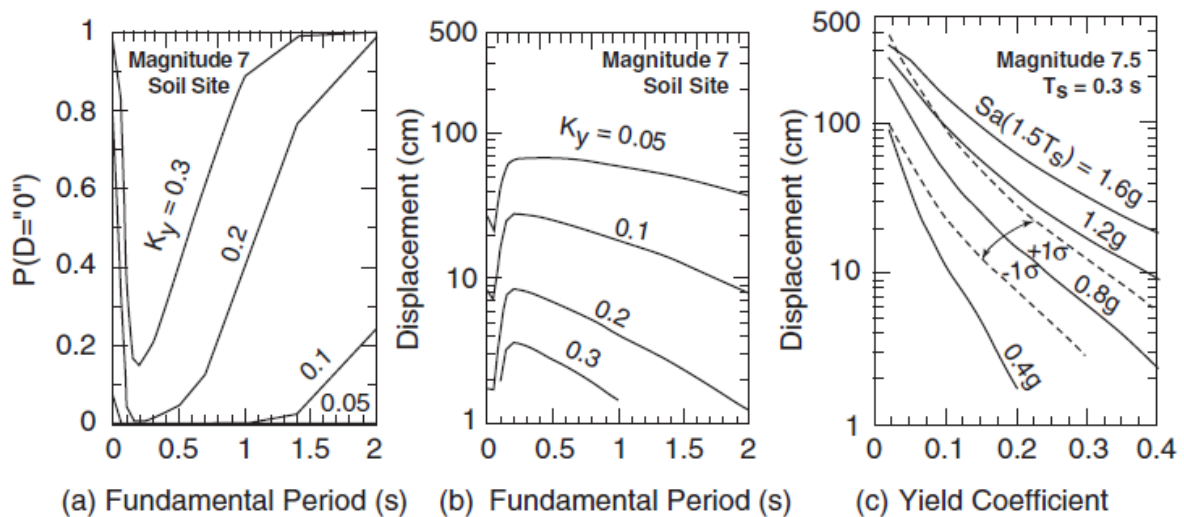


Figura 2.20. Comportamiento del modelo de Bray & Travasarou (2007) en un sitio de suelo: (a) Probabilidad de desplazamientos nulos, (b) Magnitud de desplazamientos para distintos coeficientes de fluencia, (c) Magnitud de desplazamientos para distintas aceleraciones espectrales.

Se observa en la Figura 2.20a que la probabilidad de ocurrencia de desplazamientos nulos disminuye al reducirse el valor del coeficiente de fluencia. Caso contrario ocurre con la magnitud de los desplazamientos, los cuales disminuyen con el aumento de k_y (Figura 2.20b). En ambas Figuras se observa, además, que para períodos entre $0,2$ a $0,4$ [s] la probabilidad de desplazamientos nulos tiende a disminuir, mientras que la magnitud de desplazamientos no nulos aumenta considerablemente. Finalmente, la Figura 2.20c también indica que los desplazamientos permanentes disminuyen al aumentar el coeficiente de fluencia, y al disminuir la aceleración espectral S_a .

3. Metodología

La metodología propuesta en este trabajo se basa en lo propuesto por Makdisi y Seed (1978), pero aplicado a muros de tranques de relaves y registro de aceleraciones chilenos. De ese modo, el trabajo a realizar tiene tres partes importantes: (i) Cálculo del coeficiente de fluencia k_y para distintas superficies de falla; (ii) Obtención de acelerogramas sintéticos para distintos eventos sísmicos; y (iii) Cálculo de deformaciones para distintas superficies de falla. El detalle de cada una se presenta a continuación.

3.1 Cálculo del coeficiente de fluencia

La obtención del k_y se hace con en el programa SoilWorks (MIDAS, 2016), en su módulo de análisis de estabilidad de taludes. Su cálculo es mediante un análisis pseudo-estático, variando el coeficiente sísmico horizontal, k_h . El k_h que entregue un factor de seguridad igual a 1 corresponde al coeficiente de fluencia asociado a la superficie analizada.

Las potenciales superficies de falla se caracterizan por la razón y/H presentada en la Figura 2.9. En este trabajo se analizan superficies con y/H desde 0 para el coronamiento hasta 1 para superficies que abarcan toda la altura del muro, a intervalos de $y/H=0,1$. Cabe destacar que estas superficies no son necesariamente las críticas del muro, pero se escogen para tener una mejor distribución de acelerogramas a lo largo del talud.

Para lograr que la superficie crítica cumpla con la profundidad “ y ” deseada se agregan condiciones de borde que imponen los límites de entrada y salida de la superficie analizada por el software dentro del talud aguas abajo (ver Figura 5.1).

3.2 Obtención de acelerogramas sintéticos.

Para la generación de acelerogramas de respuesta en muros de tranques chilenos se implementa un modelo numérico en el software de elementos finitos GTS-NX (MIDAS, 2017). El detalle de su configuración se presenta en el Capítulo 4.

A diferencia del método original de Makdisi y Seed (1978), el software entrega directamente el tiempo-historia de aceleraciones totales. Considerando la metodología de Chopra (1966) para el cálculo del registro sintético, estos son medidos en elementos cercanos al centro de gravedad de cada superficie, según lo esquematizado en la Figura 3.1. La ubicación de estos puntos se estima en base a la geometría de la superficie entregada por SoilWorks. En total se obtienen 11 registros por cada sismo de entrada.

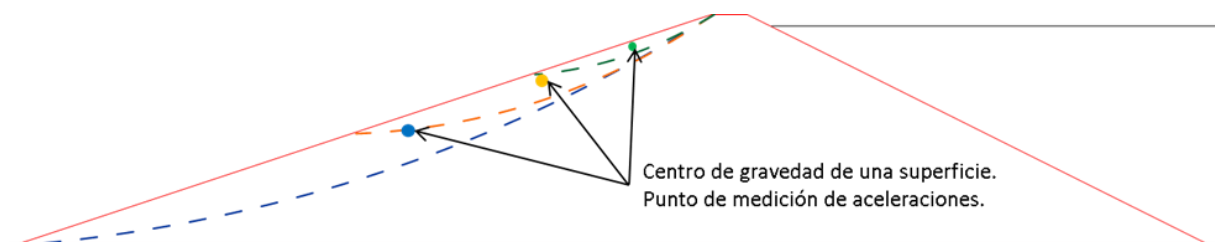


Figura 3.1. Esquema de puntos de medición de acelerogramas dentro del muro para algunas superficies de falla.

3.2.1 Registros sísmicos

Las aceleraciones basales aplicadas corresponderán a dos registros del terremoto del Maule del año 2010. El primero es un registro en roca del tranque Las Tórtolas, en ambas componentes horizontales (Figura 3.2 y Figura 3.3). El segundo es un registro en suelo de Concepción (Figura 3.3 y Figura 3.5). Se escogen estos acelerogramas por dos razones principales: (i) Están asociados a un evento sísmico chileno, reciente y de magnitud importante; y (ii) son registros obtenidos en distintos suelos de fundación.

Adicionalmente, y para comparar con los resultados entregados por Makdisi y Seed (1978), se utilizará el registro del terremoto de El Centro, ocurrido el 18 de mayo de 1940 en California, Estados Unidos (Figura 3.6).

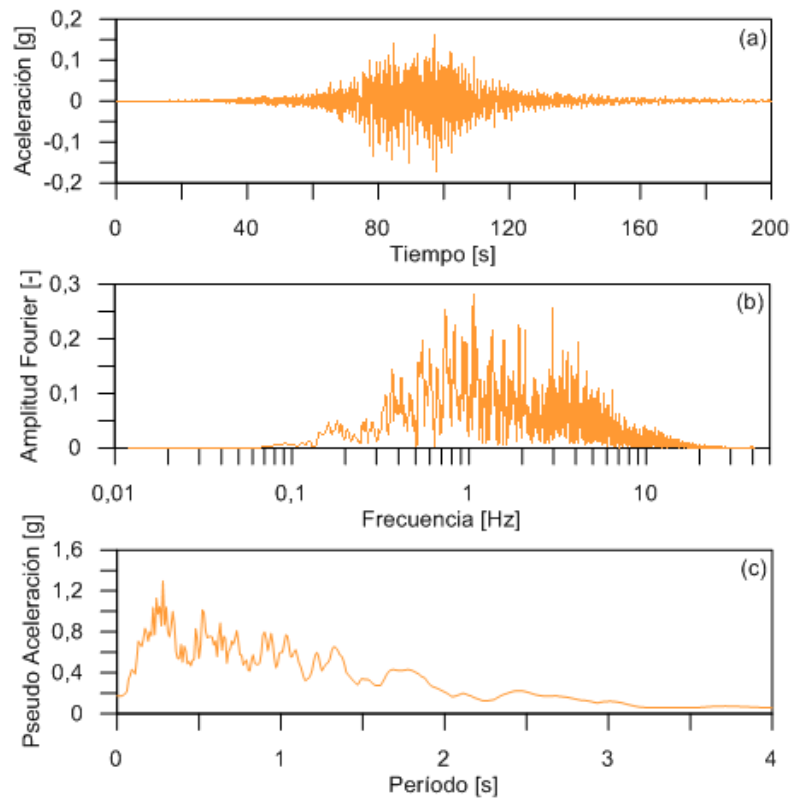


Figura 3.2. Registro en roca de tranque las Tórtolas, terremoto del Maule, Chile (2010). Componente NS. (a) Acelerograma, (b) Espectro de Fourier, (c) Pseudo aceleraciones.

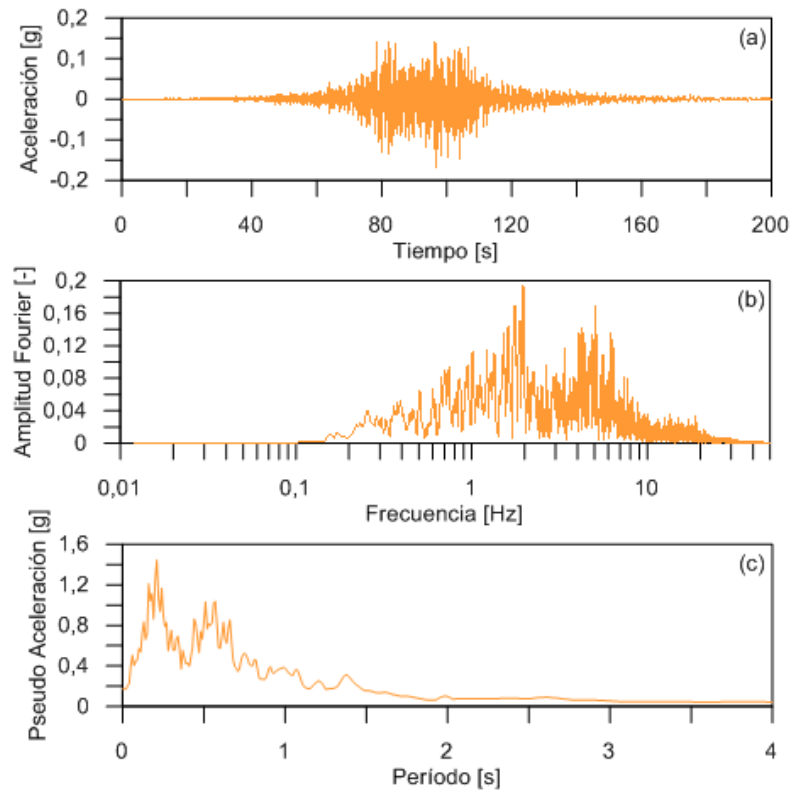


Figura 3.3. Registro en roca de tranque las Tórtolas, terremoto del Maule, Chile (2010). Componente EW. (a) Acelerograma, (b) Espectro de Fourier, (c) Pseudo aceleraciones.

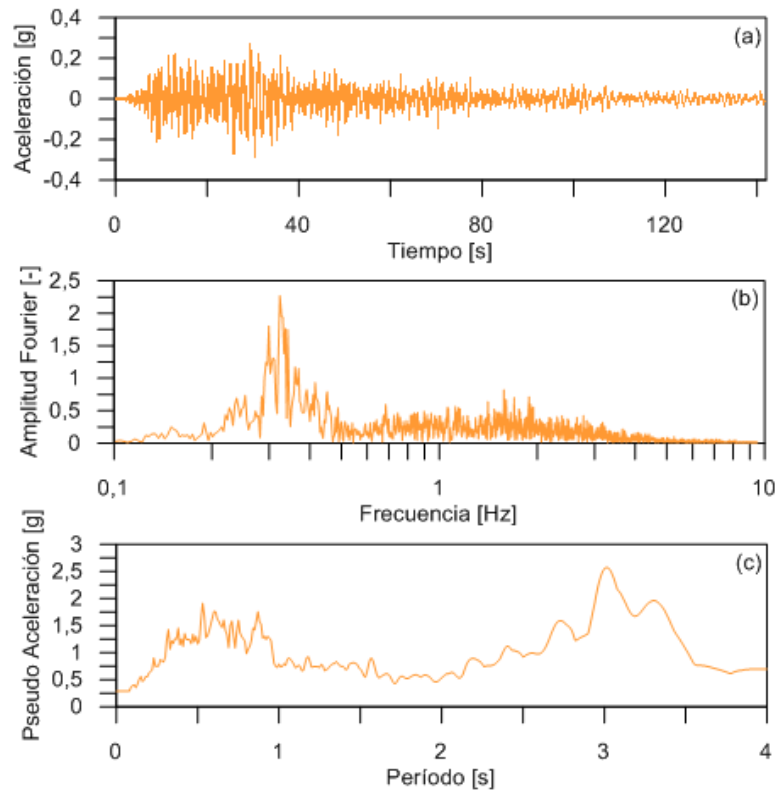


Figura 3.4. Registro en suelo de Concepción, terremoto del Maule, Chile (2010). Componente NS. (a) Acelerograma, (b) Espectro de Fourier, (c) Pseudo aceleraciones.

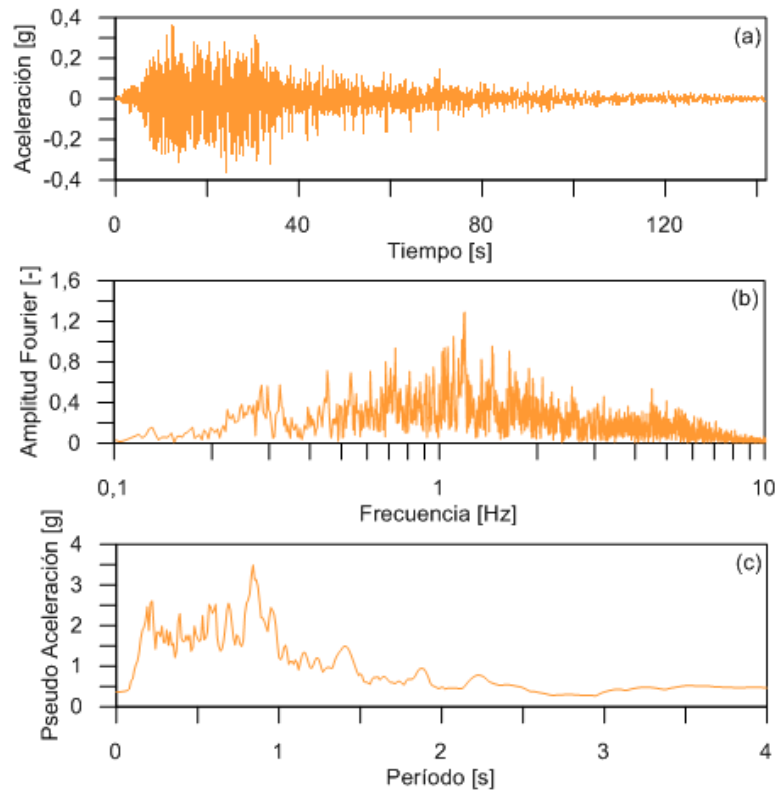


Figura 3.5. Registro en suelo de Concepción, terremoto del Maule, Chile (2010). Componente EW. (a) Acelerograma, (b) Espectro de Fourier, (c) Pseudo aceleraciones.

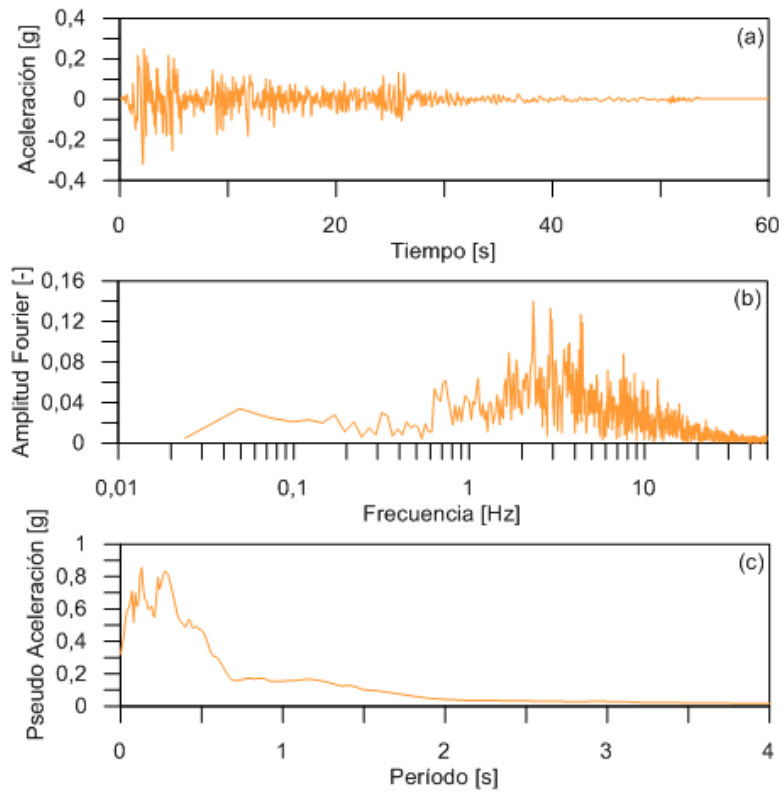


Figura 3.6. Registro terremoto El Centro, California (1940). Componente NS. (a) Acelerograma, (b) Espectro de Fourier, (c) Pseudo aceleraciones.

3.3 Cálculo de desplazamientos

Para el cálculo de los desplazamientos inducidos por cada registro de aceleraciones se implementa una rutina en Matlab que calcula las deformaciones asociadas a cada superficie de falla, para distintos niveles de aceleración de resistencia. El procedimiento de cálculo se basa en el método de doble integración, asumiendo que ocurrirán desplazamientos cada vez que la aceleración inducida supere un cierto umbral definido por el coeficiente de fluencia k_y .

Con lo anterior, la rutina se configura con los siguientes pasos:

1. Se leen el registro de aceleraciones en el tiempo para una superficie dada. Se entrega el valor del coeficiente de aceleración máxima k_{max} asociado. Los distintos umbrales de resistencia se calculan como una fracción del k_{max} , desde 0,1 a 0,9 (Figura 3.7a).
2. Se trunca el registro original, dejando sólo los valores de aceleración que superen el umbral previamente definido. Se asume que las aceleraciones negativas no generan deformaciones (Figura 3.7b).
3. Se integra cada tramo del registro filtrado, obteniendo los *peaks* de velocidades (Figura 3.7c).
4. Se calcula la integral acumulada del registro en velocidades. El desplazamiento final será el máximo de la curva obtenida (Figura 3.7d).
5. Se repite lo anterior para cada umbral, y para los registros de las distintas superficies. Los desplazamientos totales se van guardando en una matriz de $m \times n$, con m el número de umbrales y n el número de superficies analizadas.

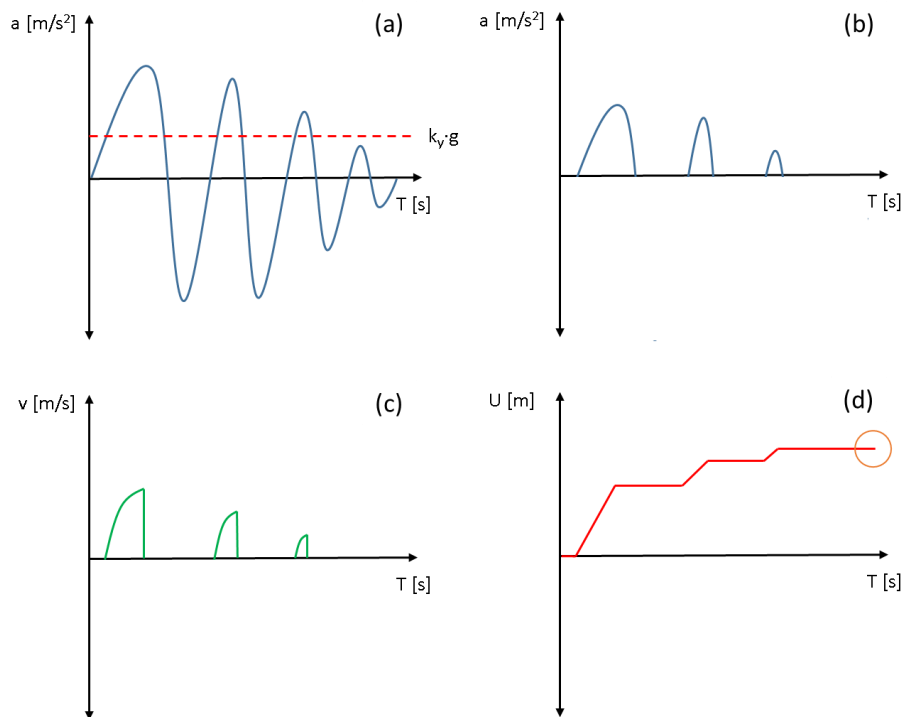


Figura 3.7. Procedimiento de cálculo de desplazamientos para un registro de aceleraciones dado. (a) Definición del registro y umbral de resistencia. (b) Registro de aceleraciones truncado. (c) Registro en velocidades. (d) Desplazamiento acumulado.

Finalmente, para complementar los resultados del proceso anterior, se repite la misma metodología de cálculo, pero sólo considerando el coeficiente de fluencia real asociado a la superficie supuesta (ejemplos en Figura 3.1), entregado por el análisis de estabilidad pseudo-estático en SoilWorks (MIDAS, 2016).

3.4 Estudios complementarios

De forma complementaria al estudio principal se analizarán dos puntos de interés adicionales: Influencia de las lamas en la respuesta del muro y comparación de la respuesta para modelos constitutivos lineal, Mohr-Coulomb e Hiperbólico.

4. Modelo numérico

El primer paso en el desarrollo del método simple de estimación de desplazamientos permanentes, basado en lo propuesto por Makdisi y Seed (1978), es obtener acelerogramas sintéticos asociados a distintas superficies de falla. Para lo anterior se generó un modelo numérico con el software de elementos finitos GTS-NX (MIDAS, 2017). En este capítulo se presentan los detalles de su implementación.

4.1 Modelo constitutivo

Uno de los primeros parámetros a definir dentro del modelo corresponde a la ley constitutiva a utilizar en los análisis numéricos. Se estudiaron cuatro modelos distintos: Mohr-Coulomb, Hiperbólico, Drucker Prager y Mohr-Coulomb modificado. Con el objetivo de validar la teoría con lo entregado por el software GTS-NX, y buscando implementar un modelo constitutivo no lineal que optimice los resultados entregados por el análisis lineal equivalente del método de Makdisi y Seed (1978), cada comportamiento fue analizado mediante la simulación numérica de un ensayo triaxial a deformación controlada. La teoría detrás de cada modelo constitutivo y los resultados obtenidos se presentan a continuación.

4.1.1 Modelos analizados

Modelo de Mohr-Coulomb

El modelo de Mohr-Coulomb es uno de los más utilizados en estudios de mecánica de suelos debido a su fácil implementación y a la confiabilidad en sus resultados, principalmente para arenas y gravas (Smith, 2014). Esta ley define una relación esfuerzo-deformación de tipo elasto-plástica como la mostrada en la Figura 4.1.

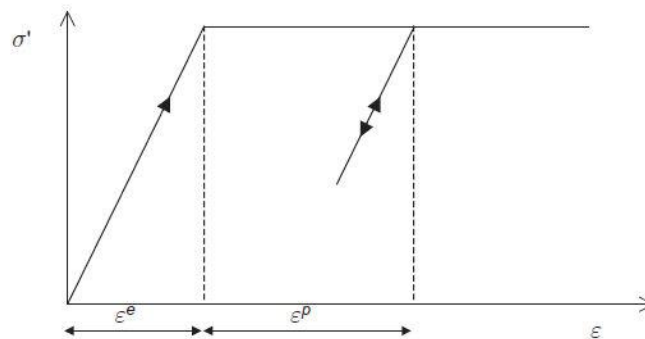


Figura 4.1. Relación esfuerzo-deformación según ley constitutiva Mohr-Coulomb (MIDAS, 2016).

En términos simples, y en base a lo que se observa en la figura, Mohr-Coulomb establece un comportamiento elástico hasta alcanzar el punto de falla, a partir del cual el suelo experimenta deformaciones perfectamente plásticas. El criterio de falla se puede definir en términos de esfuerzos principales según la ecuación 4.1.

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - c \cos \phi = 0 \quad (4.1)$$

Donde σ_1 y σ_3 corresponden al esfuerzo principal mayor y menor, respectivamente; ϕ es el ángulo de fricción interna, y c la cohesión.

A diferencia de varios materiales de construcción, los suelos tienen poca resistencia a la tensión, y en la mayoría de los casos la falla está definida por esfuerzos de corte. Mohr-Coulomb establece la resistencia al corte de un material según la siguiente relación lineal.

$$\tau = \sigma \cdot \tan(\phi) + c \quad (4.2)$$

Donde τ corresponde al esfuerzo de corte y σ es el esfuerzo normal. El ángulo de fricción ϕ y la cohesión c permiten definir la envolvente de falla de un material para condiciones de carga drenada y no drenada (Figura 4.2).

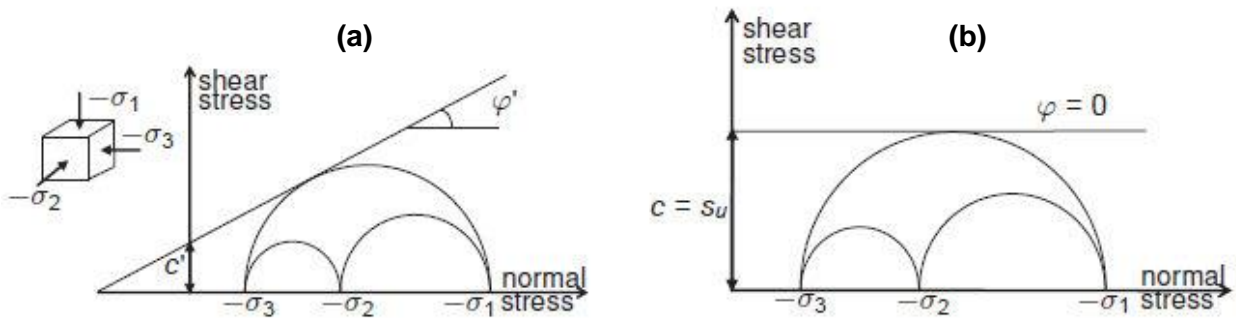


Figura 4.2. Envolvente de falla según Mohr-Coulomb, (a) caso drenado y (b) no drenado (MIDAS, 2016).

En general, se asume que para suelos arenosos (principal material con el que se trabaja en los modelamientos de este estudio) el valor de la cohesión es nulo. Sin embargo, se recomienda entregar un valor de al menos $c = 0.2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ para evitar inestabilidades numéricas (MIDAS, 2016).

Modelo de Drucker Prager

Modelo desarrollado por Drucker & Prager (1952) para resolver numéricamente problemas que ocurren cercanos al punto de fluencia del criterio Mohr-Coulomb (Figura 4.2). El algoritmo interno para resolver problemas de esfuerzo-deformación es igual al del modelo Mohr-Coulomb, y su comportamiento está descrito por los mismos parámetros (c y ϕ).

Modelo Hiperbólico de Duncan y Chang (1970)

Pese a que el modelo de Mohr-Coulomb entrega resultados confiables dado sus simplificaciones, no constituye una ley que represente de la mejor manera el comportamiento real de un suelo. Una de las primeras limitaciones que este modelo no toma en cuenta es la relación no lineal que existe entre el esfuerzo y deformación de un material a medida que se acerca al estado último. La forma más directa de simular lo anterior es variar el módulo de deformación (E) de un material mediante alguna relación conocida.

El modelo Hiperbólico propuesto por Duncan y Chang (1970) establece una relación esfuerzo-deformación definida por una curva caracterizada por tres valores: el módulo de deformación inicial (E_i), el módulo tangente (E_t) y el módulo de descarga y recarga (*unloading-reloading*, E_{ur}) (Figura 4.3). Esta curva se parametriza mediante una función hiperbólica presentada en la ecuación 4.3, donde ε corresponde a la deformación axial.

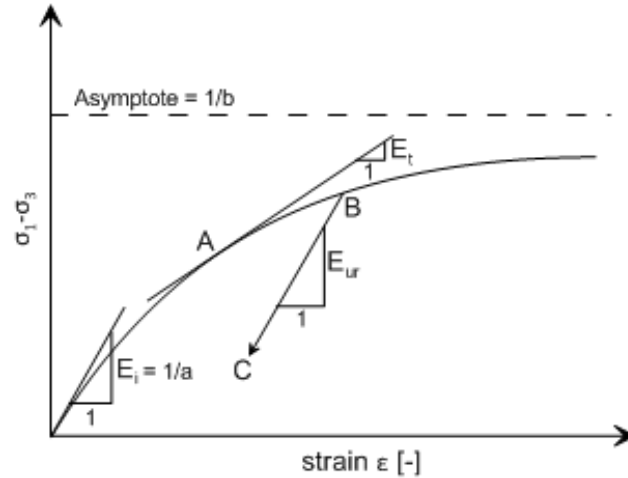


Figura 4.3. Relación de esfuerzo-deformación no lineal según modelo Duncan-Chang (1970) (MIDAS, 2016).

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (4.3)$$

Las constantes a y b se calibran a partir de datos empíricos, y pueden ser expresadas según las relaciones 4.4 y 4.5, respectivamente.

$$a = \frac{1}{E_i} \quad (4.4)$$

$$b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (4.5)$$

El modelo Hiperbólico se rige por el mismo criterio de falla de Mohr-Coulomb de la relación 4.1. Lo anterior permite establecer una relación para el valor del módulo tangente E_t en condiciones de carga.

$$E_t = K \cdot P_a \left(\frac{-\sigma_1}{P_a} \right)^n \left(1 - \frac{R_f \cdot (1 - \sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cdot \cos \phi - 2\sigma_1 \sin \phi} \right) \quad (4.6)$$

El parámetro R_f corresponde a la razón de falla, definida como la razón entre el esfuerzo deviatorico en la falla y el esfuerzo deviatorico asintótico obtenido a partir del criterio de falla Mohr-Coulomb. Este parámetro presenta valores que van usualmente entre 0.6 y 0.95. Por su parte, K es el número de módulo de carga, a partir del cual se puede obtener el módulo de deformación inicial E_i , y n es el exponente del módulo, con valores entre 0 y 1. Ambos parámetros se obtienen a partir de la curva que relaciona el módulo de deformación E con el nivel de confinamiento dado por σ_3 , presentada en la Figura 4.4.

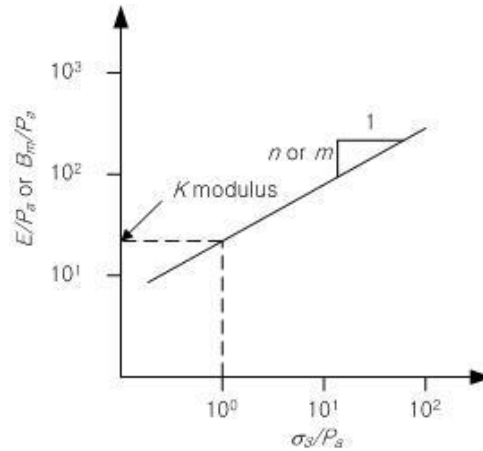


Figura 4.4. Módulo de deformación E o módulo de compresibilidad B_m en función del confinamiento σ_3 (MIDAS, 2016).

De la Figura 4.4, B corresponde al módulo de compresibilidad, que se define como:

$$B_m = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (4.7)$$

Donde ν es el coeficiente de Poisson.

El módulo de carga-descarga K_{ur} se puede calcular a partir del módulo de deformación para carga-descarga E_{ur} , mediante la siguiente relación.

$$E_{ur} = K_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (4.8)$$

Donde p_a es la presión atmosférica.

Dentro de su estudio, Duncan & Chang (1970) proponen valores de los parámetros característicos del modelo, en función de la densidad de la arena que se esté analizando.

Tabla 4.1: Resumen de parámetros según modelo Hiperbólico para arenas (Duncan & Chang, 1970).

Densidad relativa	ϕ [°]	R_f [-]	K [-]	K_{ur} [-]	n [-]
100%	36,5	0,91	2000	2120	0,54
38%	30,4	0,90	295	1090	0,65

El modelo Hiperbólico es útil para analizar muchos problemas prácticos, siendo fácil de configurar mediante ensayos triaxiales convencionales. En caso de no contar con estos resultados, los parámetros típicos abundan en la literatura. Adicionalmente, se trata de un modelo no lineal que parametriza de manera sencilla el comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo.

Sin embargo, el modelo presenta algunas limitantes importantes (Duncan et Al., 1980):

- No se considera el esfuerzo principal intermedio σ_2 .
- No aplica para fallas en extensión.

- No considera el cambio volumétrico producto de cambios en el esfuerzo de corte.
- Los parámetros de entrada no corresponden a propiedades fundamentales del suelo, y en su mayoría se obtienen a partir de valores empíricos para un rango limitado de condiciones.

Modelo de Mohr-Coulomb modificado

La ley constitutiva de Mohr-Coulomb modificado es un mejoramiento de Mohr-Coulomb convencional basado en la combinación de modelos elasto-plásticos y elásticos no lineales. El comportamiento esfuerzo-deformación descrito por esta ley es muy parecido a lo propuesto por el modelo Hiperbólico, donde el módulo de deformación E varía conforme aumenta el nivel de deformación hasta alcanzar el estado de falla.

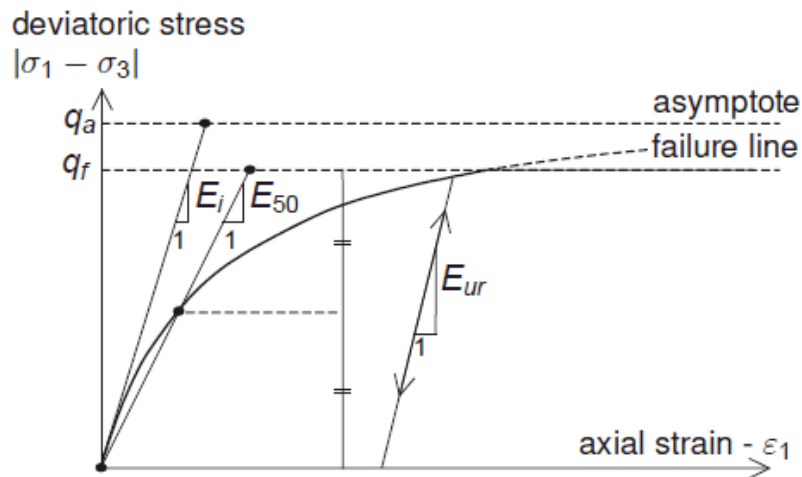


Figura 4.5. Comportamiento esfuerzo-deformación según modelo Mohr-Coulomb modificado (MIDAS, 2016).

Los parámetros más importantes para caracterizar este modelo son: (i) La razón de falla R_f , definida como la razón entre el esfuerzo desviador último que satisface el criterio de falla de Mohr-Coulomb (q_f) y el esfuerzo desviador asintótico (q_a); el módulo de deformación inicial (E_i); módulo de deformación secante E_{50} , que debe cumplir la relación 4.9; y el módulo de deformación de descarga-recarga E_{ur} , típicamente definido como tres veces el módulo secante.

$$E_{50} = \frac{E_i(2 - R_f)}{2} \quad (4.9)$$

4.1.2 Simulación de ensayo triaxial monotónico

Para estudiar el comportamiento numérico de cada ley constitutiva en condiciones de carga drenada se simuló un ensayo triaxial a deformación controlada con el software de elementos finitos GTS-NX. Para lo anterior se utilizó un modelamiento axisimétrico, que permite analizar modelos en tres dimensiones con simetría en alguno de sus ejes, pero aplicando las condiciones de borde y carga a una región en 2D (Figura 4.6). Para utilizar este tipo de elementos, las condiciones de carga deben ser simétricas

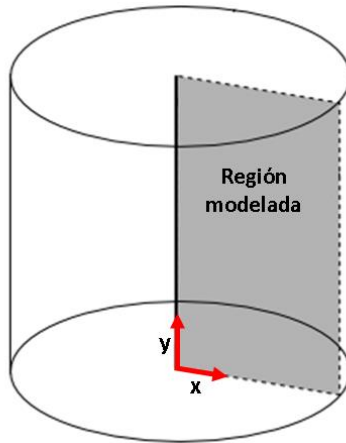


Figura 4.6. Esquema de un modelo axisimétrico.

Las condiciones de borde utilizadas corresponden a restricción de movimiento horizontal y vertical en la base del modelo, y restricción horizontal en el borde lateral izquierdo (eje de simetría), tal como se esquematiza en la Figura 4.7a.

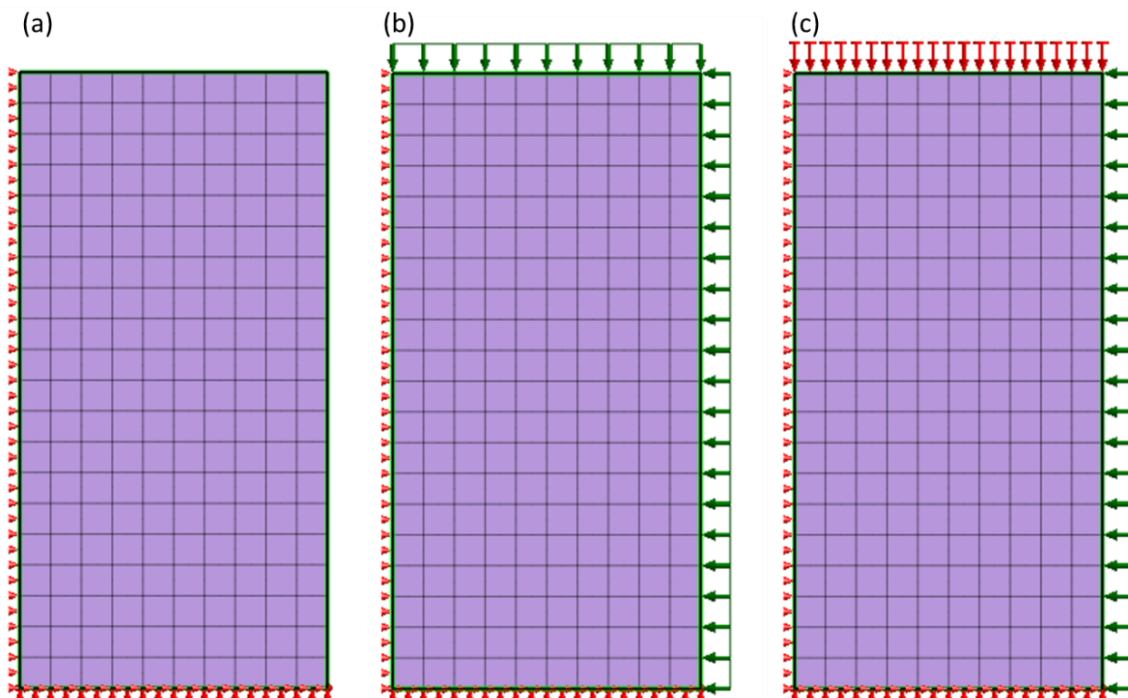


Figura 4.7. Ensayo triaxial numérico. (a) Condiciones de borde del modelo axisimétrico. (b) Aplicación de esfuerzo de confinamiento. (c) Aplicación de esfuerzo desviador como desplazamiento total.

El ensayo se modela con dos etapas: La primera corresponde a la aplicación de confinamiento, donde se aplica un esfuerzo normal tanto en la superficie superior como en el borde lateral derecho (Figura 4.7b). El segundo corresponde a la aplicación de esfuerzo desviador, que se aplica como desplazamiento total en el borde superior del modelo (Figura 4.7c). Para esta segunda etapa se calcula la respuesta para 50 pasos antes de alcanzar el estado de equilibrio, lo que es equivalente a aplicar un desplazamiento incremental hasta el máximo desplazamiento deseado.

Los parámetros utilizados para modelo se detallan en la Figura 4.2. Los resultados se presentan en la Figura 4.8.

Tabla 4.2. Parámetros geotécnicos de cada modelo constitutivo analizado en ensayo triaxial numérico.

Modelo	γ [kN/m ³]	E [MPa]	ϕ [°]	c [kN/m ²]	K [-]	n [-]	R _f [-]	K _{ur} [-]	E _{ur} [MPa]	E ₅₀ [MPa]
Mohr-Coulomb	18,6	200	36	0,2	-	-	-	-	-	-
Drucker Prager	18,6	200	36	0,2	-	-	-	-	-	-
Hiperbólico	18,6	200	36	0,2	2000	0,6	0,9	2000	-	-
Mohr-Coulomb modificado	18,6	200	36	0,2	-	0,6	0,9	-	330	110

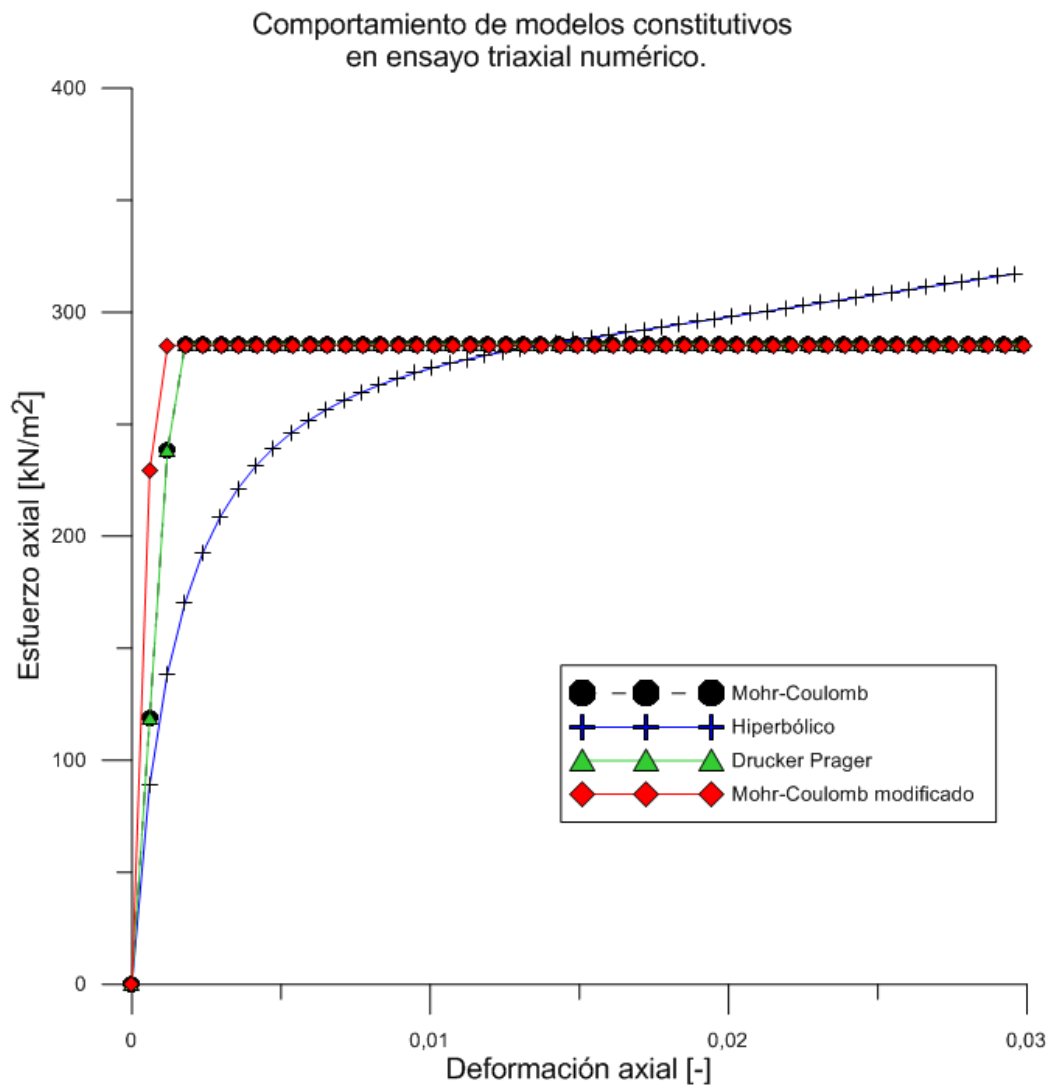


Figura 4.8. Comportamiento de modelos constitutivos en ensayo triaxial numérico en software GTS-NX.

Es directo concluir que no existen diferencias entre las curvas del modelo Mohr-Coulomb y Drucker Prager, y que ambos presentan un comportamiento que se condice con la

teoría: lineal elástico hasta alcanzar la falla, a partir de la cual se generan deformaciones perfectamente plásticas. No ocurre lo mismo con el modelo de Mohr-Coulomb modificado, observándose un comportamiento lineal pese a que se configura como una ley constitutiva no lineal.

Finalmente, el modelo hiperbólico presenta una relación esfuerzo-deformación no lineal. Considerando, además, que su parametrización es relativamente sencilla se escoge esta ley constitutiva para caracterizar el comportamiento de las arenas de relave del muro de los modelos numéricos a analizar.

4.2 Ajuste cíclico

Una vez validadas las condiciones de borde y el comportamiento del modelo hiperbólico en condición dinámica, el siguiente paso es calibrar los parámetros de la ley constitutiva para reproducir apropiadamente el desempeño de las arenas del muro en términos de ciclos histeréticos.

Para lograr lo anterior se implementó un ensayo de corte simple numérico a un confinamiento de 1 [kgf/cm²]. El objetivo es generar curvas de degradación de rigidez y de amortiguamiento sintéticas para distintas configuraciones, hasta obtener un set de parámetros que se ajusten a curvas experimentales de la literatura.

4.2.1 Ciclos de histéresis y curvas de degradación y amortiguamiento

Las curvas histeréticas corresponden a ciclos de carga y descarga a distintos niveles de deformación axial o angular, asociados a una disipación de energía. En el caso de modelos no lineales, una curva de histéresis típica se esquematiza en el espacio esfuerzo-deformación según la Figura 4.9.

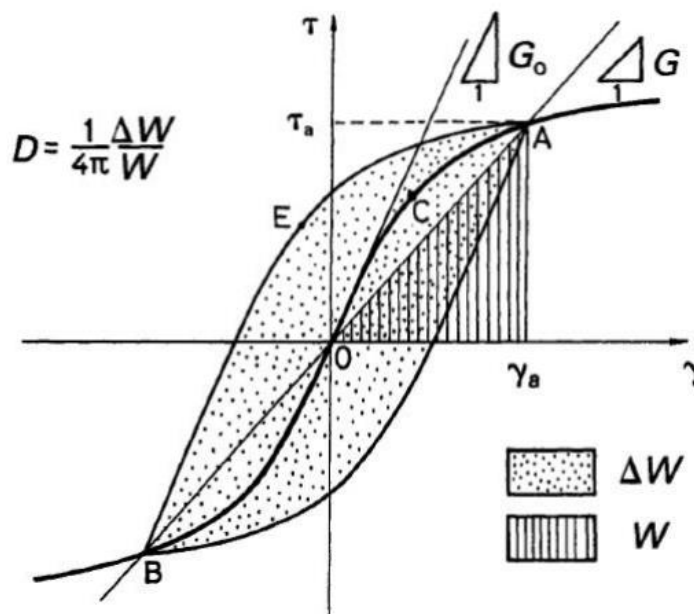


Figura 4.9. Curva de histéresis típica y definición de amortiguamiento D , módulo de corte inicial G y módulo de corte secante G_0 ara un determinado nivel de deformación angular γ . ΔW corresponde a la energía disipada, y W a la energía elástica almacenada (Ishihara, 1996).

Cada ciclo histerético está asociado a dos parámetros importantes: (i) un nivel de amortiguamiento D , calculado a partir de la energía elástica almacenada W y la energía histerética ΔW según la ecuación 4.10; y (ii) un módulo de corte secante G , obtenido de la pendiente entre el origen y el punto de máxima deformación angular γ_a . La variación de ambos parámetros con el nivel de deformación se caracteriza con las curvas de degradación de módulo y de amortiguamiento, que dependen del tipo de suelo, el nivel de confinamiento y la densidad, principalmente.

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (4.10)$$

La Figura 4.10 presenta la curva de degradación de módulo y la curva de amortiguamiento típica para arenas. Se observa que al aumentar el nivel de deformación de corte disminuye el valor del módulo de deformación angular G y aumenta el nivel de amortiguamiento D . Este comportamiento es análogo para otro tipo de suelos, pero variando la forma de las curvas.

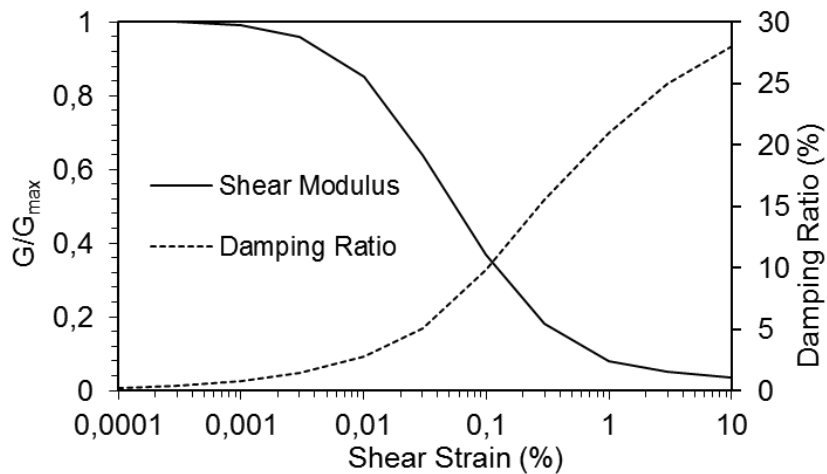


Figura 4.10. Degradación de módulo (Seed & Idriss, 1970) y curva de amortiguamiento (Idriss, 1990) promedio para arenas.

4.4.2 Ensayo de corte simple

Para simular numéricamente el ensayo de corte simple se implementó un modelo 2D de un único elemento caracterizado con los parámetros de arenas de relaves presentados en la Tabla 4.9. Basándose en lo desarrollado por Grognet (2011), el ensayo se dividió en dos etapas de análisis estático: una de consolidación y otra de aplicación de desplazamiento lateral.

Para la fase de consolidación (Figura 4.11a) se aplica una presión vertical de 100 [kPa] en la cara superior del elemento. Los bordes laterales se fijan en la dirección horizontal, permitiendo desplazamiento vertical. La base del modelo se fija en ambas direcciones.

Una vez alcanzado el estado de equilibrio, se fija la cara superior en la dirección vertical para mantener el volumen constante, y comienza la segunda fase de aplicación de desplazamiento (Figura 4.11b). Este se implementa como un desplazamiento lineal en

ambas caras laterales del elemento, con valor nulo en la base y de magnitud igual al nivel de deformación angular que se desee evaluar en la superficie del modelo.

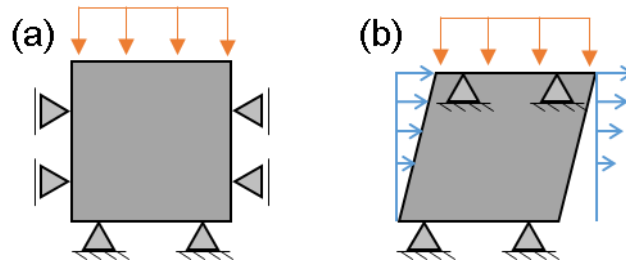


Figura 4.11. Configuración del modelo numérico de corte simple. (a) Etapa de consolidación, (b) Aplicación de deformación de corte.

Para validar el correcto funcionamiento del ensayo de corte numérico se aplicó una deformación angular de un 10% a un modelo caracterizado según Mohr-Coulomb, con una fricción interna de 36° y cohesión nula. El ciclo histerético obtenido se adjunta en la Figura 4.12.

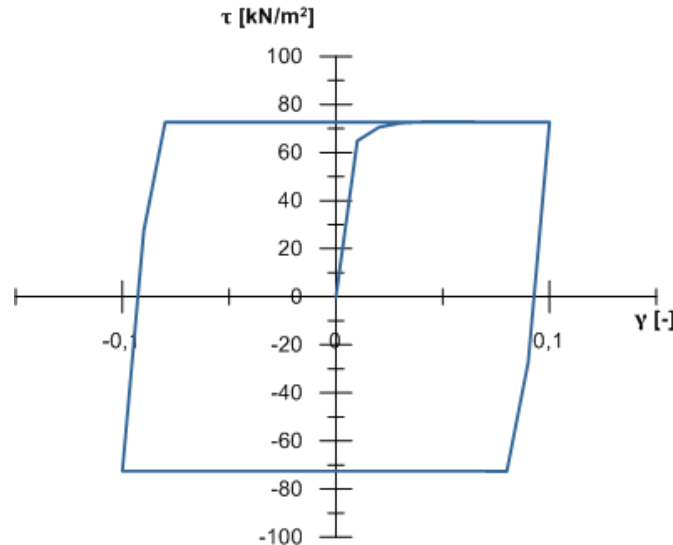


Figura 4.12. Ciclo histerético con modelos de falla Mohr-Coulomb. Validación de ensayo de corte simple numérico.

Considerando los 100 [kPa] de confinamiento, el esfuerzo de corte τ de falla dado por la ecuación 4.1 es de 72.65 [kPa], el mismo entregado por el ciclo de histéresis de la Figura. Por lo tanto, la implementación del ensayo de corte numérico queda validada.

Con la configuración presentada en la Figura 4.11, el procedimiento de calibración consistió en aplicar desplazamientos positivos y negativos hasta completar un ciclo de histéresis. Luego, con la ecuación 4.11 se calculó el amortiguamiento y módulo de deformación angular asociado a cada uno. Repitiendo lo anterior para distintas magnitudes de γ se construyeron las curvas de degradación y amortiguamiento sintéticas. El objetivo fue ir variando los parámetros del modelo hiperbólico hasta lograr un buen ajuste entre las curvas teóricas y las obtenidas con GTS-NX, para un rango de deformación de interés.

4.4.3 Resultados

Se analizaron varios sets parámetros del modelo hiperbólico en los que se fue variando el valor de cada uno y observando el comportamiento del ciclo histerético generado. Los resultados obtenidos para los cuatro sets más relevantes se resumen en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3. Parámetros de entrada para calibración de modelo hiperbólico.

Calibración	K [-]	n [-]	R _f [-]	K _{ur} [-]
Set 1	2000	0,9	0,9	2000
Set 2	2000	0,9	0,9	3500
Set 3	2000	0,6	0,9	1600
Set 4	2000	0,6	0,3	2400

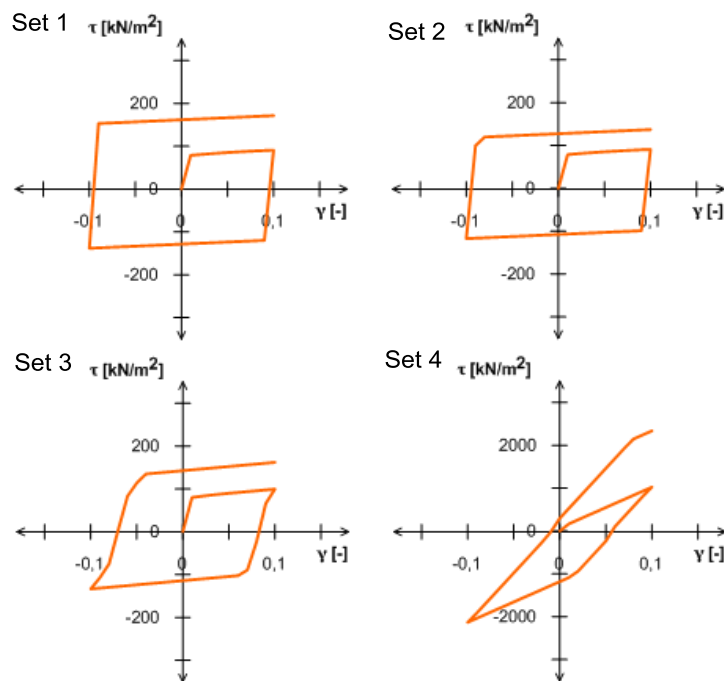


Figura 4.13. Comparación de ciclos histeréticos para cada set de parámetros analizados con modelo hiperbólico.

La Figura 4.13 ilustra los ciclos histeréticos asociados a un nivel de deformación angular del 10%, para cada uno de los sets de parámetros analizados. De los ensayos asociados a los sets 1 y 2 se observa que el módulo de descarga-recarga K_{ur} aumenta el área dentro de la curva, lo que se traduce en un aumento del amortiguamiento asociado. Caso similar ocurre al disminuir el valor de la exponente n . Para el caso del ensayo asociado al set 4, disminuir el valor de R_f también permite reducir el amortiguamiento asociado, pero aumenta la resistencia del material a valores poco creíbles, por lo que sus resultados no se consideran válidos.

Para los sets 1, 2 y 3 de la Tabla 4.3 se calcularon las curvas de reducción de módulo y de amortiguamiento, las que se adjuntan en la Figura 4.15. Las curvas teóricas con las que se compararon corresponden a las propuestas por Seed & Idriss (1978) para arenas. Considerando un rango de interés de deformaciones angulares entre 0.01% y 0.3%, la

calibración que mejor se ajusta corresponde a la del set de parámetros número 3. Los ciclos histeréticos generados por dicha calibración se adjuntan en la Figura 4.14.

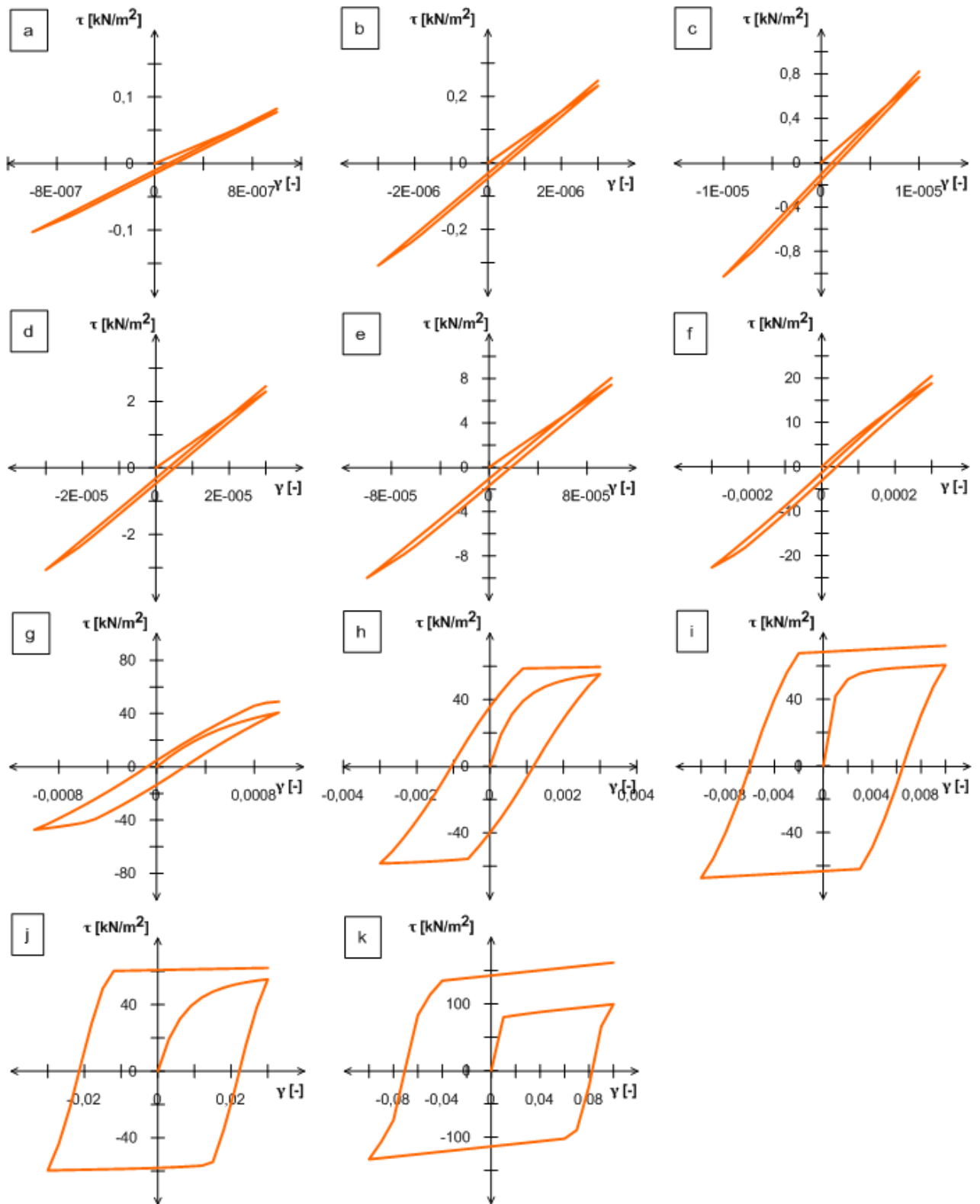


Figura 4.14. Ciclos histeréticos a distintos niveles de deformación angular en ensayo de corte simple para calibración definitiva (Set de ensayos número 3).

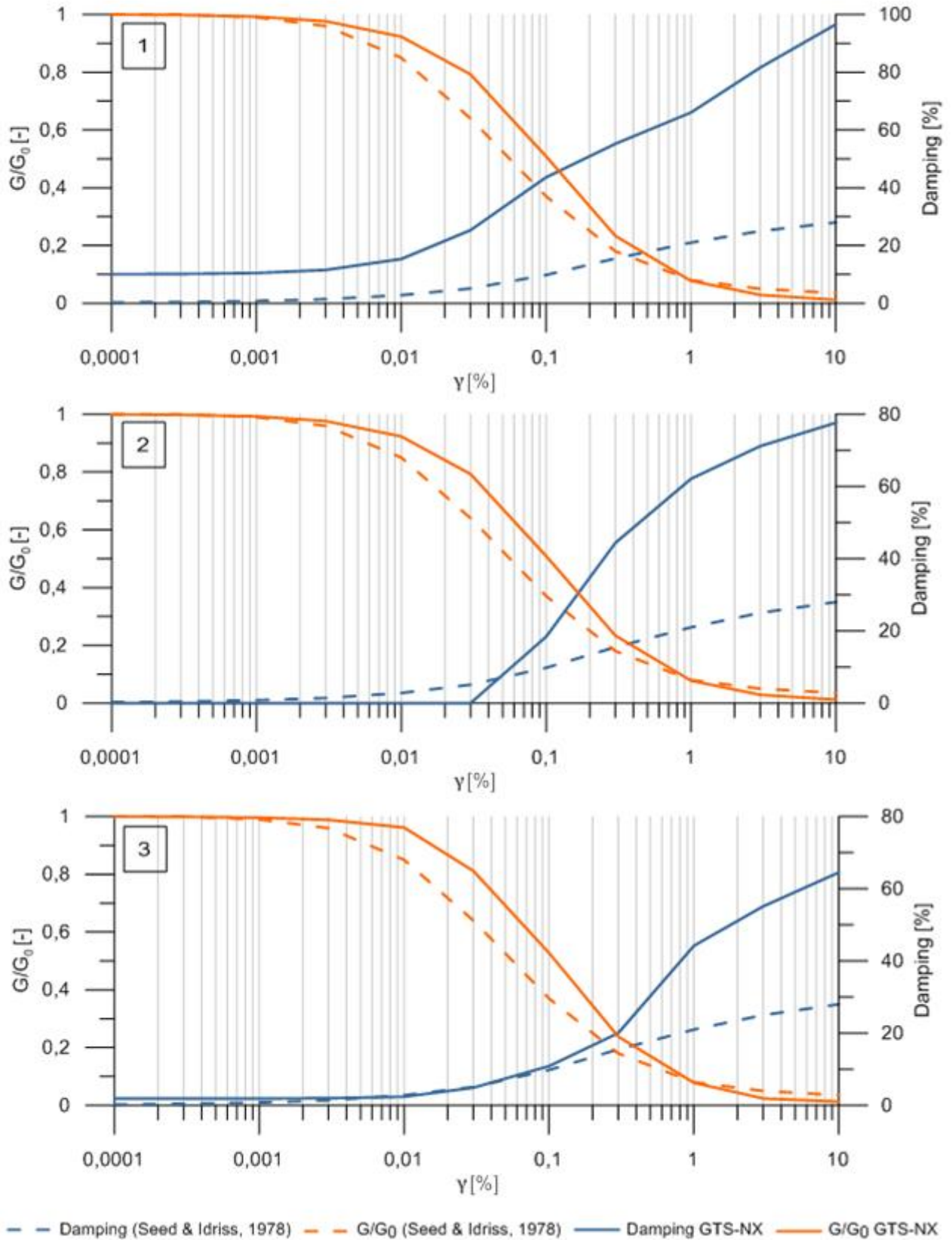


Figura 4.15. Curvas de degradación de módulo y de amortiguamiento sintéticas y teóricas, para cada set de parámetros del modelo hiperbólico.

4.3 Configuración del modelo

El objetivo de este trabajo es implementar un método para estimar deformaciones permanentes en muros de tranques chilenos. La forma más directa de lograr lo anterior es generando un modelo estándar que represente tanto la geometría como la caracterización geotécnica típica de depósitos de relaves en el país. Para ello se realizó un catastro con los parámetros más importantes de algunos de los tranques de Chile.

4.3.1 Geometría

La Tabla 4.4 resume la geometría de los muros principales de alguno de los tranques chilenos más conocidos (Lara et. Al, 1999; Barrera et Al., 2011; Campaña et Al., 2016).

Tabla 4.4. Geometría de muros de algunos tranques chilenos.

Tranque	Altura muro [m]	Coronamiento [m]	Revancha [m]	Talud aguas abajo [H:V]	Talud aguas arriba [H:V]	Observaciones
Las Tórtolas	90	18	3	3:1	2:1	Muro Principal
El Torito	63	13	10	4:1	2,5:1	Situación a julio 2011
Talabre	46	-	-	2,5:1	2:1	
Colihues	83	-	-	2,5:1	2:1	Fuera de operación (1986)
El Cobre	65	-	-	4,25:1	2:1	Fuera de operación (1993)
Pérez Caldera	118	-	-	4:1	2,25:1	Fuera de operación (1991)
Quillayes	150	-	-	4:1	2:1	-
El Mauro	240	-	5	3:1	2:1	Muro proyectado
Las Cruces 2	59	10	5,5	3:1	2:1	-

Considerando los valores anteriores, se escoge la geometría para el muro genérico de los modelos numéricos, que se indica en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5. Geometría del muro genérico para modelo numérico.

Tranque	Altura muro [m]	Coronamiento [m]	Revancha [m]	Talud aguas abajo [H:V]	Talud aguas arriba [H:V]
Modelo Genérico	100	15	5	3:1	2:1

La Figura 4.16 esquematiza el tamaño y geometría de los muros de tranques de la Tabla 4.4, junto al modelo de estudio escogido para los análisis numéricos.

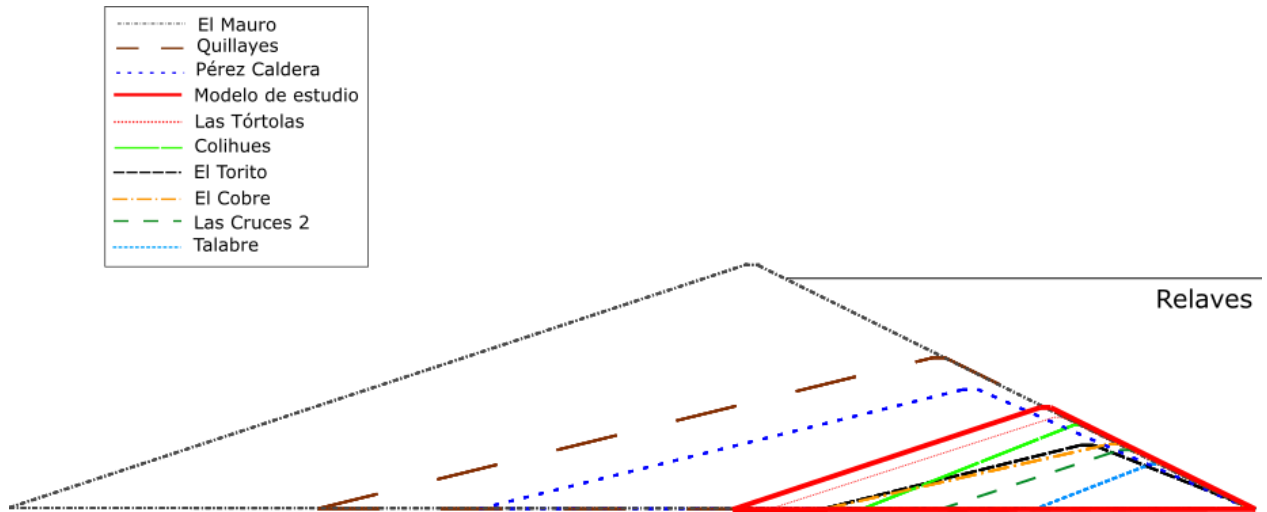


Figura 4.16. Esquema con tamaño y geometría de los muros de tranques chilenos.

4.3.2 Caracterización geotécnica

De forma similar a lo hecho con la geometría de los muros, se generó una tabla resumen con los parámetros geotécnicos más importantes para cada uno de los materiales a considerar en el modelo. Los valores fueron obtenidos de estudios y modelamientos previos en distintos tranques reales.

Para evitar efectos de amplificación, y considerando que las zonas de interés en los análisis corresponden al coronamiento y al talud aguas abajo del muro de arenas, el modelo no presenta suelo de fundación y el muro se emplaza directamente sobre roca basal. Por lo tanto, los materiales a considerar son tres: Arenas de relaves del muro, lamas almacenadas y roca basal. Las tablas Tabla 4.6,

Tabla 4.7, Tabla 4.8 resumen los parámetros encontrados para cada uno de ellos, respectivamente (Torres & Arenas, 2016; Figueroa et Al., 2016; González et Al., 2016).

Tabla 4.6. Resumen de parámetros geotécnicos para muro de arenas de relaves.

Tranque	E estático [MPa]	Peso específico [tonf/m ²]	Ángulo de fricción interna ϕ [°]	Cohesión [kg/cm ²]	Coficiente de Poisson [-]
Las Tórtolas	$51\sigma_3^{0,3}$ (**)	1,63	35	0,1	0,3
El Torito	$31\sigma_3^{0,6}$ (**)	1,86	36	0	0,35-0,5
Quillayes	$91,2\sigma_3^{0,5}$	1,67	35,4	0	-
El Torito	$31\sigma_3^{0,6}$ (**)	1,7	36	0	-
Las Cruces 2	$30\sigma_3^{0,5}$ (*)	1,85	34	0	0,3

(*) E dinámico = 3E estático.

(**) E dinámico = 5E estático.

Tabla 4.7. Resumen de parámetros geotécnicos para lamas.

Tranque	E estático [MPa]	Peso específico [tonf/m ²]	Ángulo de fricción interna ϕ [°]	Cohesión [kg/cm ²]	Coefficiente de Poisson [-]
El Torito	0,632 $\sigma_3^{0,5}$ (**)	1,7	30	0	0,5
Las Cruces 2	5 (*)	1,5	25	0	0,49

(*) E dinámico = 3E estático.

(**) E dinámico = 5E estático.

Tabla 4.8. Resumen de parámetros geotécnicos para roca basal.

Tranque	E [GPa]	Peso específico [tonf/m ²]	Coefficiente de Poisson [-]
El Torito	10	2,7	0,23
El Mauro	19	2,6	0,2

Con los datos anteriores se obtienen valores característicos para cada uno de los materiales modelados considerando un promedio simple y aproximando a un entero razonable. Los valores utilizados se presentan en la Tabla 4.9. Para el caso de las lamas, el modelo constitutivo con el que se caracterizará su comportamiento será el de Mohr-Coulomb, mientras que para la roca basal se considerará un modelo lineal elástico.

Tabla 4.9. Parámetros característicos a utilizar en los modelos numéricos.

Material	Modelo constitutivo	E dinámico [MPa] (*)	Peso específico [tonf/m ²]	Ángulo de fricción interna ϕ [°]	Cohesión [kg/cm ²]	Coefficiente de Poisson [-]
Muro de arenas	Hiperbólico	200	1,8	35	0,2	0,3
Relaves	Mohr-Coulomb	100	1,6	20	0,2	0,5
Roca basal	Elástico	10.000	2,5	-	-	0,2

(*) Se considera E máximo ya que se utilizará un modelo constitutivo no-lineal que cuenta con degradación de módulo.

4.3.3 Nivel freático

La permeabilidad de las arenas y la capacidad hidráulica de los drenes basales son propiedades clave para la estabilidad de las presas. Muros construidos con el método de aguas abajo o de eje central son diseñados para prevenir la saturación del cuerpo arenoso, o al menos limitar la saturación a una zona muy restringida en la base del muro (Valenzuela, 2016). Adicionalmente, el diseño adecuado de un tranque requiere que la permeabilidad de las arenas del muro supere en dos o tres órdenes de magnitud a la permeabilidad de los relaves en contacto con este.

Valenzuela (2016) presenta los resultados de un análisis de flujo para un tranque con sección típica acorde a las prácticas chilenas, donde la permeabilidad del muro es 500 veces mayor a la de los relaves almacenados. La Figura 4.17a muestra que para un muro sin sistema de drenaje el nivel freático alcanza un 18% de su altura total. La Figura 4.17b muestra el mismo ejemplo, pero con un sistema de drenaje que cubre el 75% de la base

del muro. En este último caso, el nivel freático sólo se presenta en la región aguas arriba de la base del muro, justo hasta donde comienzan los drenes.

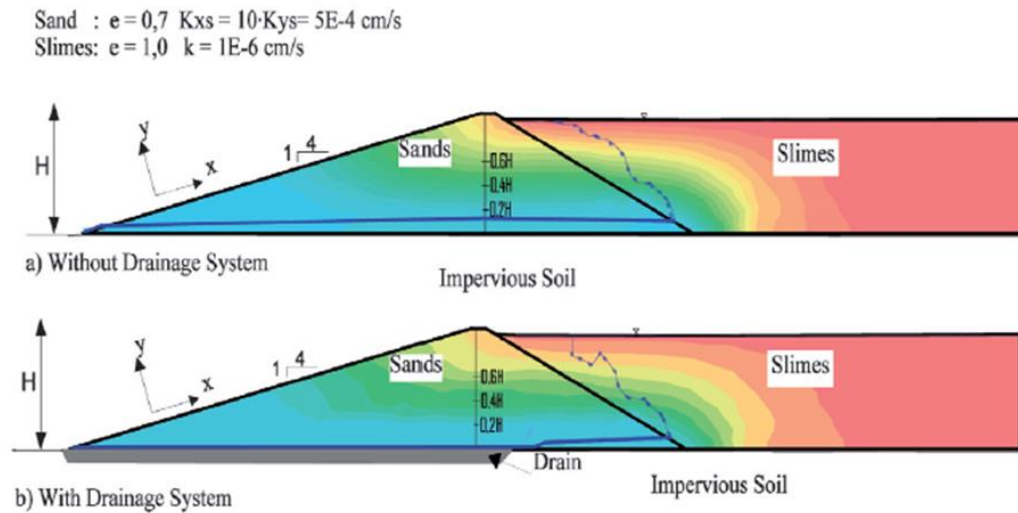


Figura 4.17. Nivel freático para una sección típica de tranques chilenos. a) Sin sistema de drenaje. b) Con sistema de drenaje en la base del muro (Valenzuela, 2016).

En base a lo anterior, y tanto para simplificar la implementación del modelo como para optimizar la eficiencia computacional, se considera que el muro no está saturado y se excluye la presencia de nivel freático en el análisis.

4.3.4 Dimensiones y generación de malla

Para evitar la influencia de los bordes del modelo en la zona de interés se consideran las siguientes dimensiones: (i) Distancia horizontal igual al largo de la base del muro, tanto aguas arriba como aguas debajo de éste. (ii) Profundidad del suelo de fundación igual a dos veces la altura total del muro de arenas (Figura 4.18).

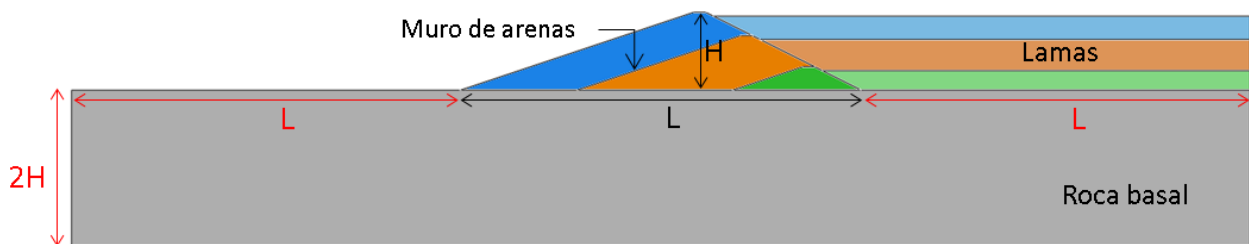


Figura 4.18. Dimensiones totales del modelo numérico.

Considerando la geometría del muro de estudio, donde $H = 100$ [m] y $L \approx 500$ [m] las dimensiones totales del modelo se presentan en la Tabla 4.10.

Tabla 4.10. Dimensiones totales del modelo numérico.

Ancho [m]	Altura roca basal [m]	Altura roca+relaves [m]
1515	200	295

Para la generación de la malla de elementos finitos se debe tener un adecuado espaciamiento vertical que permita la correcta propagación de ondas para las distintas frecuencias sísmicas generadas en sollicitaciones dinámicas. Kuhlemeyer & Lysmer (1973) sugieren el uso de un mínimo de 8 elementos por cada longitud de onda de corte. Es decir, la distancia mínima vertical entre dos nodos de un elemento L_m debe cumplir la siguiente relación:

$$L_m \leq \frac{\lambda}{8} \quad (4.11)$$

$$L_m \leq \frac{V_s}{8 \cdot f} \quad (4.12)$$

Donde λ corresponde a la longitud de onda, V_s la velocidad de onda de corte del material y f la frecuencia predominante del sismo de entrada.

Dado que los registros sísmicos a utilizar cuentan con frecuencias predominantes que no superan los 2-3 [Hz], la distancia mínima L_m y la distancia utilizada en el mallado del modelo se presentan en la Tabla 4.11.

Tabla 4.11. Tamaño de elementos considerados en la malla del modelo numérico.

Material	Velocidad de onda de corte V_s [m/s]	Distancia máxima entre nodos $L_m^{(*)}$ [m]	Distancia entre nodos de la malla [m]
Arena de relaves	201,3	2-5	5
Lamas	130	~2	10 (**)
Roca basal	1278	20-40	30

(*) Calculada de la ecuación 4.12

(**) Utilizado para optimizar el tiempo de cálculo, considerando que el análisis se centra en la respuesta del muro.

Con los valores anteriores, el mallado del modelo numérico se estructura en las cercanías del muro según la Figura 4.19.

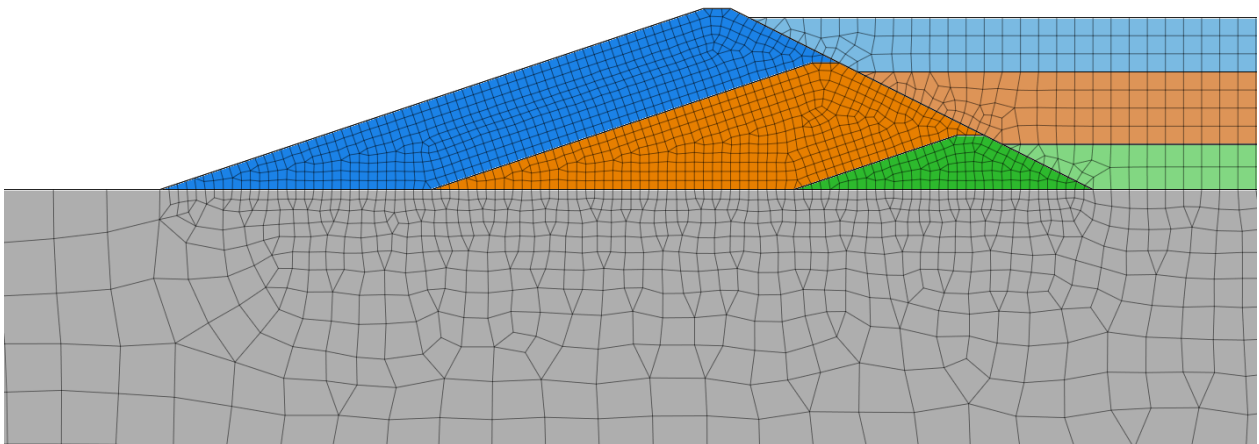


Figura 4.19. Mallado del modelo numérico.

4.3.5 Etapas constructivas

Para mejorar el cálculo del estado tensional previo a la aplicación del sismo, el análisis estático se ejecutó en seis etapas constructivas: a 30 [m], 70 [m] y 100[m] de altura del muro, previo y posterior a la deposición de relaves para cada una. La Figura 4.20 esquematiza la secuencia constructiva utilizada.

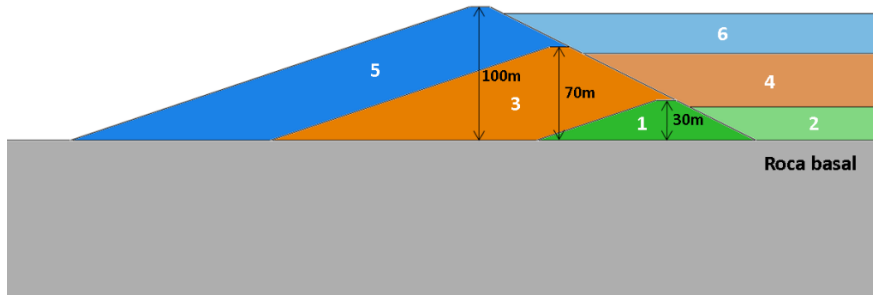


Figura 4.20. Secuencia constructiva para análisis estático de modelo numérico.

4.3.6 Condiciones de borde

Las condiciones de borde varían para el análisis estático y dinámico. El primero cuenta con condiciones de borde estándar, es decir, la base del modelo se fija en la dirección vertical y horizontal, y los extremos laterales solo la horizontal, permitiendo desplazamientos verticales (Figura 4.21a).

Para la condición dinámica se mantienen las condiciones de borde basal, agregando bordes absorbentes en los extremos laterales. Los bordes absorbentes o *free field condition* simulan condición de terreno infinito, lo que permite eliminar el efecto de rebote de ondas en los bordes del modelo (Figura 4.21b).

El cambio en las condiciones de borde es posible gracias al módulo de análisis dinámico con etapas constructivas que ofrece el software GTS-NX (MIDAS, 2016), donde se pueden implementar varias etapas de análisis estático más un análisis dinámico en la etapa final.

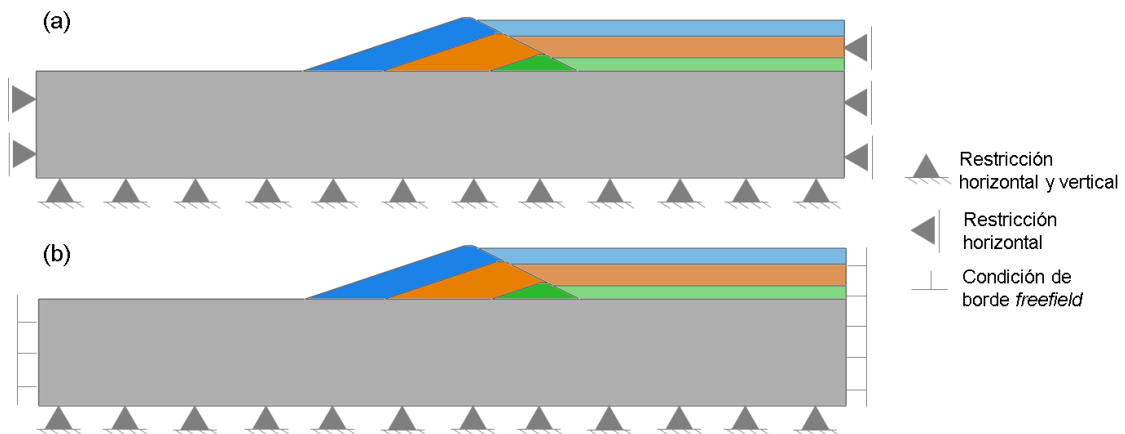


Figura 4.21. Condiciones de borde del modelo numérico para a) análisis estático y b) dinámico.

4.3.7 Condiciones de carga

En el análisis estático la única condición de carga considerada corresponde al peso propio de cada material (gravedad). Para seguir considerando el efecto de esta fuerza en los análisis dinámicos se debe imponer una carga dinámica constante en el tiempo (*time-varying load*).

Los registros sísmicos se aplican en la base del modelo como aceleración de terreno (*ground acceleration* en Figura 4.22). Ya que interesa conocer la respuesta del muro, la aceleración entregada es calibrada para alcanzar un PGA de interés en campo libre (sismo calibrado en Figura 4.22). El proceso de calibración consiste en entregar los sismos de entrada a un modelo equivalente de una columna de roca basal con la misma profundidad que la del modelo. El objetivo es ir variando el factor de escala de la aceleración basal hasta alcanzar una aceleración máxima (PGA) y contenido de frecuencias similar a la del registro original. Sin embargo, dado que la columna de roca tiene asociada una Función de Transferencia que depende de su dimensión y caracterización, el contenido de frecuencias del registro medido en campo libre se verá modificado con respecto al registro original.

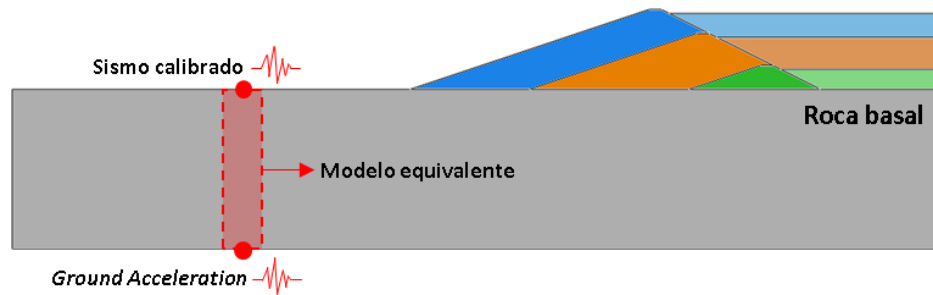


Figura 4.22. Esquema de modelo equivalente para calibración de sismos en campo libre.

Las Figuras Figura 4.23 y Figura 4.24 presentan los espectros de Fourier para los registros originales utilizados en la base del modelo y los registros en la superficie libre del modelo para Las Tórtolas y Concepción, respectivamente.

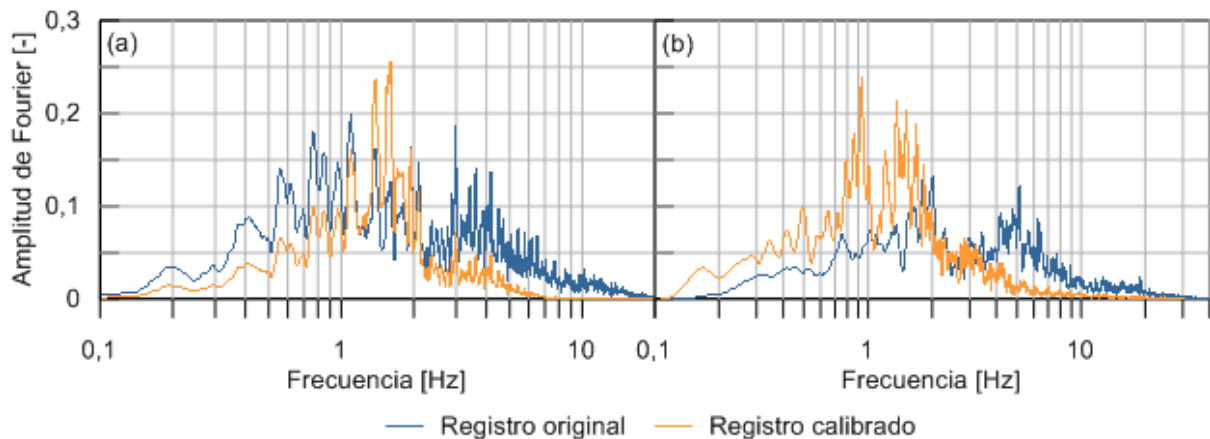


Figura 4.23. Espectros de Fourier para registro original en la base y la superficie libre, Las Tórtolas. (a) Componente NS, (b) Componente EW.

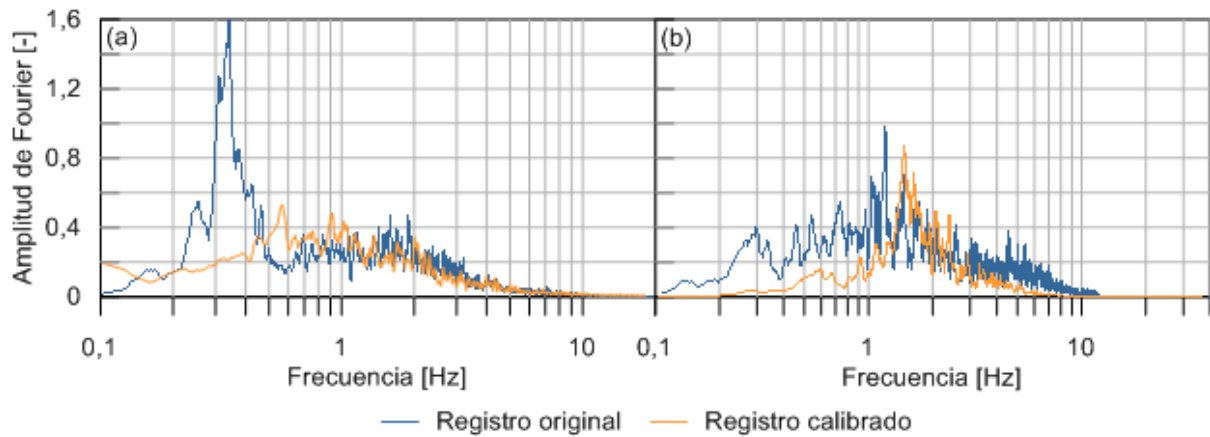


Figura 4.24. Espectros de Fourier para registro original en la base y la superficie libre, Concepción. (a) Componente NS, (b) Componente EW.

Los resultados anteriores indican un cambio en el contenido de frecuencias del registro medido en campo libre, especialmente para valores que se alejan de la frecuencia fundamental de la roca basal, estimada en 1,5 [Hz]. Esto constituye una limitante importante en el proceso de calibración previamente descrito. Sin embargo, dadas las condiciones del software GTS-NX (MIDAS, 2017) y para configurar correctamente el modelo, no es posible aplicar la aceleración de entrada directamente sobre el muro de arenas.

4.3.8 Amortiguamiento

Para los modelos constitutivos de los relaves y la roca basal, la disipación de energía frente a cargas dinámicas se implementa mediante un amortiguamiento tipo Rayleigh. Este amortiguamiento mecánico funciona aplicando una matriz de amortiguamiento C con componentes proporcionales a la matriz de masa (M) y rigidez (K):

$$C = \alpha M + \beta K \quad (4.13)$$

Dónde α corresponde a la constante de amortiguamiento proporcional a la masa y β a la constante proporcional a la rigidez. En palabras simples, el término proporcional a la masa es análogo a una serie de amortiguadores que conectan cada punto de la malla del modelo a “tierra”, mientras que el término proporcional a la rigidez actúa como amortiguadores conectados entre cada uno de los elementos de la grilla.

La implementación de α y β en GTS-NX se puede hacer estableciendo su razón de amortiguamiento, o calculándolo a partir del período o frecuencia de los dos primeros modos de vibrar de la estructura analizada, más una razón de amortiguamiento para cada material.

Los períodos fundamentales se obtienen a partir de un análisis modal del muro en el mismo software. Las razones de amortiguamiento y las constantes α y β usadas en el modelo se presentan en la Tabla 4.12. Pese a que en las arenas del muro se implementó un modelo no lineal que incluye amortiguamiento, para efectos de convergencia numérica se agregó una razón del 1%.

Tabla 4.12. Razones de amortiguamiento para cada material.

Material	Razón de amortiguamiento [-]	α [-]	β [-]
Arenas de relaves	0,01	0,575	0,015
Lamas	0,03	0,172	0,005
Roca basal	0,01	0,575	0,015

4.3.9 Paso de tiempo

Según lo propuesto por Pan & Selby (2002), el paso de tiempo Δt (*time step*) para los análisis dinámicos debe cumplir la siguiente relación:

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{V_s} \quad (4.14)$$

Donde Δx corresponde al espaciamiento entre nodos de la malla, y V_s la velocidad de onda de corte del material.

Considerando los 5 [m] de tamaño de los elementos del muro, y su velocidad de 200 [m/s], el *time step* utilizado en el modelo numérico es de 0,02 [s].

4.4 Validación

Para validar los resultados que entrega GTS-NX con la teoría se implementó un modelo simple de una columna de arena de 100 [m] de profundidad y 5 [m] de ancho, a la que se le aplicaron aceleraciones sinusoidales con amplitud de 0,1 [g], sin parte transiente y a distintas frecuencias. El objetivo del ensayo es generar la función de transferencia del modelo y analizar si las frecuencias fundamentales se condicen con las teóricas. Lo anterior se logra calculando cuánto amplifica la senoide en superficie con respecto a la entregada en la base, para cada frecuencia (Figura 4.25).

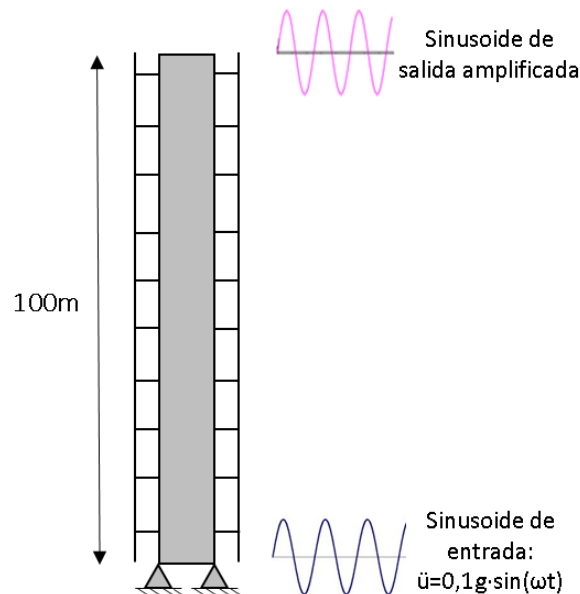


Figura 4.25. Modelo de validación con columna simple de arena.

4.4.1 Validación de condiciones de borde

Las condiciones de borde del modelo de validación son análogas a las presentadas en la Figura 4.21 para el modelo de estudio. En este caso se implementó un modelo constitutivo elástico para evitar complicaciones con la no-linealidad del modelo hiperbólico.

La teoría unidimensional de ondas establece que para un estrato homogéneo de suelo en medio elástico y sin amortiguamiento la función de transferencia función de la frecuencia ω se calcula como:

$$F(\omega) = \frac{1}{\cos\left(\frac{\omega H}{V_s}\right)} \quad (4.15)$$

Donde H corresponde a la profundidad del estrato y V_s a la velocidad de onda de corte del material, que se calcula a partir del módulo de corte G y la densidad ρ :

$$V_s = \sqrt{G/\rho} \quad (4.16)$$

G se obtiene a partir del módulo de deformación E y el coeficiente de Poisson ν :

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (4.17)$$

La misma teoría establece que la frecuencia fundamental para un suelo con dichas condiciones se obtiene de la siguiente relación:

$$f_0 = \frac{V_s}{4H} \quad (4.18)$$

Para este estudio el modelo lineal fue ejecutado con un módulo de deformación $E=200$ [MPa], equivalente a un módulo de corte $G=77$ [MPa] y a una velocidad de onda de corte $V_s=204$ [m/s], aproximadamente. Con los 100 [m] de profundidad la frecuencia fundamental esperada es de aproximadamente $f_0=0,5$ [Hz].

La Figura 4.26 presenta los acelerogramas obtenidos en GTS-NX para las sinusoides de entrada a 0,3 [Hz], 0,5 [Hz] y 1,5 [Hz]. El resto de las frecuencias analizadas se adjuntan en los anexos. Es directo observar de la Figura 4.26b que para las frecuencias fundamentales el modelo amplifica considerablemente la onda de salida. Luego, al calcular la función de transferencia y compararla con la teórica se obtiene la Figura 4.27.

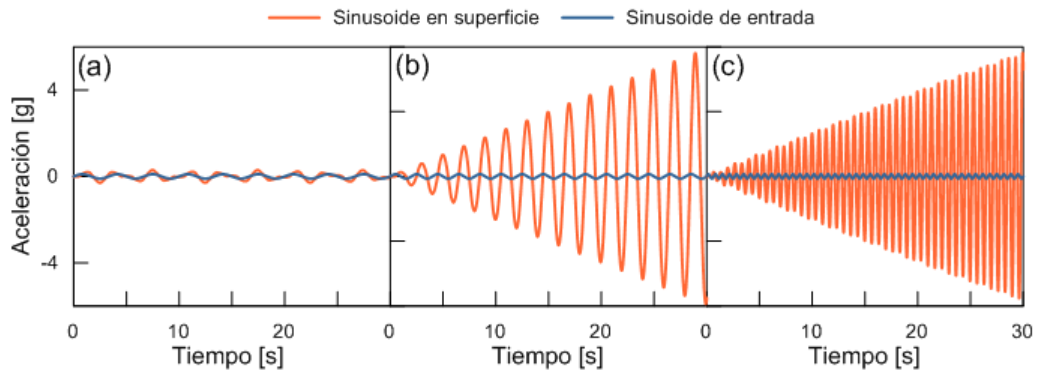


Figura 4.26. Acelerogramas obtenidos para columna de arena con modelo elástico. (a) Sinusoide de 0,3 [Hz], (b) sinusoide de 0,5 [Hz] y (c) sinusoide de 1,5 [Hz].

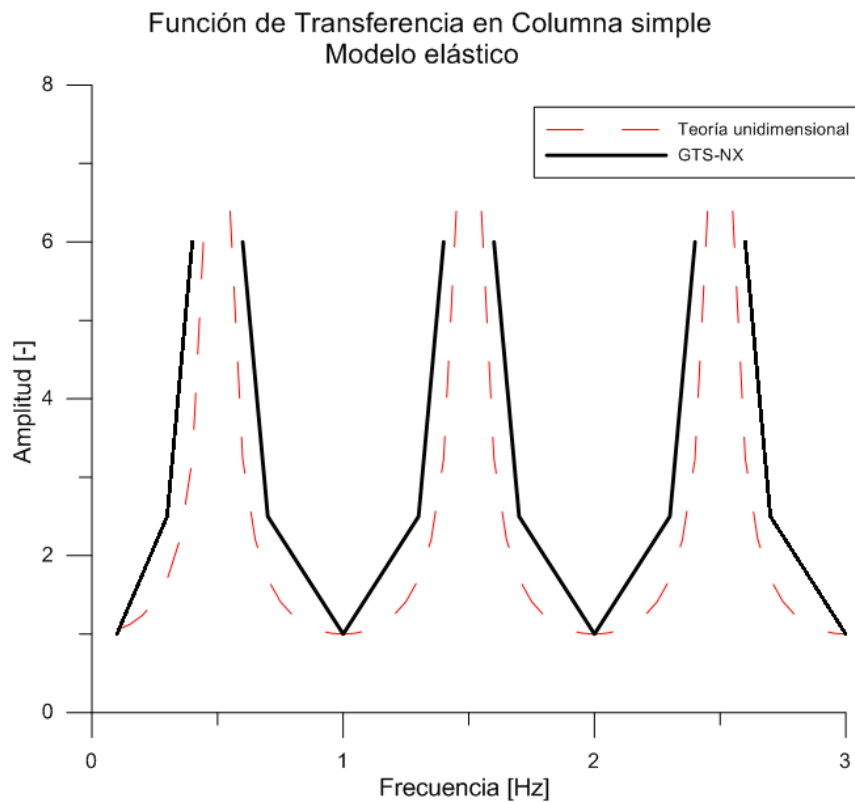


Figura 4.27. Función de transferencia teórica y numérica para columna simple de arena con modelo elástico.

La Figura 4.27 indica un buen ajuste de los resultados numéricos con lo predicho teóricamente. Lo anterior valida el uso e implementación de las condiciones de borde para análisis dinámicos.

4.4.2 Validación de modelo hiperbólico

Para validar el uso del modelo hiperbólico para una arena de relaves en condición cíclica se hizo uso de la misma configuración ilustrada en la Figura 4.25, aplicando una serie de sinusoides en la base a distintas frecuencias y de amplitud 0,1 [g]. Como la ley constitutiva varía el módulo de deformación según el estado de confinamiento, la ecuación 4.15 no

es válida dado que el medio no es homogéneo. Luego, para obtener la función de transferencia teórica se llevó a cabo un análisis unidimensional para un estrato de n-capas, con n el número de elementos de la columna.

El primer paso fue determinar el módulo de deformación de corte G para cada elemento calculando la pendiente de los ciclos de esfuerzo-deformación, para una sinusoide dada.

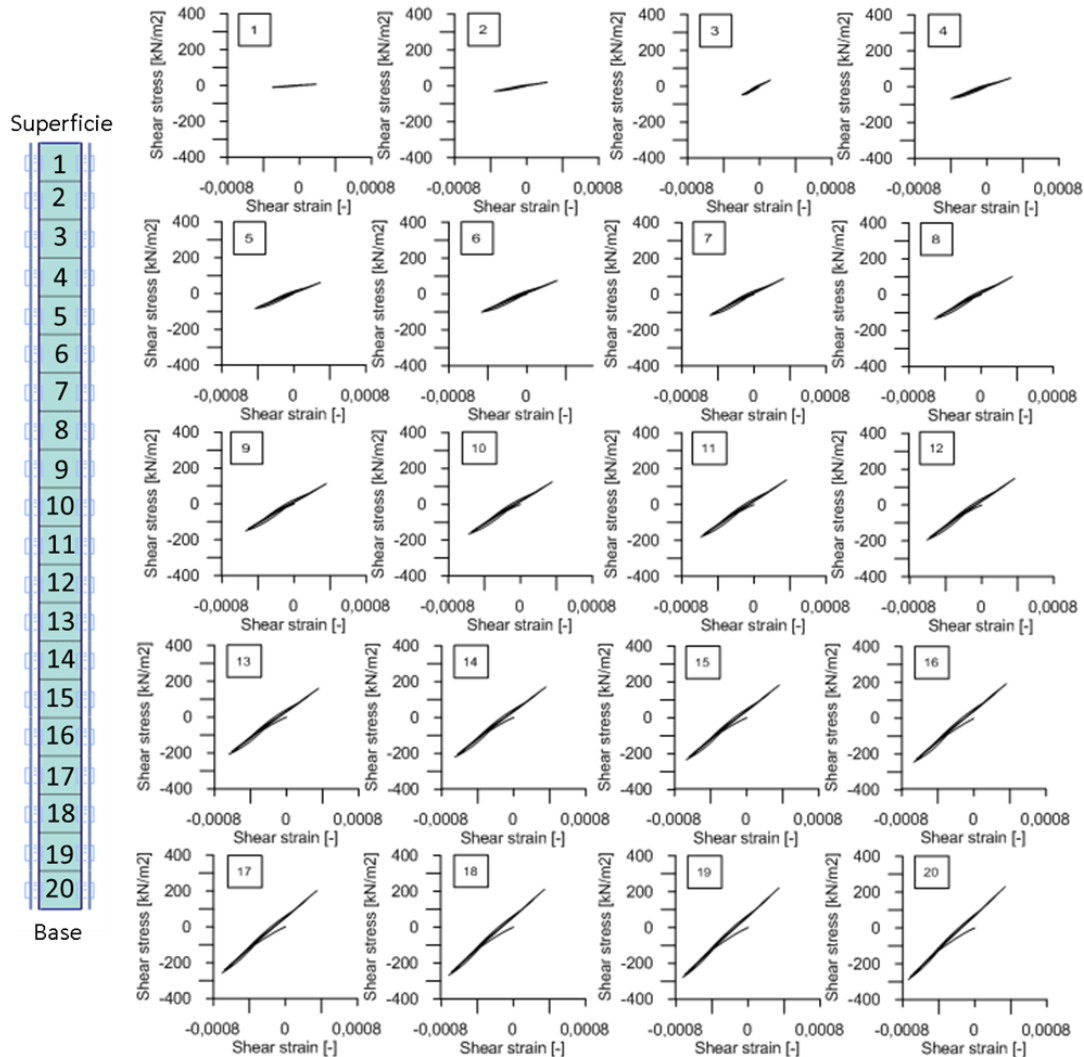


Figura 4.28. Ciclos de esfuerzo-deformación de corte para elementos de columna de arena con modelo hiperbólico.

La Figura 4.28 presenta los ciclos de esfuerzo-deformación de corte obtenidos numéricamente para los elementos de la columna de arena, enumerados de superficie a base. Los resultados ilustrados permiten obtener el G asociado a cada capa. El sistema está confinado exclusivamente por el peso propio, donde el estado tensional inicial se obtiene de un análisis estático previo a la aplicación de la carga dinámica. Considerando que los niveles de deformación son pequeños, no se aprecia la histéresis a simple vista.

Mediante la ecuación 4.16 se obtiene la velocidad de onda de corte V_s de cada una. Finalmente, el problema unidimensional de n-capas se estructura según los valores de la Tabla 4.13.

Tabla 4.13. Parámetros para análisis unidimensional con n-capas de columna de arena con modelo hiperbólico.

Capa	Profundidad [m]	Altura capa [m]	γ_t [kN/m ²]	G [MPa]	V_s [m/s ²]
1	5	5	18,6	38,61	142,70
2	10	5	18,6	92,07	220,36
3	15	5	18,6	254,48	366,36
4	20	5	18,6	184,23	311,71
5	25	5	18,6	211,38	333,90
6	30	5	18,6	217,68	338,83
7	35	5	18,6	239,95	355,74
8	40	5	18,6	260,53	370,68
9	45	5	18,6	279,98	384,28
10	50	5	18,6	289,23	390,57
11	55	5	18,6	309,79	404,21
12	60	5	18,6	323,71	413,19
13	65	5	18,6	325,40	414,27
14	70	5	18,6	338,22	422,35
15	75	5	18,6	350,61	430,02
16	80	5	18,6	365,56	439,10
17	85	5	18,6	365,51	439,06
18	90	5	18,6	377,14	446,00
19	95	5	18,6	382,52	449,16
20	100	5	18,6	394,44	456,11

Algunos de los acelerogramas sinusoidales entregados por GTS-NX se presentan en la Figura 4.29. El resto de las frecuencias analizadas se adjuntan en los anexos, al final del presente informe.

Las funciones de transferencia de ambos análisis se ilustran en la Figura 4.30. Nuevamente se observa un buen ajuste de los resultados del modelo numérico con respecto a la predicción teórica para un modelo unidimensional multicapa. Lo anterior valida el comportamiento del modelo hiperbólico dentro del software en condición dinámica.

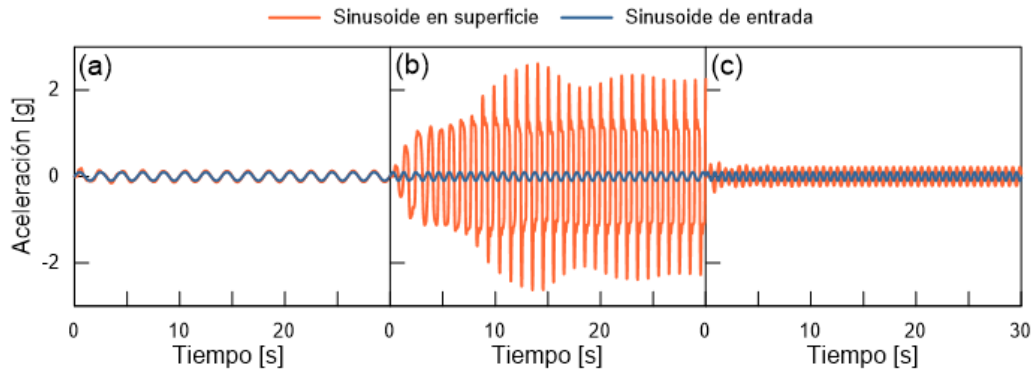


Figura 4.29. Acelerogramas obtenidos para columna de arena con modelo hiperbólico. (a) Sinusoide de 0,5 [Hz], (b) sinusoide de 1 [Hz] y (c) sinusoide de 1,5 [Hz].

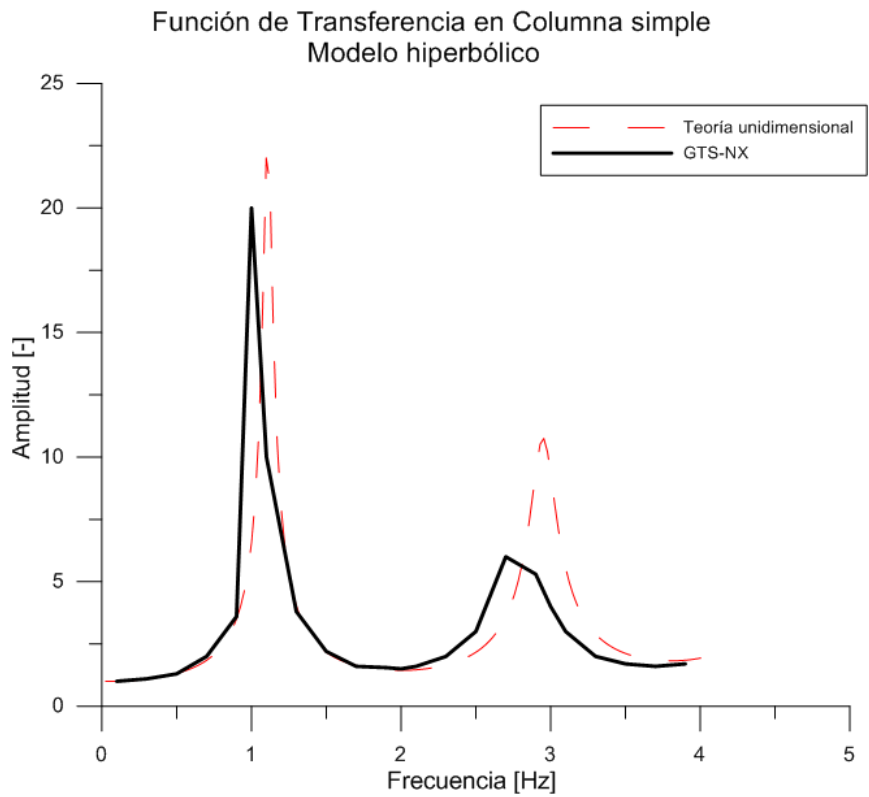


Figura 4.30. Función de transferencia teórica y numérica para columna simple de arena con modelo hiperbólico.

5. Resultados

5.1 Coeficientes de fluencia, k_y

La Figura 5.1 ilustra las superficies críticas calculadas por SoilWorks (MIDAS, 2017) para distintas razones de profundidad y/H . Las columnas que se observan dentro de los muros corresponden a las condiciones de borde de entrada y salida de la superficie analizada. Los coeficientes de fluencia k_y asociados a cada una se adjuntan en la Tabla 5.1.

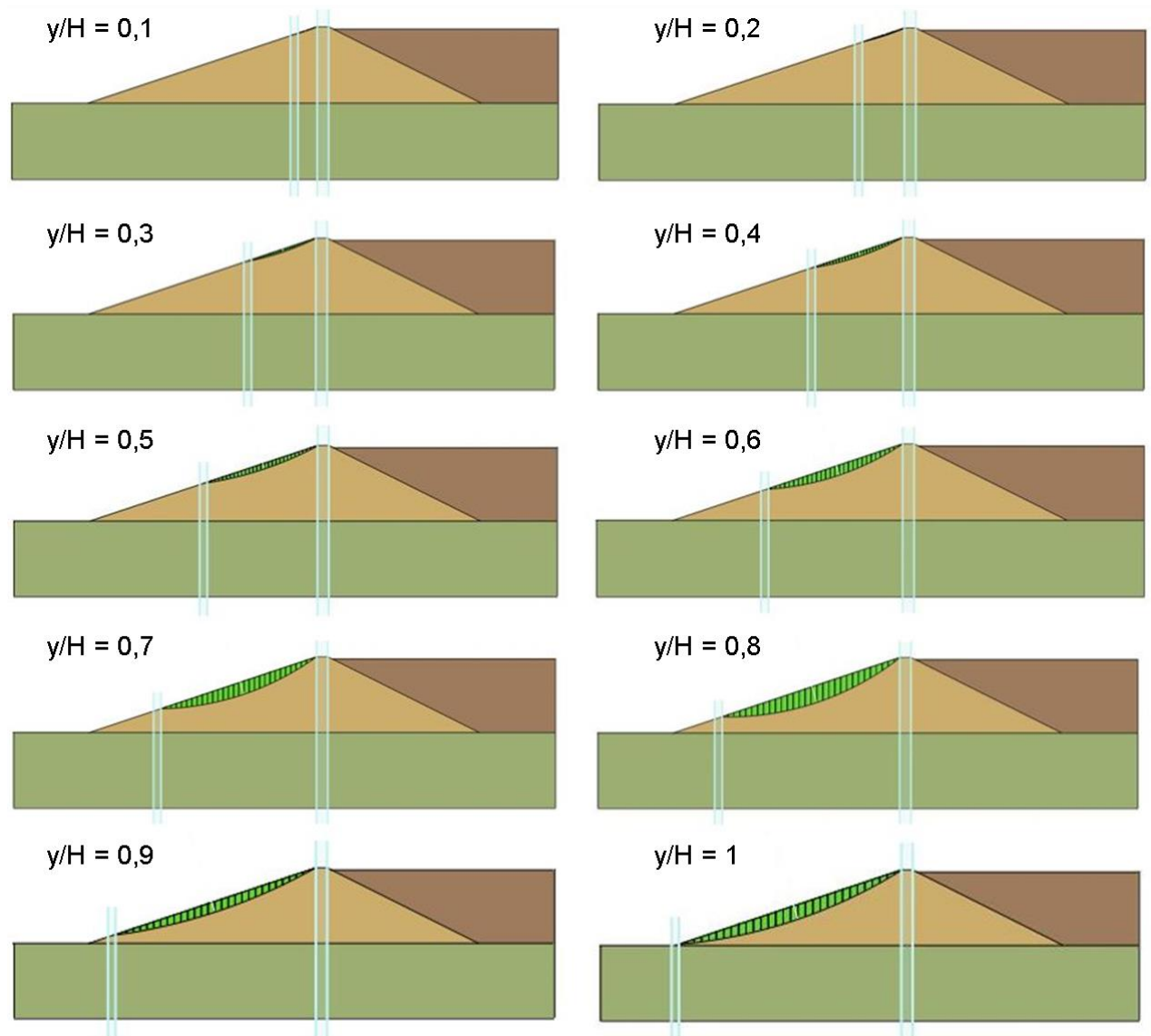


Figura 5.1. Superficies críticas entregadas por SoilWorks, para distintas razones de profundidad y/H .

Se observa en la Figura 5.1 que las superficies críticas a distinto nivel de profundidad son relativamente superficiales. Lo anterior se ajusta al comportamiento típico de muros construidos con material no cohesivo o con baja cohesión, como en este caso ($c=0,2$ [kPa]).

Tabla 5.1. Coeficientes de fluencia para distintas superficies analizadas.

Razón de profundidad y/H [-]	Coeficiente de fluencia k_y [-]
0,1	0,297
0,2	0,301
0,3	0,303
0,4	0,305
0,5	0,305
0,6	0,317
0,7	0,323
0,8	0,331
0,9	0,307
1	0,313

5.2 Aceleraciones inducidas en el muro, k_{max}

Los tiempo-historia de las aceleraciones de respuesta de cada superficie analizada para todos los registros sísmicos de entrada se adjuntan en los anexos. Los puntos de medición se presentan en la Figura 5.2. La Tabla 5.2 resume los coeficientes de aceleración máxima k_{max} obtenidos para cada uno.

De forma complementaria, y para estudiar el comportamiento de las aceleraciones si se consideran superficies con dovelas más profundas, se agregaron tres puntos de medición para los registros de Las Tórtolas y Concepción en elementos más cercanos al centro del muro (círculos negros en Figura 5.2).

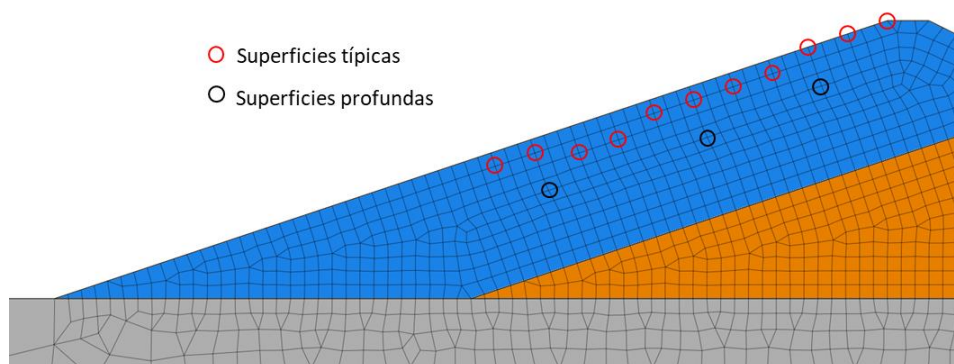


Figura 5.2. Nodos de medición de tiempo-historias de aceleración para cada superficie analizada.

Tabla 5.2. Coeficientes de aceleración máxima k_{max} de cada superficie analizada, para todos los registros de entrada.

y/H [-]	Las Tórtolas NS [-]	Las Tórtolas EW [-]	Concepción NS [-]	Concepción EW [-]	El Centro [-]
0,00	0,733	0,777	1,44	1,87	1,379
0,10	0,525	0,507	0,91	1,53	1,361
0,20	0,507	0,517	1,01	1,20	1,325
0,30	0,571	0,697	0,93	1,36	1,285
0,40	0,567	0,610	0,89	1,48	0,919

Tabla 5.2. Continuación.

0,50	0,508	0,607	0,85	1,39	0,747
0,60	0,493	0,550	0,83	1,25	0,599
0,70	0,466	0,556	0,80	1,18	0,597
0,80	0,399	0,503	0,78	0,95	0,589
0,90	0,368	0,388	0,73	1,06	0,538
1,00	0,334	0,374	0,75	1,04	0,529

Las Figura 5.3a, b, c, d y e presentan las curvas de variación del coeficiente de aceleración máxima, k_{max} , en función de la profundidad de la potencial superficie deslizante del muro de 100 [m] de altura, para cada registro de aceleraciones. La Figura 5.3f presenta un resumen de las curvas normalizadas por la aceleración máxima en coronamiento \ddot{u}_{max} , para los registros del terremoto del Maule. Finalmente, la Figura 5.4 ilustra la envolvente y curva promedio de todos los resultados obtenidos para Las Tórtolas y Concepción (sin incluir las dovelas profundas).

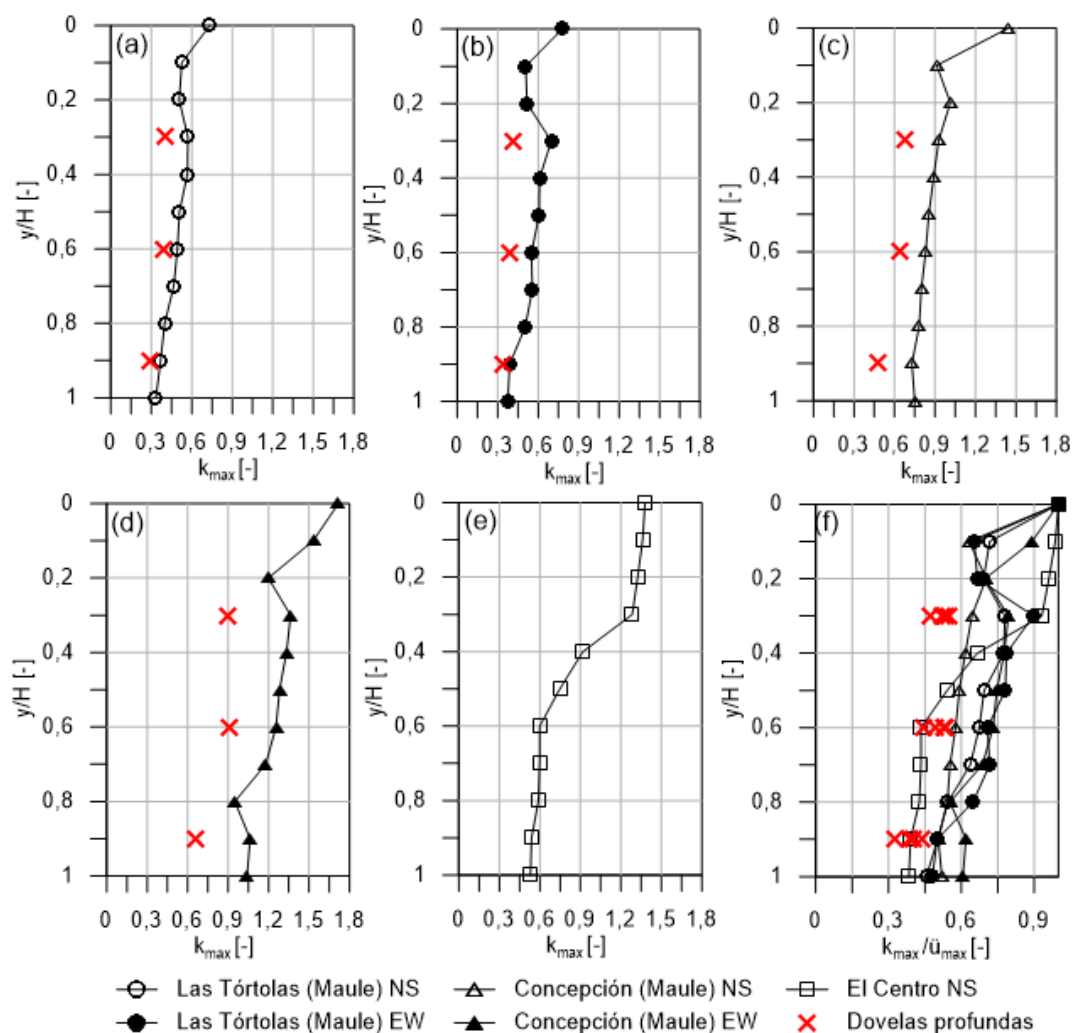


Figura 5.3. Curvas del coeficiente de aceleración máxima k_{max} para cada superficie analizada. (a) Registro Las Tórtolas NS, (b) Las Tórtolas EW, (c) Concepción NS, (d) Concepción EW, (e) El Centro NS, (f) Resumen de curvas filtradas y normalizadas por la aceleración máxima en coronamiento \ddot{u}_{max} .

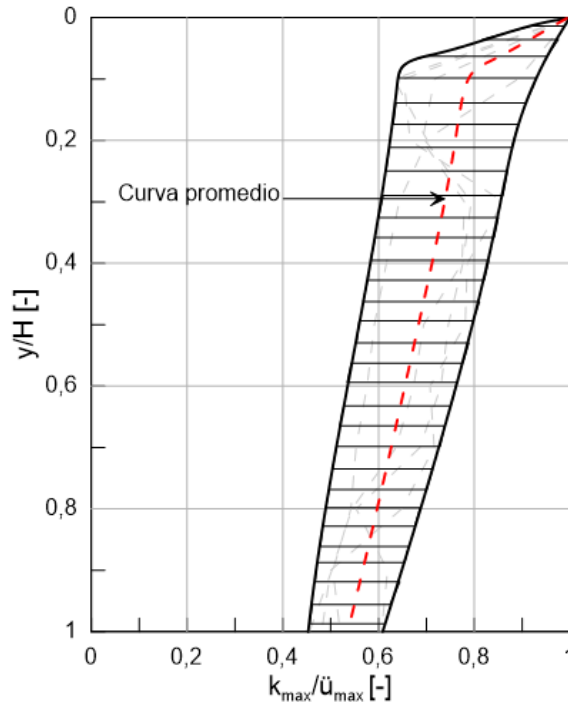


Figura 5.4. Variación de la razón de aceleración máxima con la profundidad de la superficie deslizante.

5.3 Desplazamientos permanentes

Las Figuras Figura 5.5, Figura 5.6 y Figura 5.7 presentan los desplazamientos obtenidos según la metodología de la sección 3.3, para acelerogramas de cada superficie analizada en función de k_y/k_{max} , junto a los desplazamientos obtenidos para el coeficiente de fluencia entregado por SoilWorks (Tabla 5.1), para cada superficie de estudio y cada registro de entrada.

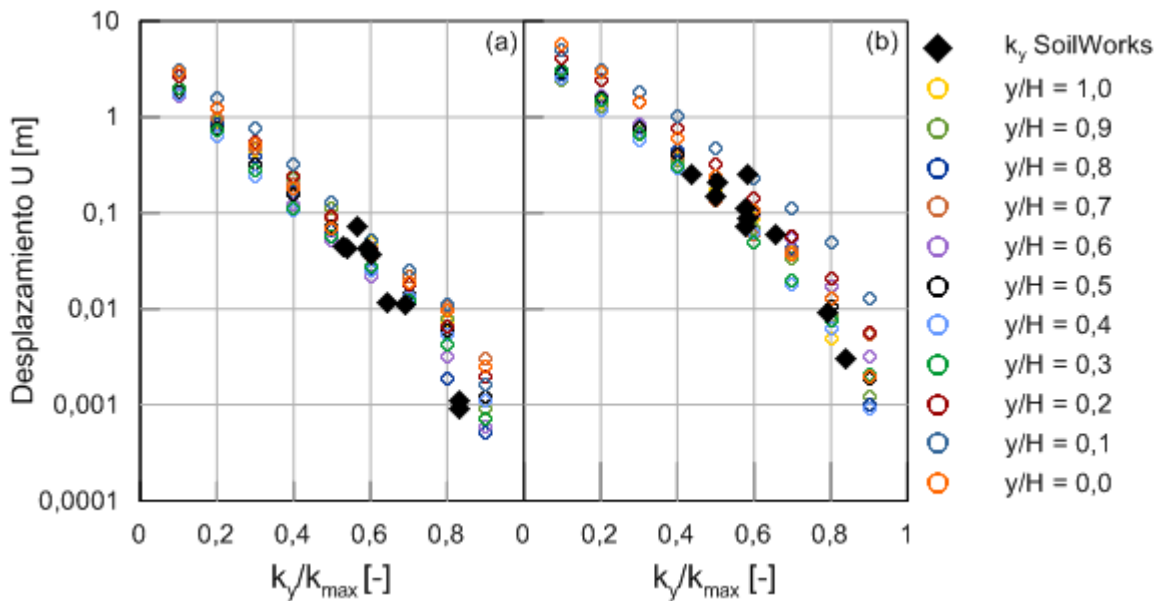


Figura 5.5. Variación de los desplazamientos permanentes en función de la razón de aceleración k_y/k_{max} . Los puntos de “ky Soilworks” corresponden a los calculados con el coeficiente de fluencia real de cada superficie. (a) Registro Las Tórtolas NS, (b) Registro Las Tórtolas EW.

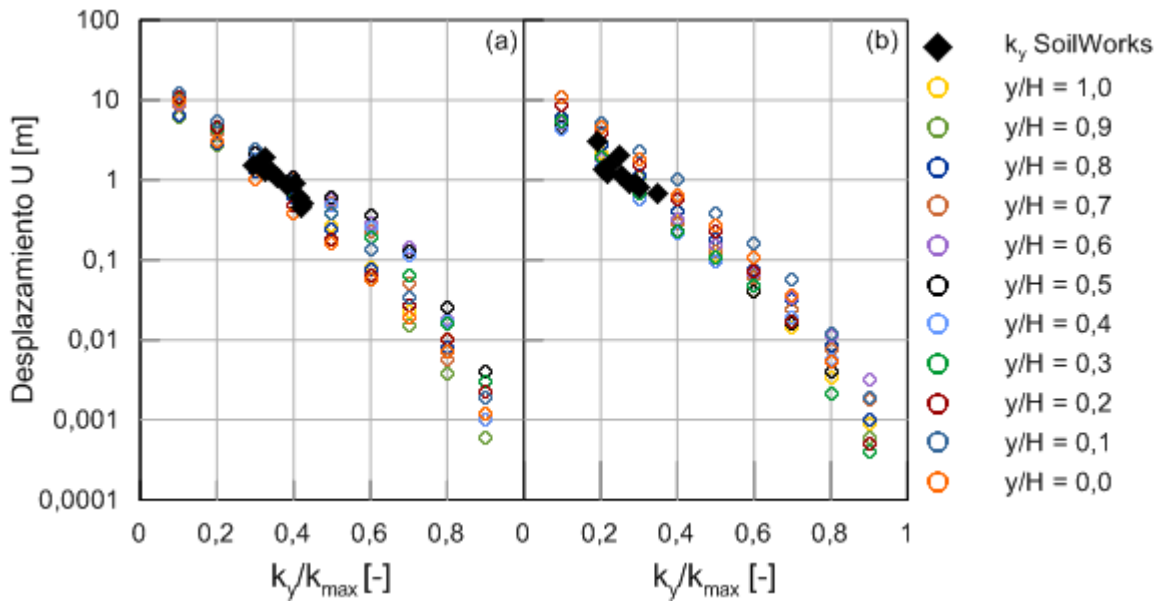


Figura 5.6. Variación de los desplazamientos permanentes en función de la razón de aceleración k_y/k_{max} . (a) Registro Concepción NS, (b) Registro Concepción EW.

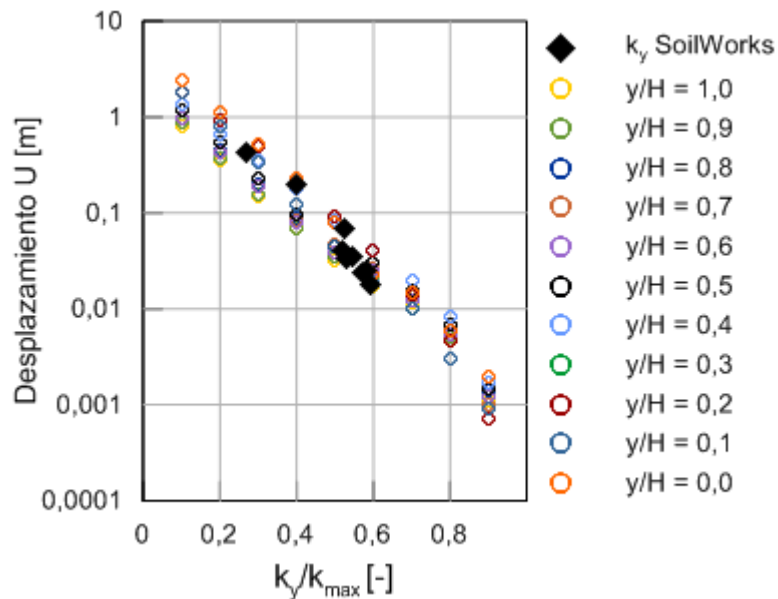


Figura 5.7. Variación de los desplazamientos permanentes en función de la razón de aceleración k_y/k_{max} , Registro El Centro NS.

La Figura 5.8 resume todos los resultados, presentando las envolventes de ambas componentes de cada registro y sus curvas promedio. Al igual que lo hecho por Makdisi & Seed (1978), se normalizan los desplazamientos por el período T_0 del muro y los coeficientes de aceleración máxima de cada superficie, k_{max} . El cálculo del período se hace mediante un análisis modal del muro en el mismo software GTS-NX, sin considerar lamas ni roca basal, arrojando un valor igual a 1,48 [s]. Todos los puntos, las envolventes y las curvas promedio de cada registro se ilustran en la Figura 5.9.

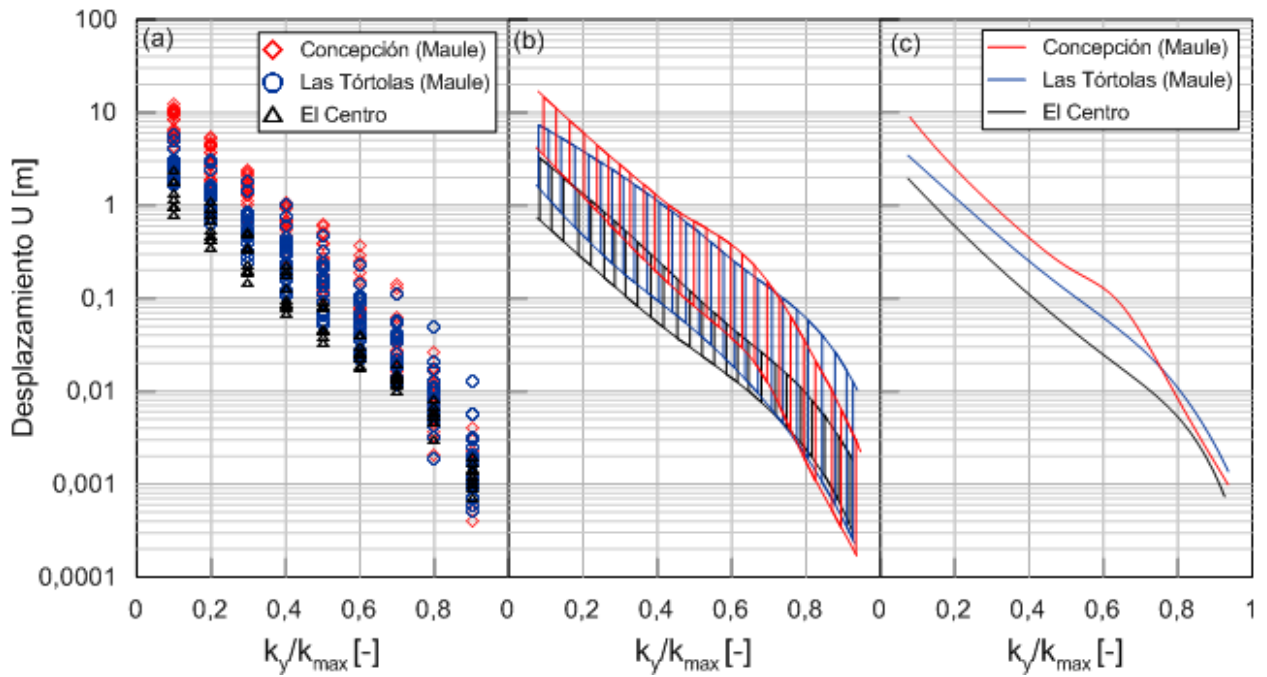


Figura 5.8. Variación de desplazamientos permanentes en función de la razón de aceleración k_y/k_{max} . (a) Resumen de todos los resultados diferenciados por registro sísmico. (b) Envolturas de desplazamientos para cada registro sísmico. (c) Curvas promedio.

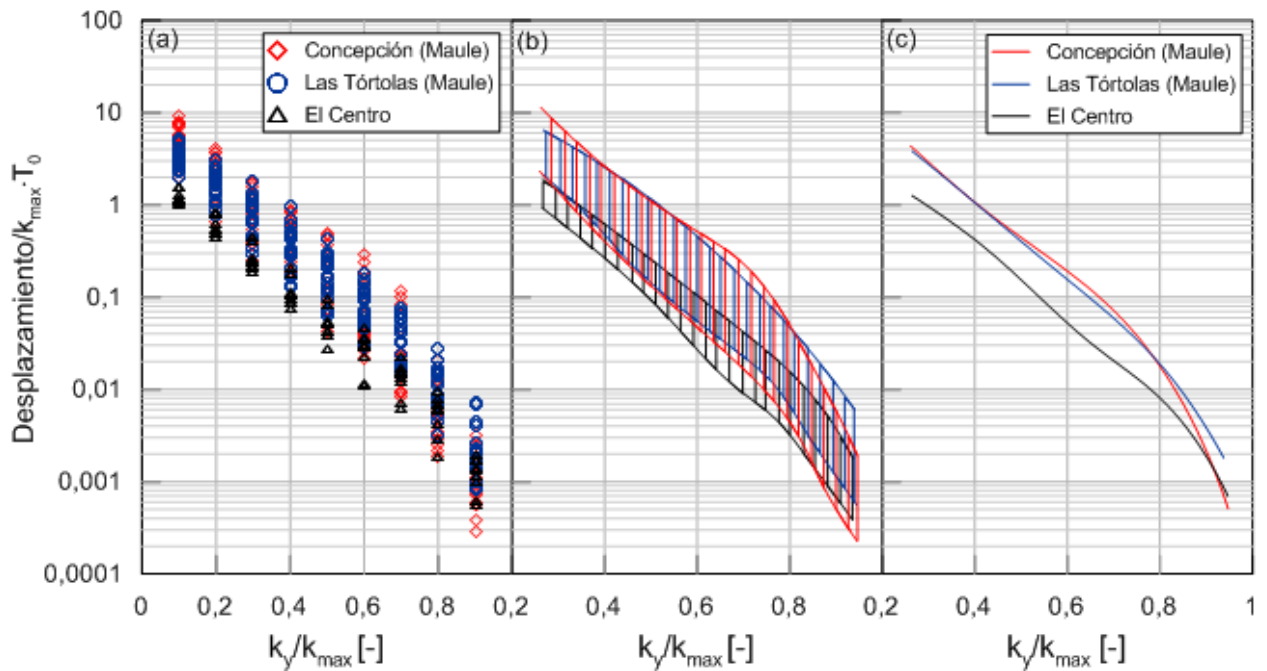


Figura 5.9. Variación de desplazamientos permanentes normalizados por el período T_0 y el coeficiente de aceleración máxima k_{max} . (a) Resumen de todos los resultados diferenciados por registro sísmico. (b) Envolturas de desplazamientos para cada registro sísmico. (c) Curvas promedio.

La metodología empleada para el cálculo de los desplazamientos implica ciertas inconsistencias con respecto a la teoría. Para obtener puntos uniformemente distribuidos en el espacio, y generar curvas con forma bien definida, se varió la razón k_y/k_{max} en valores exactos. Al conocer el k_{max} de los acelerogramas, el proceso anterior supone la

variación del coeficiente de fluencia. Sin embargo, se sabe que para una superficie conocida el k_y es único. Para suplir dicha inconsistencia se decide graficar los desplazamientos calculados con el coeficiente de fluencia real de cada superficie, obtenidos de un análisis pseudo-estático. Los resultados de las Figuras Figura 5.5, Figura 5.6 y Figura 5.7 indican un buen ajuste de estos puntos dentro del set de desplazamientos calculados con la metodología inicial.

5.4. Efecto del modelamiento de lamas

Se ejecutaron dos modelos adicionales a la configuración principal para estudiar la influencia de las lamas en la respuesta del muro de arenas. El primero no incluyó el material de relaves (Figura 5.10a), mientras que en el segundo las lamas fueron modeladas como una carga hidrostática distribuida a lo largo del talud aguas arriba (Figura 5.10b). Esta carga se calcula como el peso propio considerado para las lamas (Tabla 4.7) multiplicado por la profundidad, medida desde la revancha del muro hasta la roca basal.

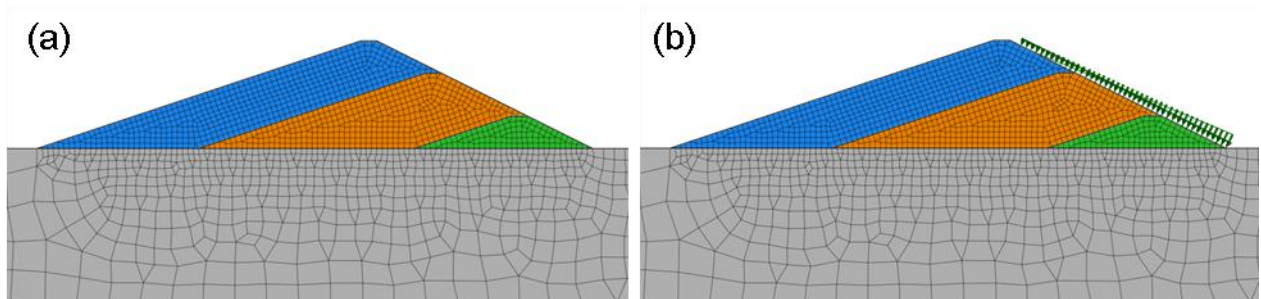


Figura 5.10. Modelos generados para estudiar la influencia de las lamas en la respuesta del muro. (a) Modelo sin relaves. (b) Relaves modelados como carga distribuida.

El registro utilizado para este análisis correspondió al de Las Tórtolas, componente NS. Al igual que configuración original, se utilizó un modelo constitutivo hiperbólico caracterizado según los parámetros de la Tabla 4.6.

La Figura 5.11 adjunta los acelerogramas obtenidos en algunas de las superficies analizadas en el muro, para cada configuración de las lamas.

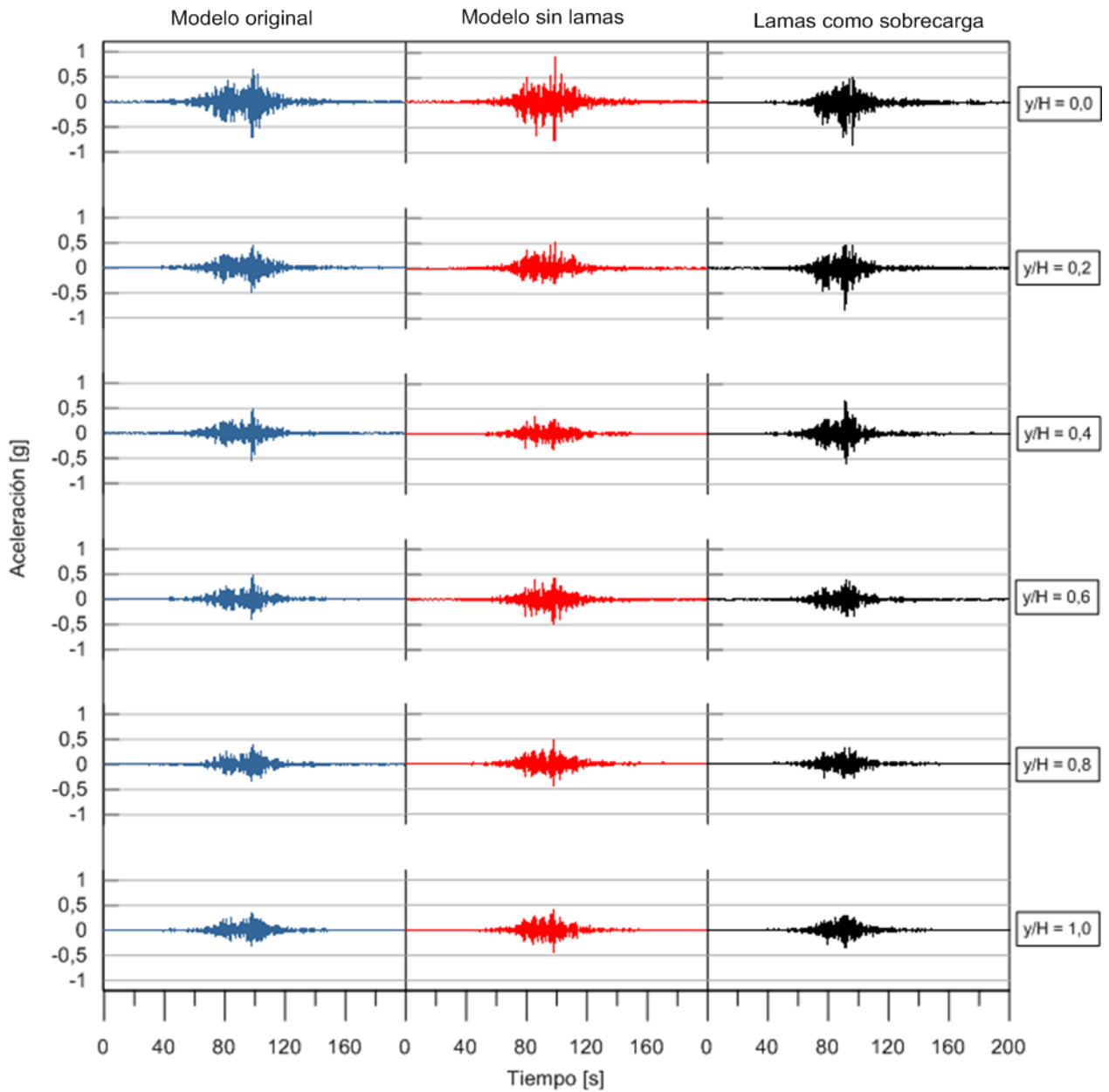


Figura 5.11. Aceleraciones inducidas en superficies analizadas dentro del muro para distintos modelamientos de lamas y modelo constitutivo Hiperbólico, registro Las Tórtolas NS.

Los resultados anteriores se ilustran de mejor forma en las curvas de variación del coeficiente de aceleración máxima k_{max} para cada modelamiento, adjuntas en la Figura 5.12.

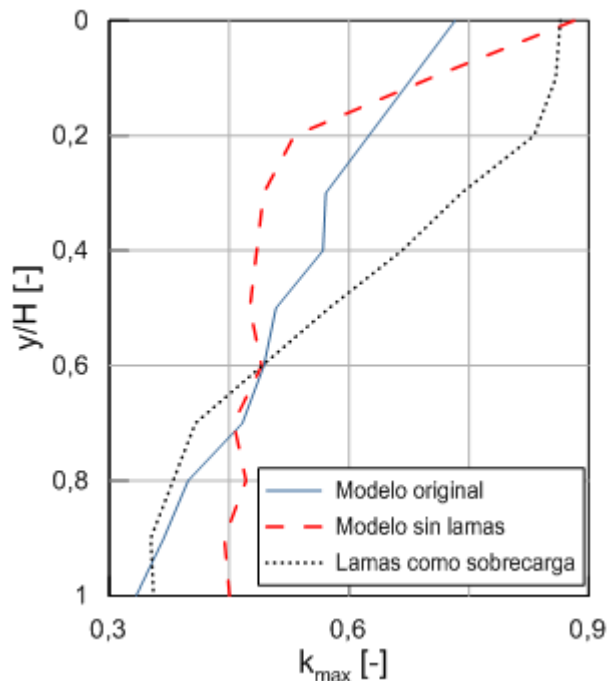


Figura 5.12. Curvas de variación del coeficiente de aceleración máxima k_{max} para distintos modelamientos de lamas, registro Las Tórtolas NS.

Adicionalmente, la Tabla 5.3 presenta los tiempos de ejecución de cada modelo.

Tabla 5.3. Tiempos de cálculo para distintos modelamientos de lamas.

Modelo	Tiempo de ejecución [hrs]
Original	62,2
Sin lamas	39,6
Lamas como sobrecarga	34

5.5 Comparación con modelo Elástico y Mohr-Coulomb

Se analizó la respuesta del muro con dos modelos constitutivos diferentes: Mohr-Coulomb y Elástico. Los resultados fueron obtenidos para la componente NS de los registros de Las Tórtolas y Concepción. La Tabla 5.4 adjunta los parámetros geotécnicos utilizados en cada modelo.

Tabla 5.4. Parámetros geotécnicos de cada modelo constitutivo.

Modelo Constitutivo	Módulo de deformación [MPa]	Ángulo de fricción interna ϕ [°]	Cohesión [kg/cm ²]
Mohr-Coulomb	200	30	0,2
Elástico	200	-	-

Las Figuras Figura 5.13 y Figura 5.14 muestran los acelerogramas obtenidos en algunas de las superficies analizadas dentro del muro, para cada ley constitutiva.

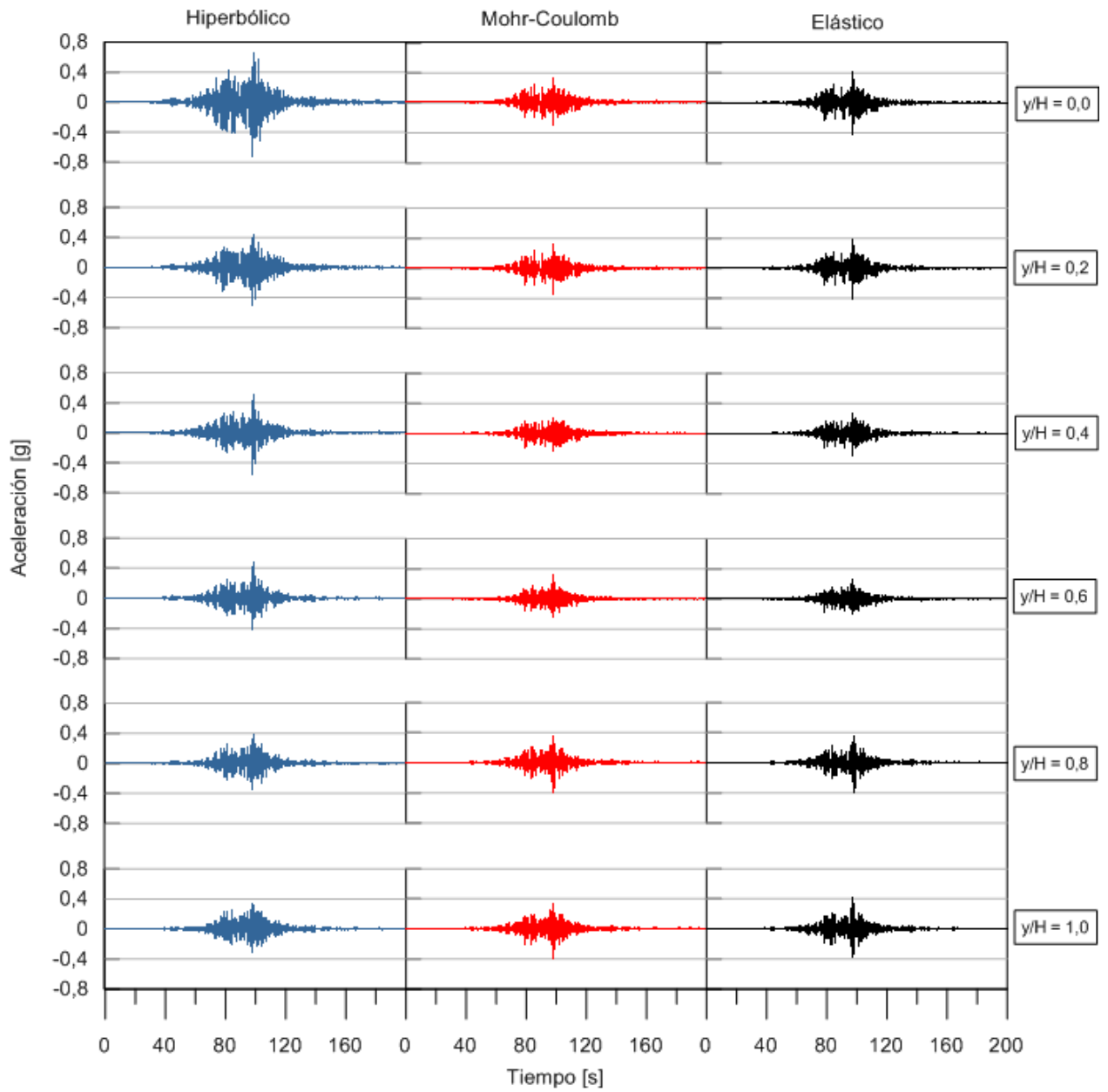


Figura 5.13. Aceleraciones inducidas en superficies analizadas dentro del muro para distintos modelos constitutivos. Registro Las Tórtolas NS.

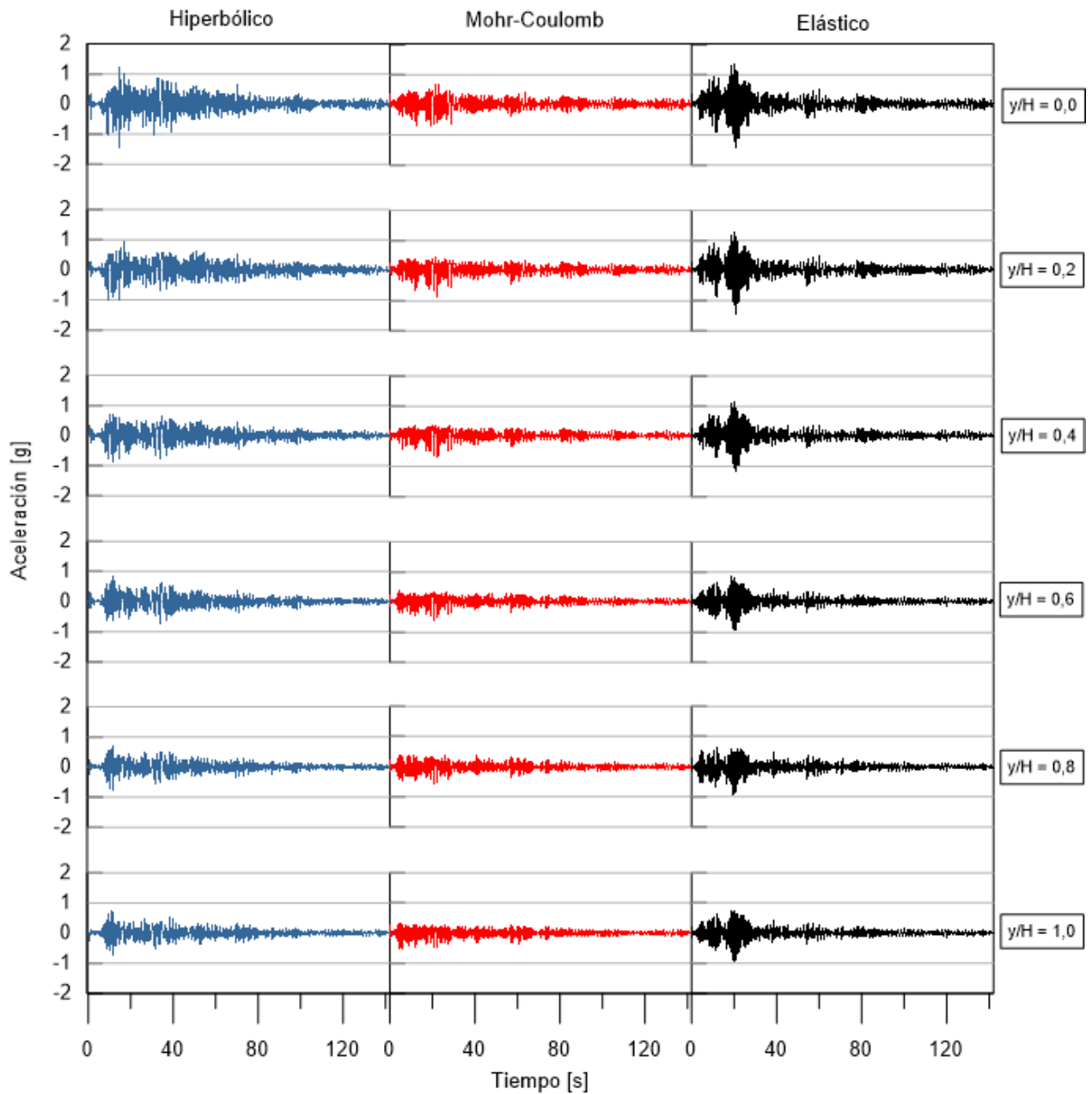


Figura 5.14. Aceleraciones inducidas en superficies analizadas dentro del muro para distintos modelos constitutivos. Registro Concepción NS.

Luego, la Figura 5.15 presenta las curvas de variación del coeficiente de aceleración máxima en función de la profundidad de la potencial superficie deslizante. Finalmente, las Figuras Figura 5.16 y Figura 5.17 resumen los desplazamientos permanentes obtenidos con cada ley constitutiva para los registros de Las Tórtolas y Concepción, respectivamente.

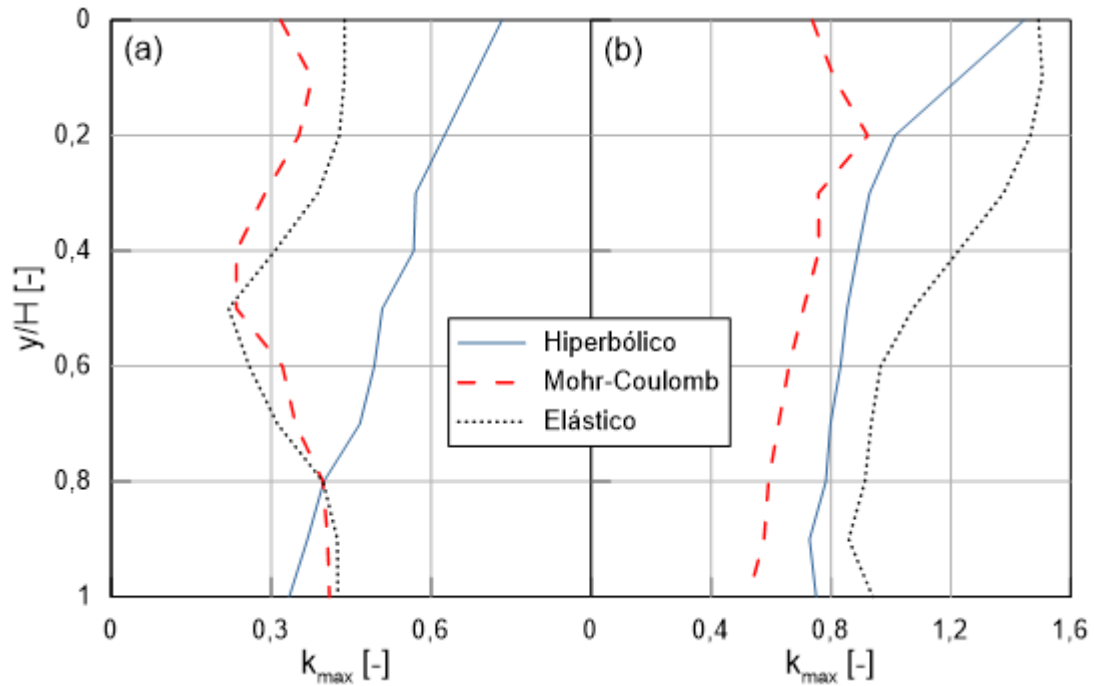


Figura 5.15. Curvas de variación del coeficiente de aceleración máxima k_{max} para distintos modelos constitutivos. (a) Registro Las Tórtolas NS, (b) Registro Concepción NS.

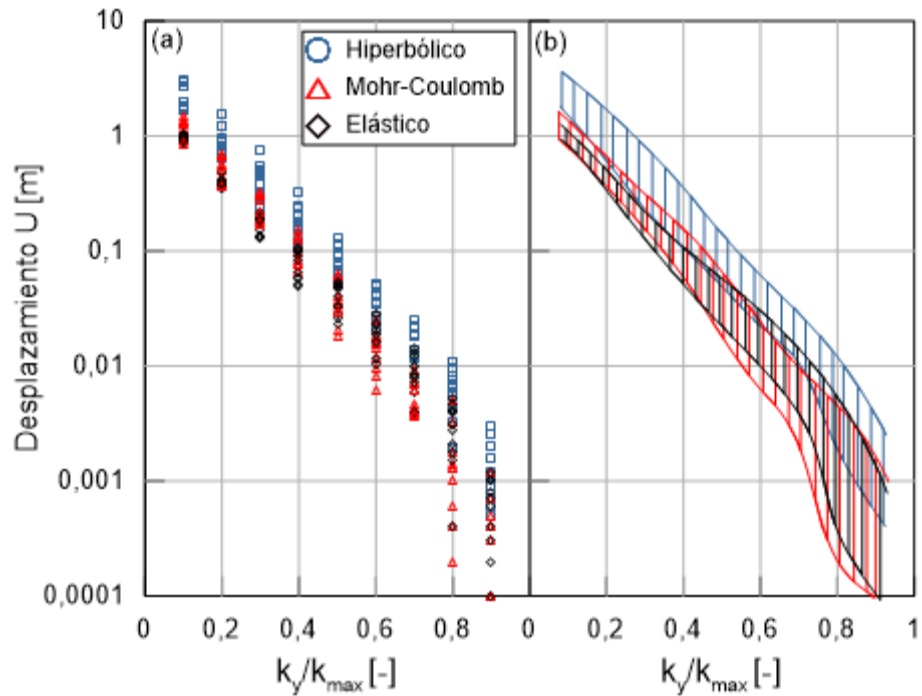


Figura 5.16. Variación de desplazamientos permanentes en función de la razón de aceleración k_y/k_{max} , registro Las Tórtolas NS. (a) Resumen de todos los resultados. (b) Envolvente de resultados según cada modelo constitutivo.

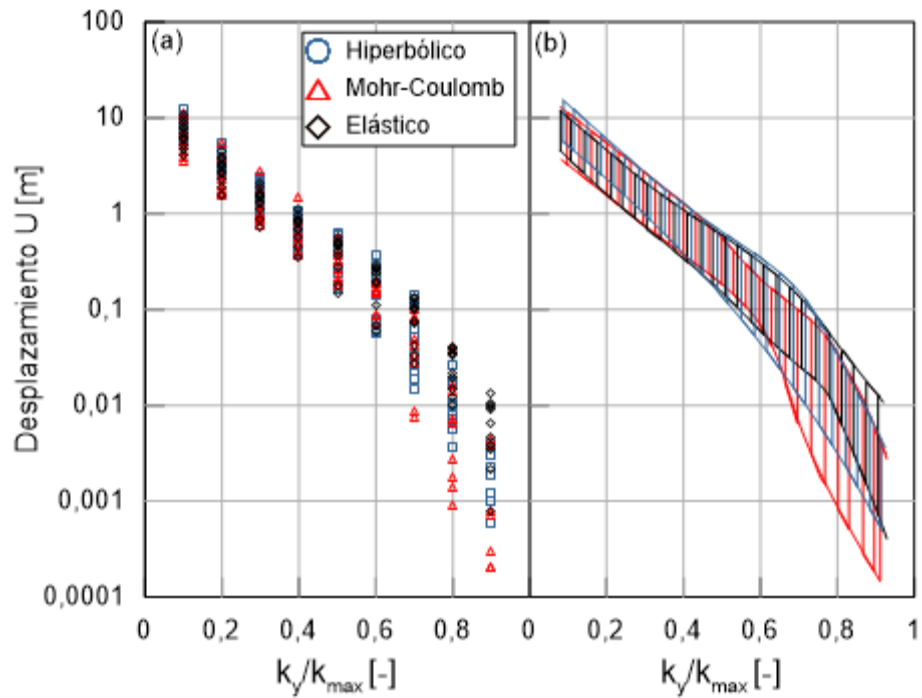


Figura 5.17. Variación de desplazamientos permanentes en función de la razón de aceleración k_y/k_{max} , registro Concepción NS. (a) Resumen de todos los resultados. (b) Envolvente de resultados según cada modelo constitutivo.

Finalmente, la Tabla 5.5 lista los tiempos de cálculo empleados en cada modelo.

Tabla 5.5. Tiempos de cálculo para distintos modelos constitutivos.

Modelo	Tiempo de ejecución Las Tórtolas [hrs]	Tiempos de ejecución Concepción [hrs]
Hiperbólico	62,2	29,8
Mohr-Coulomb	14,9	11,5
Elástico	11,8	8,5

6. Discusión y análisis de resultados

6.1 Calibración numérica del modelo constitutivo

Se debe tener presente las limitantes de la metodología aplicada en la calibración. Primero, para el cálculo del amortiguamiento D según la ecuación 4.12 se asumen ciclos histeréticos que cumplen con las reglas de Masing, condición que no se verifica en las curvas obtenidas con el modelo hiperbólico. En esa misma línea, para calcular las áreas asociadas se integró entre cada par de puntos medidos, por lo que la exactitud de los resultados varía según la frecuencia de muestreo del ensayo. Segundo, las curvas de amortiguamiento y de degradación de módulo de referencia no están configuradas apropiadamente para arenas de relaves. Un buen procedimiento supondría la generación de curvas para el material de cada muro que se desee modelar. Sin embargo, al tratarse de un caso genérico, los resultados obtenidos ofrecen una buena aproximación. Adicionalmente, las curvas teóricas están confeccionadas para un confinamiento de 100 [kN/m²], y no se está considerando la calibración según el estado de cargas en profundidad.

6.2 Comportamiento del modelo

Antes de analizar los resultados para la metodología propuesta, basada en el trabajo de Makdisi y Seed (1978), es necesario verificar que el comportamiento del modelo se ajuste a lo esperado según la configuración entregada. Se calcularon las funciones de transferencia entre campo libre y coronamiento para cada registro de aceleraciones. La Figura 6.1 adjunta los resultados.

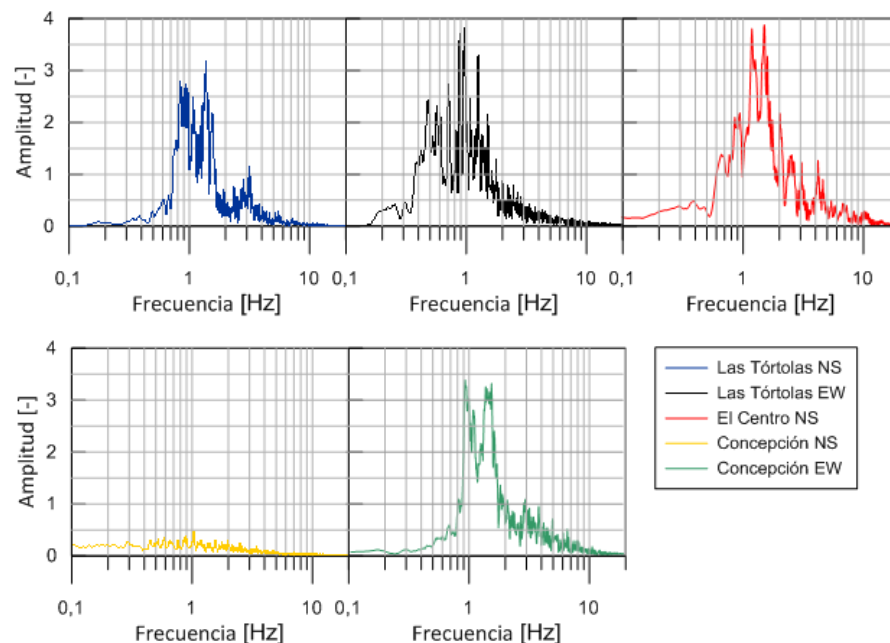


Figura 6.1. Funciones de transferencia entre campo libre y coronamiento para cada registro de aceleraciones.

Los resultados entregan *peaks* de amplitud a los 0,91 [Hz] y 1,58 [Hz] para todos los registros excepto el de Concepción NS, donde se presume un error en el cálculo de la transformada de Fourier. El análisis modal de GTS-NX entrega una frecuencia

fundamental de 0,7 [Hz], similar a la frecuencia teórica calculada con la ecuación 4.11, igual a 0,76 [Hz]. Lo anterior hace suponer que el análisis modal del software de elementos finitos considera un material elástico homogéneo, pese a que el modelo utilizado es otro, y la diferencia de estos valores con los presentados en la Figura 6.1 se deben a que no consideran la variación del V_s en profundidad, generada por el modelo constitutivo hiperbólico.

La Figura 6.2 ilustra los ciclos de esfuerzo-deformación de corte para cada registro de entrada, medidos cerca del punto medio del talud aguas abajo del muro.

Se observa que el *peak to peak* mayor de deformación se presenta en la Figura 6.2b, y es de aproximadamente 0,2%. Por lo tanto, el modelo estaría trabajando dentro del rango de deformaciones para el cual fue calibrado, según la Figura 4.15.

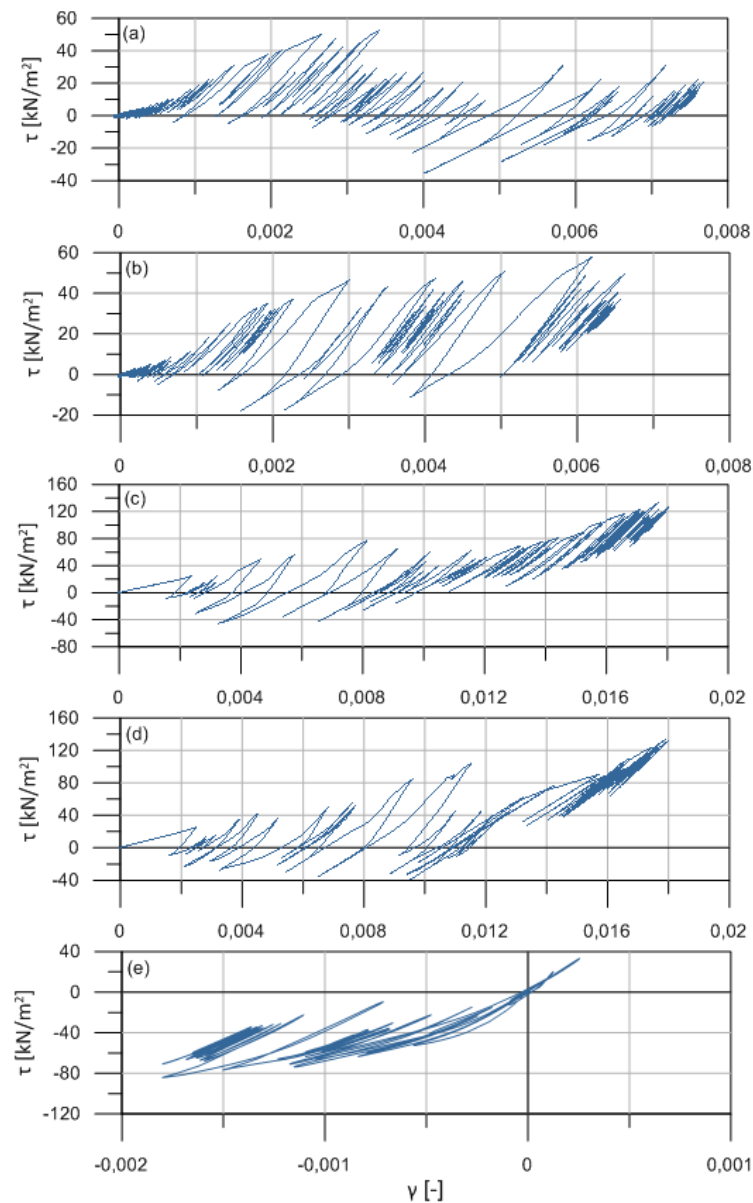


Figura 6.2. Ciclos de esfuerzo-deformación de corte. (a) Las Tórtolas NS, (b) Las Tórtolas EW, (c) Concepción NS, (d) Concepción EW, (e) El Centro NS.

6.3 Respuesta del muro

Las curvas de variación del coeficiente de aceleración máxima ilustradas en la Figura 5.3 se ajustan al comportamiento obtenido por Makdisi y Seed (1978), presentando un k_{max} mayor a nivel de coronamiento, que se reduce a medida que aumenta la profundidad de la potencial superficie de falla. Se observan puntos que no se ajustan completamente a la tendencia principal de las curvas de la Figura 5.3a, b, c y d para razones y/H bajas (0,1 – 0,2). Lo anterior puede deberse a errores del modelo, considerando que los puntos de medición para dichas superficies se encuentran en los límites de este. En este último punto aparece una de las primeras limitantes en la metodología utilizada: la ubicación del centro de gravedad de cada superficie. El mallado del modelo numérico no permite obtener tiempo-historias en cualquier zona del muro, por lo que los puntos de medición presentados en la Figura 5.2 no corresponden exactamente al CG buscado. No obstante, se asume que los resultados medidos son válidos, obteniéndose la misma tendencia para todas las curvas y un comportamiento similar para ambas componentes de un mismo registro, tal y como cabría esperar.

Con respecto a los coeficientes de aceleración máxima obtenidos en elementos más profundos, la Figura 5.3a, b, c y d indica que para los cuatro registros analizados se obtienen valores de k_{max} menores que los calculados según las superficies calculadas por SoilWorks (MIDAS, 2016). Esta reducción es mayor para los registros de Concepción en ambas componentes. Sin embargo, la Figura 5.3f indica que el comportamiento de los coeficientes para dovelas profundas, una vez normalizados por la aceleración máxima en coronamiento, no se escapa en gran cantidad del total de los puntos analizados. Lo anterior permitiría concluir que el uso de una envolvente y curva promedio que no incluya elementos más profundos sería igualmente válida.

En la misma línea anterior, la Figura 5.4 entrega la envolvente de todas las curvas de k_{max} normalizadas por la aceleración en coronamiento. Al compararla con lo obtenido por Makdisi y Seed (1978) se obtiene la Figura 6.3. Las diferencias en los comportamientos de ambos estudios son claras. Los puntos discontinuos asociados a las superficies cercanas al coronamiento generan que la tendencia de la razón k_{max}/\ddot{u}_{max} de este estudio sufra un cambio abrupto a partir de y/H igual a 0,1, distando bastante de la disminución paulatina de la curva del método original. Adicionalmente, los resultados de este trabajo entregan una disminución de la razón de aceleración máxima k_{max}/\ddot{u}_{max} en función de la profundidad de la superficie menor a lo obtenido por Makdisi y Seed (1978). El valor de la razón para una superficie que abarca toda la altura del muro es $\sim 0,53$ [-], mayor que los $\sim 0,34$ [-] obtenidos por los autores recién mencionados.

Ahora bien, es necesario destacar el hecho de que los casos analizados por los autores del método original son distintos tanto en geometría como en caracterización. Los modelos ejecutados en GTS-NX corresponden a muros de material no cohesivo, con altura considerablemente superior a los analizados en QUAD-4. Además, Makdisi y Seed (1978) analizan muros con distintas geometrías y velocidades de onda de corte, condición que no fue aplicada en este trabajo. Lo anterior, sumado al uso de pocos registros, constituye una limitación de los resultados de este estudio.

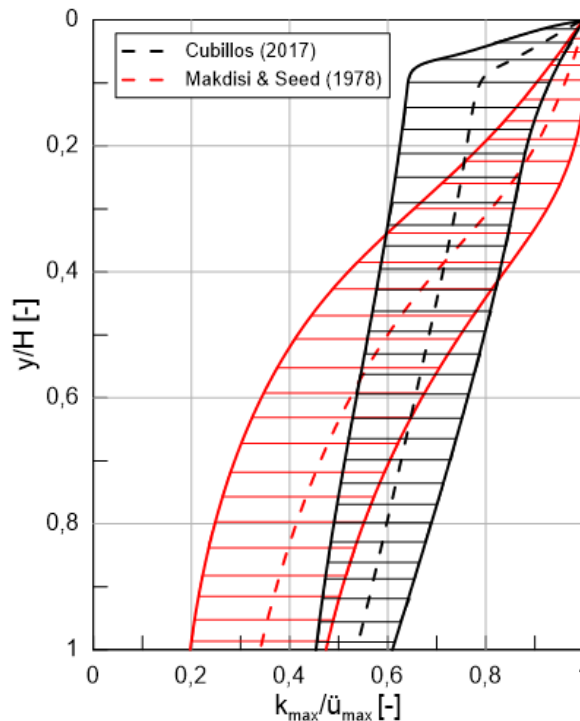


Figura 6.3. Comparación de curvas de variación del coeficiente de aceleración máxima.

6.3 Cálculo de desplazamientos

Con respecto a las curvas de desplazamiento, los resultados de las Figuras 5.5, Figura 5.6 y Figura 5.7, muestran una dispersión similar para todos los registros, que aumenta levemente para valores más altos de k_y/k_{max} . A diferencia de los obtenidos por Makdisi y Seed (1978), en este trabajo no se generan los mayores y menores desplazamientos para el registro en coronamiento y cerca de la base ($y/H = 1$), respectivamente. Luego, es necesario el uso de los acelerogramas en todas las superficies para la generación de las curvas.

Con respecto a la metodología utilizada, pese a que la teoría establece que una superficie dada presenta un único coeficiente de fluencia k_y , el uso de un único umbral de resistencia presenta la gran desventaja de no generar una buena distribución de puntos, y no permite establecer un comportamiento en todo el espacio, tal y como se observa en las Figuras recién mencionadas.

También con respecto a la metodología de cálculo de desplazamientos, la variable que más influye en los resultados corresponde a la duración del registro. Es directo observar en la Figura 5.8c que la magnitud de los desplazamientos es mayor para el registro de Concepción. A lo anterior se suma que dicho registro alcanza una amplificación mayor en coronamiento, lo que indicaría que la variable \ddot{u}_{max} también tiene influencia en las deformaciones generadas, condiciéndose con lo propuesto por Makdisi y Seed (1978).

Los desplazamientos calculados más grandes son de aproximadamente 14 [m], y corresponden al acelerograma en coronamiento para el registro de Concepción NS, considerando una razón de coeficientes de 0,1. Sin embargo, es poco factible que se cumpla tanto la superficie de falla como el valor del coeficiente de fluencia asociados a

dicho valor. Además, según lo establecido por Makdisi y Seed (1978), la aplicación del método no es recomendable para razones $k_y/k_{max} \leq 0,2$.

Para comparar los resultados de este estudio y los del método original se adjunta la Figura 6.4, que grafica las curvas de deformación promedio para el sismo de El Centro obtenidas en ambos trabajos.

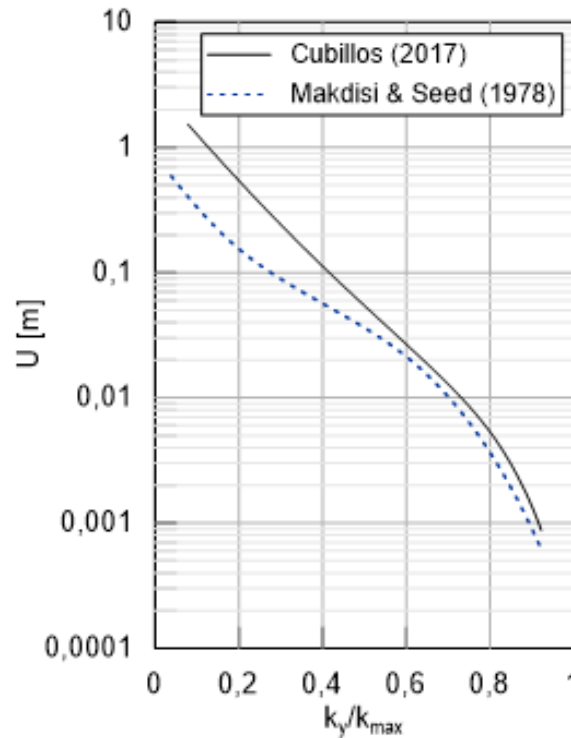


Figura 6.4. Comparación de curvas de deformación promedio, registro El Centro.

La Figura 6.4 indica que para $k_y/k_{max} < 0,4$ el modelo propuesto en este estudio genera desplazamientos mayores en casi medio orden de magnitud con respecto a los obtenidos por Makdisi y Seed (1978). Esta diferencia disminuye casi por completo a medida que aumenta k_y/k_{max} . No obstante, ambas curvas presentan un comportamiento decreciente similar.

El aumento en los desplazamientos calculados se puede explicar por varias razones: el uso de un análisis no lineal para calcular la respuesta de los modelos, más complejo que el método lineal equivalente utilizado en el trabajo original; las simplificaciones consideradas en la integración de los acelerogramas, asumiendo que las aceleraciones negativas no generan desplazamientos; las diferencias en los materiales constituyentes del muro; y, principalmente, por las dimensiones del modelo, que duplica en altura a la configuración más grande analizada en el método original.

Las curvas normalizadas presentadas en la Figura 5.9c indican un comportamiento similar para Concepción y Las Tórtolas. Esto tiene sentido dado que ambos registros están asociados al mismo evento sísmico. Entonces, al igual que lo hecho por Makdisi y Seed (1978), las curvas obtenidas pueden ser diferenciadas en función de la magnitud

del terremoto entregado, generándose deformaciones menores para sismos con magnitud menor.

Los desplazamientos del método original son normalizados por el período del muro y la aceleración máxima en coronamiento con el objetivo de reducir la dispersión de los resultados obtenidos. Comparando las curvas de las Figuras Figura 5.8b y Figura 5.9b se aprecia poca reducción en el tamaño de las envolventes, generándose una disminución promedio de 22,7% en la dispersión de cada curva, y un 26,2% en la dispersión de todos los resultados. Lo anterior se explica porque en este estudio no se varió la geometría ni la velocidad de onda de corte del muro modelado. Por lo tanto, todos los resultados obtenidos están asociados a un período T_0 único que no influye en la dispersión de los datos. Con lo anterior, si se desea aplicar el método a una estructura con un período muy distinto, se recomienda el uso de las curvas promedio sin normalizar de la Figura 5.8c.

6.4 Aplicación del método

Para ilustrar el uso del método simplificado, y compararlo de forma cuantitativa con los resultados de Makdisi y Seed (1978), se analiza el muro del tranque Las Tórtolas, cuya geometría y caracterización geotécnica se presentan en las Tablas Tabla 4.4 y Tabla 4.6, respectivamente. El sismo de análisis corresponde al registro de Las Tórtolas para el terremoto del Maule del año 2010, cuyo PGA es de 0,16 [g].

El período fundamental T_0 del muro se obtiene de forma aproximada a partir de la ecuación 6.1, válida para geometrías triangulares. El valor calculado es igual a $T_0=0,68$ [s].

$$T_0 = \frac{2,61H}{V_s} \quad (6.1)$$

Para estimar la aceleración en coronamiento \ddot{u}_{max} se grafica la amplificación en coronamiento con respecto al PGA del sismo en campo libre para cada uno de los cuatro registros chilenos utilizados.

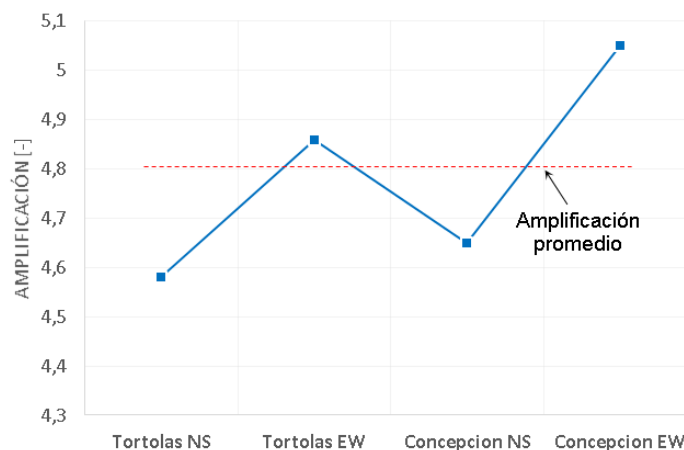


Figura 6.5. Amplificación en coronamiento de la aceleración máxima en campo libre para cada registro de entrada.

Según los resultados de la Figura 6.5, se asume una amplificación promedio igual a 4,8 veces la aceleración máxima en campo libre. Luego, la aceleración máxima en coronamiento se considera igual a $\ddot{u}_{\max}=0,77$ [g].

La determinación de la geometría de la superficie de falla y el coeficiente de fluencia asociado se hace por medio de un análisis de equilibrio límite en el software SoilWorks (MIDAS). Los resultados se presentan en la Figura 6.6.

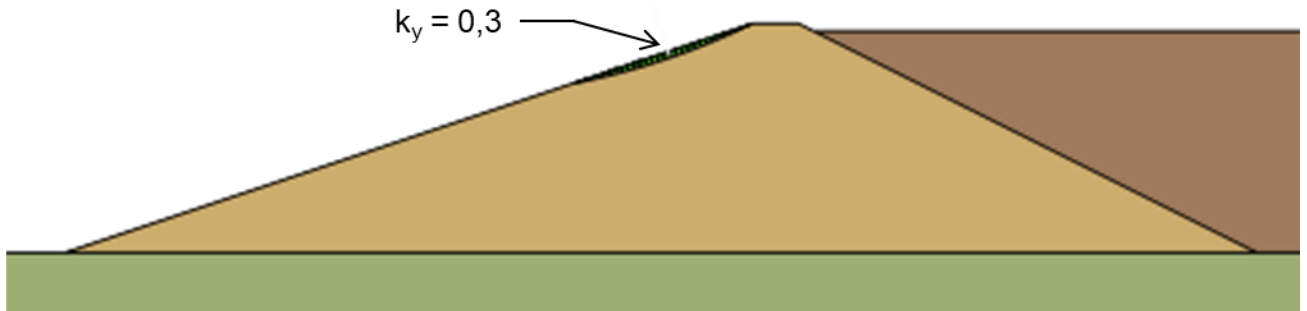


Figura 6.6. Superficie de falla tranque Las Tórtolas y coeficiente de fluencia asociado.

La ilustra la configuración final del ejemplo de aplicación.

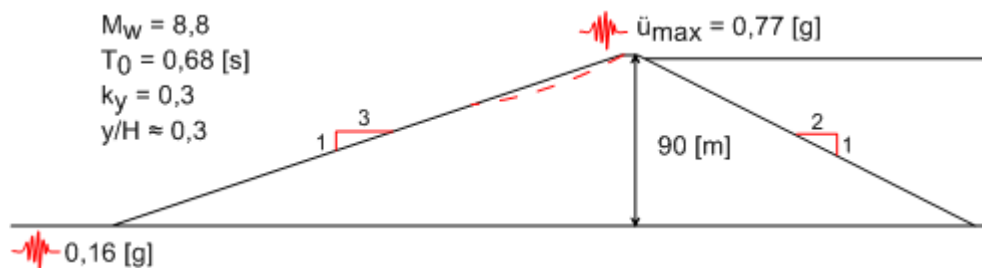


Figura 6.7. Configuración final del ejemplo de aplicación.

De la Figura 5.4 se obtiene que para una superficie con $y/H \approx 0,3$ la razón de aceleración máxima es aproximadamente 0,73. Entonces, $k_{\max}=0,73 \cdot 0,77=0,56$, y la razón de coeficientes k_y/k_{\max} es igual a 0,54. Ingresando dicho valor a la curva del registro de Las Tórtolas, en la Figura 5.9c, se obtiene que $U/k_{\max} \cdot T_0 \approx 0,21$. Finalmente: $U=0,21 \cdot 0,68 \cdot 0,56=0,08$ [m].

Se repite el proceso anterior, pero utilizando las curvas obtenidas por Makdisi y Seed (1978), adjuntas en las Figuras Figura 2.13 y Figura 2.16, obteniéndose una razón $k_{\max}/\ddot{u}_{\max} \approx 0,59$, lo que implica que $k_{\max}=0,59 \cdot 0,77=0,45$. Luego, el desplazamiento final es igual a $U \approx 0,01$ [m]. Los resultados indican deformaciones ocho veces mayor al aplicar las curvas obtenidas en este trabajo, comparadas con las del estudio de Makdisi y Seed (1978). Sin embargo, hay que tener presente la diferencia en la magnitud de los eventos sísmicos asociadas a las curvas utilizadas, con un M_w igual a 8,8 para el caso chileno y un M_w de 8,25 para la curva original. Adicionalmente, se debe dejar en claro que el caso aplicado corresponde a un tranque construido según las prácticas chilenas, variando tanto la geometría como la caracterización de los muros analizados por Makdisi y Seed (1978), por lo que la aplicación de las curvas generadas en el estudio original no sería

realmente válida. Sin embargo, esta comparación sigue siendo útil para explicar el procedimiento de cálculo, y verificar que los resultados difieren del método original.

6.5 Comentarios generales

Se debe tener presente todas las limitaciones del método propuesto por Makdisi y Seed (1978). Una de las más importantes es que se analizan distintas superficies sin discriminar cuál es la más crítica. Lo anterior podría llevar a errores en la obtención del tiempo-historia de aceleración, especialmente en puntos donde se esté generando la falla. Tampoco se toman en cuenta posibles efectos de resonancia, donde, según Bray (2007), el método desacoplado de Makdisi y Seed (1978) puede llevar a una sobrestimación considerable de los desplazamientos. Sin embargo, los acelerogramas entregados en el anexo A.3 no presentan esta condición.

Una segunda limitante se presenta en la obtención de \ddot{u}_{max} . Como ya fue mencionado en el marco teórico de este trabajo, Bray (2007) establece que la aceleración máxima en coronamiento es altamente variable, y que incluso con análisis avanzados su estimación es difícil. A eso se suma que el método no considera el contenido de frecuencias de un registro para el cálculo de los desplazamientos.

Adicionalmente, la utilización del coeficiente de aceleración máxima k_{max} como el único parámetro de normalización de las curvas de la Figura 2.15 no es suficiente debido a variabilidad de éste y dado que no permite caracterizar la aceleración de respuesta del muro de forma adecuada.

Similar al punto anterior, la utilización del k_{max} como el único parámetro del tiempo-historia de aceleraciones que influye en la generación de desplazamientos podría llevar a errores en la estimación de estos. Por ejemplo, dada la metodología empleada, un registro que tenga un PGA bajo, pero que cuente con una mayor cantidad de *peaks* que estén cerca de la aceleración máxima, entregará un desplazamiento más grande que un registro con un PGA considerablemente mayor, pero cuyos *peaks* sean más acotados. En esta línea, sería interesante modificar el método de forma que los registros de aceleraciones queden caracterizados por otros parámetros adicionales al k_{max} , como por ejemplo el contenido de frecuencias, período predominante, intensidad de Arias, potencial destructivo, etc., y donde los desplazamientos también dependan de estas variables.

Las limitaciones del modelo empleado en este estudio son: primero, la caracterización utilizada fue con valores genéricos, basados principalmente en modelos anteriores. Una metodología más detallada supondría el uso de parámetros diferenciados para cada modelo, obtenidos de ensayos de laboratorio para muestras de tranques reales. Segundo, y como ya fue mencionado, la calibración del modelo constitutivo presenta varias limitaciones que podrían ser mejoradas con la recopilación de más información, como por ejemplo el uso de curvas de degradación ajustadas a arenas de relaves. Tercero, el uso limitado de registros sísmicos y de una geometría única del muro no permite generar un set de resultados que abarque un amplio rango de comportamientos. No obstante, al tratarse de un primer acercamiento al desarrollo de un método aplicado exclusivamente a configuraciones chilenas, los resultados aquí expuestos se consideran aceptables.

6.6 Modelamiento de lamas

De forma complementaria al estudio principal se analizó el efecto de las lamas en la respuesta dinámica del muro de arenas. Considerando que los puntos de medición de los aceleogramas se ubican cercanos al talud aguas abajo del muro, cabría esperar que la presencia de lamas tuviese poca influencia en las aceleraciones inducidas. Sin embargo, los tiempo-historia de aceleraciones graficados en la Figura 5.11 presentan pequeñas diferencias para cada configuración modelada. Por ejemplo, las aceleraciones importantes en el modelo con cargas se concentran entre los 70 y 120 [s], un intervalo menor en comparación a los 60-140 [s] del modelo original.

Las diferencias y similitudes se ilustran mejor en términos del k_{max} , donde la Figura 5.12 indica que los tres modelos presentan el mismo comportamiento decreciente a medida que aumenta la profundidad de la potencial superficie de falla. Tanto el modelo sin relaves como el modelo con cargas generan una amplificación mayor en coronamiento. El primero presenta una reducción más abrupta, alcanzando a partir de $y/H=0,2$ un valor de k_{max} casi constante e igual al 50% de \ddot{u}_{max} . La reducción del modelo con carga es gradual, ajustándose mejor a la tendencia de la curva del modelo original, especialmente para superficies de mayor profundidad ($y/H>0,6$). No se observan singularidades ni comportamientos extraños en ninguno de los dos casos.

Los resultados de la Tabla 5.3 presentan una disminución considerable en los tiempos de cálculo para los modelos alternativos. La configuración sin lamas reduce en un 36% el tiempo de ejecución con respecto al modelo original, mientras que la configuración con carga lo hace en un 45%. Los tres modelos fueron procesados en las mismas condiciones, y usando las mismas herramientas computacionales. Por lo tanto, la reducción del tiempo total está directamente asociada a las características del modelo. Luego, tiene sentido que al disminuir la cantidad de elementos disminuya el tiempo de resolución. No es tan directo establecer porqué los tiempos son menores para el modelo que presenta más condiciones de carga. Una posible explicación sería que el estado de esfuerzos para este modelo genere una condición más estable que permita que la convergencia de los resultados sea más rápida.

Dado el comportamiento de las curvas de la Figura 5.12 y la reducción en los tiempos de cálculo según la Tabla 5.3, sería interesante evaluar con datos empíricos que modelo se ajusta mejor y analizar si las alternativas propuestas para modelar las lamas son una opción viable que permita optimizar la ejecución de los modelos.

6.7 Comparación con modelo Elástico y Mohr-Coulomb

Se analizan los resultados obtenidos para cada uno de los registros aplicados a los modelos elástico y Mohr-Coulomb. La Figura 5.13 no muestra grandes diferencias en la forma de las aceleraciones desarrolladas a distintas alturas del muro para el modelo original y los modelos lineales elástico y de Mohr-Coulomb. Estos últimos alcanzan un PGA promedio en coronamiento casi un 50% menor que el del modelo hiperbólico. Considerando que el módulo de deformación E fue el mismo para todos los modelos constitutivos, estos resultados no se ajustan a lo esperado, donde las aceleraciones para el modelo lineal elástico debiesen ser mayores al asumir que la histerésis del modelo

hiperbólico incrementa la energía disipada. Esta inconsistencia se puede deber a errores en el cálculo numérico dentro del software.

No obstante lo anterior, el comportamiento del k_{max} presentado en la Figura 5.15a indica que el modelo Mohr-Coulomb desarrolla *peaks* mayores para razones de superficie más altas, lo que se contradice con lo esperado según la teoría. La misma figura señala que tanto las amplificaciones desarrolladas como la tendencia de las curvas para los modelos alternativos son similares entre sí, pero difieren bastante con lo obtenido del modelo no lineal.

El caso del registro de Concepción es distinto. La Figura 5.14 muestra diferencias notorias en la forma de los acelerogramas obtenidos. El modelo elástico alcanza *peaks* importantes que se concentran entre los 10 y 30 segundos, para luego decaer a una aceleración de amplitud casi constante para el resto del registro. El modelo de Mohr-Coulomb entrega un comportamiento bastante extraño, presentando *peaks* significativos solo en el tramo negativo, y manteniendo casi constante las aceleraciones positivas durante todo el registro. Ambos modelos difieren de lo obtenido en el caso no lineal, donde las amplitudes máximas se alcanzan en los primeros 20 segundos del registro, para luego ir decayendo paulatinamente. Similar al registro de las Tórtolas, la Figura 5.15b muestra que el modelo de Mohr-Coulomb alcanza un PGA en coronamiento un 50% menor al del modelo original. No ocurre lo mismo con el modelo elástico, donde el comportamiento de la curva es similar a la del modelo no lineal.

La Figura 5.16b indica que, para el registro de las Tórtolas, los desplazamientos generados por los modelos alternativos son menores que los calculados en el modelo hiperbólico. Esta condición no se cumple para el registro de Concepción, donde las envolventes mostradas en la Figura 5.17b alcanzan la misma magnitud. Adicionalmente, se observa que en ambos registros los modelos lineales presentan una mayor dispersión de los resultados para razones de coeficientes mayores a 0,6. En este punto se debe tener en cuenta que la metodología utilizada no considera la ley constitutiva del material, y se basa exclusivamente en la respuesta en aceleraciones de éste.

Los tiempos de cálculo presentados en la Tabla 5.5 se ajustan a lo esperado. El modelo elástico entrega los menores tiempos de resolución, reduciéndolos con respecto al modelo original en un 81% para el registro de Las Tórtolas y un 71,5% para el de Concepción. Una reducción considerable se genera también con el modelo de Mohr-Coulomb.

El análisis anterior sirve para comparar las principales diferencias en los resultados obtenidos con los modelos elástico y Mohr-Coulomb y el modelo hiperbólico original, dada la metodología propuesta. En esta línea, los resultados anteriores permiten establecer las ventajas en el uso de modelos constitutivos no lineales para obtener una respuesta más consistente con lo esperado teóricamente. Sin embargo, estas ventajas incluyen un costo no menor de tiempos de ejecución.

7. Conclusiones y Recomendaciones

Pese a las limitaciones del método original, y a las simplificaciones consideradas en este estudio, se cumple el objetivo de proponer y desarrollar una metodología simple para estimar desplazamientos permanentes en muros de tranques chilenos, basada en el trabajo de Makdisi & Seed (1978).

Como era de esperar, los resultados obtenidos presentan diferencias con respecto a los del estudio original. La curva promedio de variación de la razón k_y/k_{max} alcanza un valor de 0,5 para superficies de falla que abarcan toda la altura del muro, mayor que los 0,35 del método original. De igual forma, los desplazamientos calculados para un mismo registro son mayores cuando $k_y/k_{max} \leq 0,6$. Estas variaciones se explican por el análisis de elementos finitos utilizado para calcular la respuesta dinámica, además de la caracterización y geometría del modelo analizado. Adicionalmente, la duración de los registros utilizados en este trabajo es considerablemente mayor que los del trabajo original.

Aplicando las curvas obtenidas en este trabajo al muro principal del tranque Las Tórtolas se obtiene un desplazamiento permanente de 0,08 [m], ocho veces el calculado con las curvas del método original. Esto permitiría concluir que las deformaciones estimadas con este estudio son mayores a las calculadas con las curvas originales. Sin embargo, el ejemplo analizado se ajusta a los modelos típicos chilenos, y no a las configuraciones de los modelos utilizados por Makdisi y Seed (1978), por lo que los cálculos obtenidos según estas curvas no son completamente válidos.

Con respecto a los estudios complementarios, se concluye que el modelamiento de las lamas influye levemente en la respuesta dinámica del talud aguas abajo del muro. Las aceleraciones alcanzadas en coronamiento aumentan en aproximadamente un 20% para los modelos alternativos. El comportamiento de la curva de k_{max} se ajusta mejor para el modelamiento de las lamas como una carga hidrostática distribuida. Luego, se consideraría ésta como una alternativa válida si se desean disminuir los tiempos de cálculo. No obstante, se debe tener presente que estos resultados fueron obtenidos para un solo registro, pudiendo no ser concluyentes para todas las configuraciones.

Finalmente, con respecto a los modelos constituyentes alternativos, se concluye que tanto el modelo constitutivo elástico como el de Mohr-Coulomb no entregan resultados consistentes para la respuesta dinámica del muro. Lo anterior afecta también al cálculo de los desplazamientos, donde la metodología utilizada no considera el modelo constitutivo implementado.

7.1 Futuras líneas de estudio

Se proponen algunas líneas de estudio que permitan optimizar los resultados de este trabajo en el futuro:

- Mejorar la calibración del modelo hiperbólico con la obtención de curvas de amortiguamiento y degradación de módulos ajustadas a arenas de relaves. De igual forma, se propone diferenciar la calibración en función del nivel de confinamiento.
- Mejorar la caracterización del modelo numérico mediante la obtención de parámetros geotécnicos con ensayos de laboratorio en muestras de muros de tranques chilenos importantes. Lo anterior supone la implementación de modelos distintos para cada tranque que se desee estudiar, adaptando la geometría y parametrización.
- Incluir una mayor cantidad de registros sísmicos para estudiar la respuesta dinámica de los muros. Esto permitirá obtener una envolvente de curvas de k_{max} que abarque un mejor rango de comportamientos, pudiendo obtener un límite superior e inferior confiable para el cálculo de la aceleración máxima en la superficie de falla.
- Llevar a cabo un análisis de sensibilidad de variables como el ángulo de fricción interna ϕ , módulo de deformación E , pendiente aguas arriba y aguas abajo, densidad, etc. El objetivo es estudiar la influencia en las aceleraciones y desplazamientos calculados de los parámetros que se asumieron constantes en este estudio.
- Aplicar el método a un tranque real chileno que cuente con datos instrumentados para algún evento sísmico importante, y comparar los resultados obtenidos.

8. Bibliografía

Abrahamson, N. A., Silva, W.J. (1997) "Empirical response spectral attenuation relations for shallowcrustal earthquakes." *Seismological Research Letters* 68(1), pp. 94–127.

Ambraseys, N. N., and Menu, J. M. (1988) "Earthquake-Induced Ground Displacements", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 16, pp. 985–1006.

Ambraseys, N. N., and Sarma, S. K. (1967) "The Response of Earth Dams to Strong Earthquakes", *Geotechnique*, Londres, Inglaterra, Vol. 17, pp. 181-213.

Andersen, K. H. (1976) "Behavior of Clay Subjected to Undrained Cyclic Loading", *Proceedings*, Conference on Behavior of Off-Shore Structures, Trondheim, Norway, Vol. 1, pp. 392-403.

Azam, S., Li, Q. (2010) "Tailings dam failures: A review of the last one hundred years", *Geotechnical News*, Vol. 28, pp. 50–53.

Barrera, S., Valenzuela, L., Campaña, J. (2011). "Sand tailing dams: Design, Construction and Operation." *Proceedings Tailings and Mine Waste Conference*, Vancouver.

Bray, J. D. (2007). "Simplified Seismic Slope Displacement Procedures.", *Earthquake Geotechnical Engineering*, pp. 327-353.

Bray, J. D., Rathje, E.M., Augello, A.J., Merry, S.M. (1998) "Simplified seismic design procedures for geosynthetic-lined, solid waste landfills.", *Geosynthetics International*, pp. 203–235.

Bray, J. D., Travasarou, T. (2007) "Simplified Procedure for Estimating Earthquake-induced Deviatoric Slope Displacements.", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 133, No. 4, pp. 381–392.

Bray, J.D., Rathje, E.R. (1998) "Earthquake-induced displacements of solid-waste landfills." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ACE 124(3): 242–253.

Campaña, J., Bard, E., Valenzuela, L. (2016). "Registro sísmico en depósito de relaves." Paper presentado en IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica. Chilean Geotechnical Society, Chile.

Chopra, A. K. (1966) "Earthquake Effects on Dams", tesis de la Universidad de California, Berkeley, California.

Crespellani, T., et Al. (2003). "Influence of uncorrected accelerogram processing techniques on Newmark's rigid block displacement evaluation." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 23, pp. 415-424.

Duncan, J. M. and Chang, C. Y. (1970) "Nonlinear analysis of stress and strain in soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 96(SM5), pp.1629-1653.

Duncan, J. M., Byrne, P., Wong, K. S. and Mabry, P. (1980) "Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analysis of stresses and movements in soil masses", Report No. UCB/GT/80-01, Dept. Civil Engineering, U.C. Berkeley.

Figueroa, A. et Al. (2016). "Comportamiento sísmico de presas de relaves construidas aguas abajo y línea central." Paper presentado en IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica. Chilean Geotechnical Society, Chile.

González, C. et Al. (2016). "Efecto de la forma del valle en la respuesta sísmica de presas de arenas de relaves." Paper presentado en IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica. Chilean Geotechnical Society, Chile.

Grognet, M. (2011). "The Boundary condition in direct simple shear tests, development for peat testing at low vertical stress." Faculty of applied Earth Science, Delft University of Technology, Delft, Países Bajos.

Idriss, I. M., et Al. (1973) "QUAD-4, A Computer Program for Evaluating the Seismic Response of Soil Structures by Variable Damping Finite Elements." Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

Kuhlemeyer, R. L., and J. Lysmer (1973). "Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems," *J. Soil Mech. & Foundations*, Div. ASCE, 99(SM5), pp. 421-427.

Kulhawy, F. H. and Duncan, J. M. (1972) "Stresses and movements in Oroville Dam", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 98(SM7), pp. 653-655.

Lara, J.L., Gómez, P., Barrera S. (1999). "Análisis dinámico tridimensional de la presa de arena de relaves Quillayes." International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering in Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 3, pp. 1035-1042.

Lee, M. K. W., and Finn, W. D. L. (1978) "DESRA-2, dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential." *Soil Mech.* Ser. No. 36, Dept. of Civ. Engrg., University of British Columbia, Vancouver, Canada.

Lin, J.S., Whitman, R. (1986). "Earthquake induced displacements of sliding blocks." *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 112, NO.1, pp. 44–59.

Makdisi F., Seed H. (1978) "Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake induced deformations." *Journal of Geotechnical Engineering*, pp. 849–867.

Martin, G. R. (1965) "The Responde of Earth Dams and Embankments", University of California, Berkeley, California.

Matasovic, N., and Vucetic, M. (1995). "Seismic response of soil deposits composed of fully-saturated clay and sand layers." Proc. 1st Int. Conf. on Earthquake Geotech. Engrg, Tokyo, Japan, pp.611-616.

MIDAS Information Technology (2014). GTS-NX, Geo-Technical Analysis System New eXperience, user's guide.

Newmark, N. M. (1965) "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", *Geotechnique*, London, England, Vol. 5, No. 2.

Pan, J. L., Selby, A. R. (2002). "Simulation of dynamic compaction of loose granular soils." *Advances in Engineering Softwares*, Vol. 33, pp. 631-640.

Rahman, M. S. (1972) "Undrained Behavior of Saturated Normally Consolidated Clay under Repeated Loading", Indian Institute of Tchnology, Kharagpur, India.

Rico, M., Benito, G., Salgueiro, A. R., Díez-Herrero, A., & Pereira, H. G. (2008) "Reported tailings dam failures: a review of the European incidents in the worldwide context", *Journal of Hazardous Materials*, Vol. 152(2), pp. 846-852.

Sangrey, D., Henkel, D., Esrig, M. (1969) "The Effective Stress Response of Saturated Clay Soil to Repeated loading", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 6, No. 3, August, pp. 241-252.

Seed, H. B., Chan, C. K. (1966) "Clay Strength Under Earthquake Loading Conditions", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 92, No. SM1, Proc. Paper 4723, March, pp. 53-78.

Seed H.B., Idriss I.M. (1970) "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses", Technical Report EERRC-70-10, University of California, Berkeley.

Seed, H. B., Martin, G. R. (1966) "The Seismic Coefficient in Earth Dam Design." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 92, pp. 25-58.

Segupta, A. (2010) "Estimation of permanent displacements of the Tehri dam in the Himalayas due to future strong earthquakes." Indian Institute of Technology, Kharagpur, India.

Smith, I. (2014) "Smith's elements of soil mechanics", John Wiley & Sons.

Stewart, J. P., Blake, T.F., Hollingsworth, R.A. (2003) "A screen analysis procedure for seismic slope stability." *Earthquake Spectra*, Vol. 19, NO. 3, pp. 697–712.

Thiers, G. R., Seed, H. B. (1969) "Strength and Stress-Strain Characteristics of Clays Subjected to Seismic Loads", *ASTM STP 450*, Symposium for Testing and Materials, pp. 3-56.

Torres, A., Arenas, A. (2016). "Compactación de muros de arenas de relaves en análisis numéricos." Paper presentado en IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica. Chilean Geotechnical Society, Chile.

Tsai, C., Chien, Y. (2016). "A simple procedure to directly estimate yield acceleration for seismic slope stability assessment." Japanese Geotechnical Society Special Publication. Vol. 2, pp. 915-919.

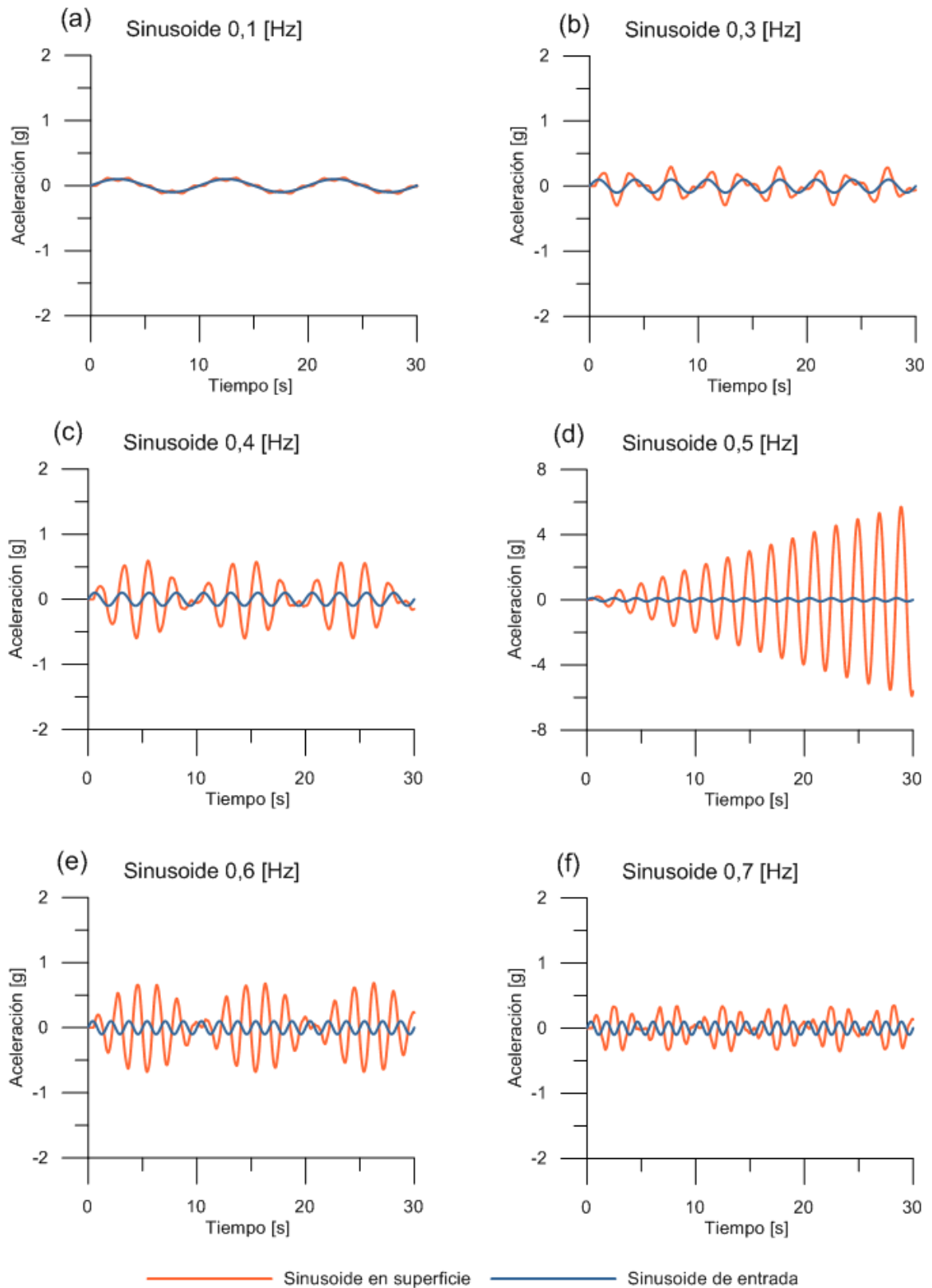
Valenzuela, L. (2016). "Design, construction operation and the effect of fines content and permeability on the seismic performance of tailing sand dams in Chile." *Obras y proyectos*, Vol. 19, pp. 6-22.

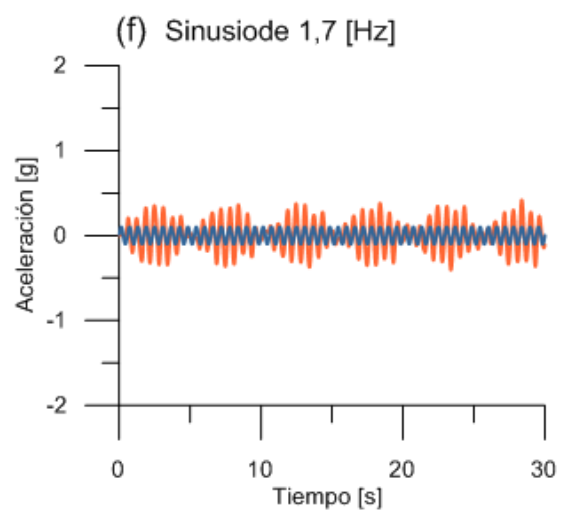
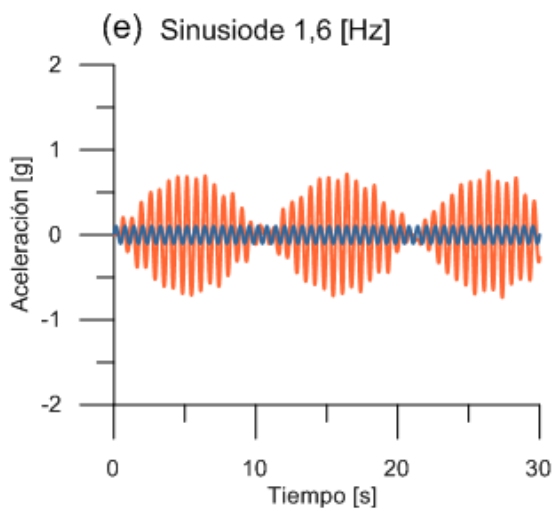
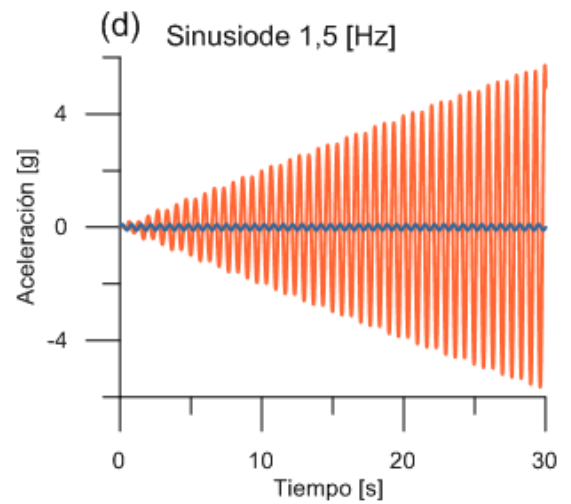
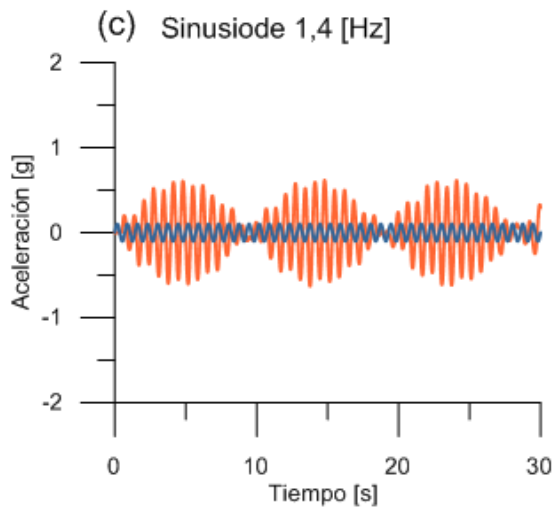
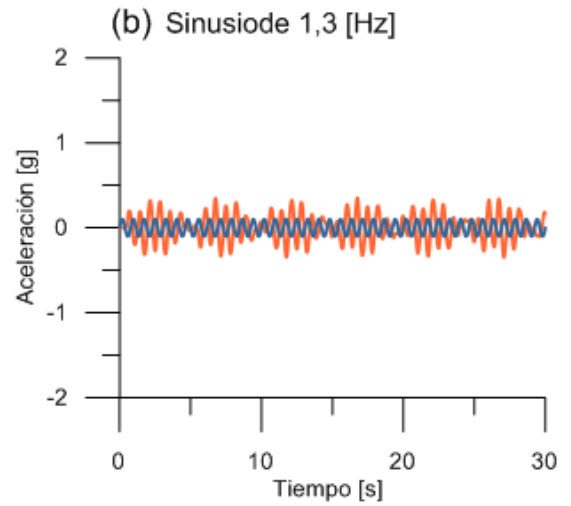
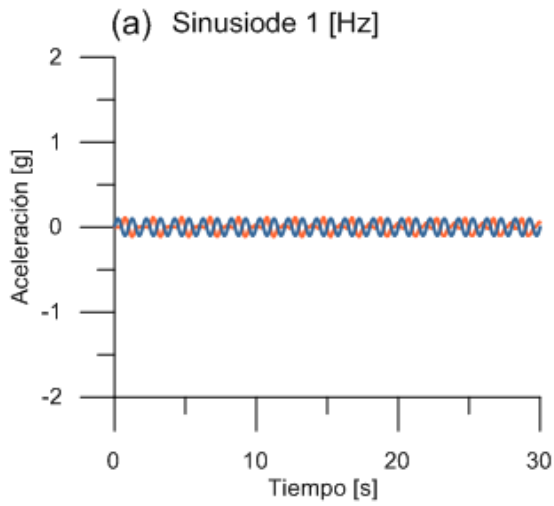
Yasuda, S., Fukui, K., Kunimatsu, S., Okamura, M., Kiyota, T., & Koguchi, K. (2017) "Revised Seismic Design Code for Tailings Dams and its Application to Existing Dams in Japan", pp. 1-12.

Yegian, M. et Al. (1991). "Seismic Risk Analysis for Earth Dams." *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 117, NO. 1, pp. 35–50.

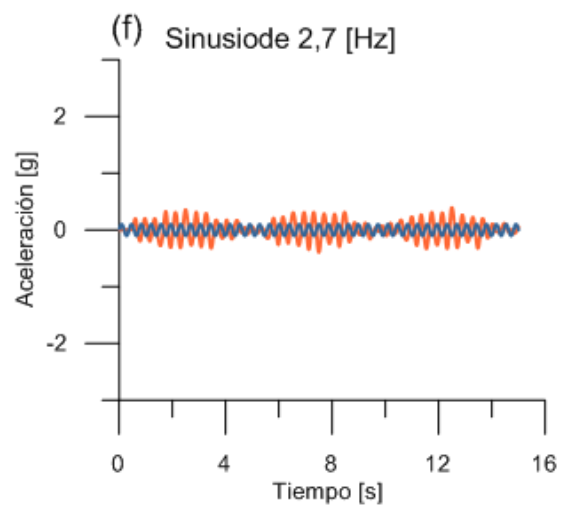
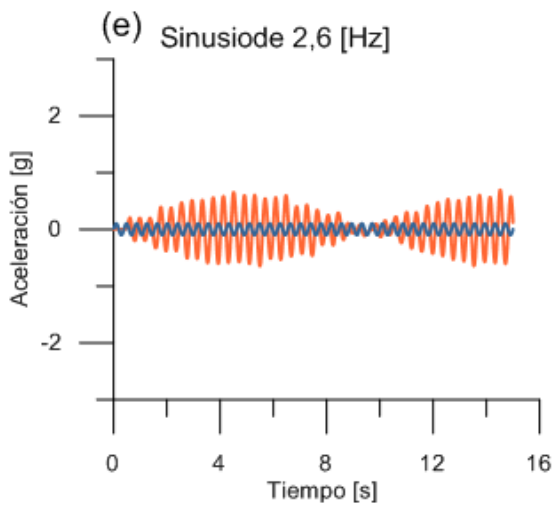
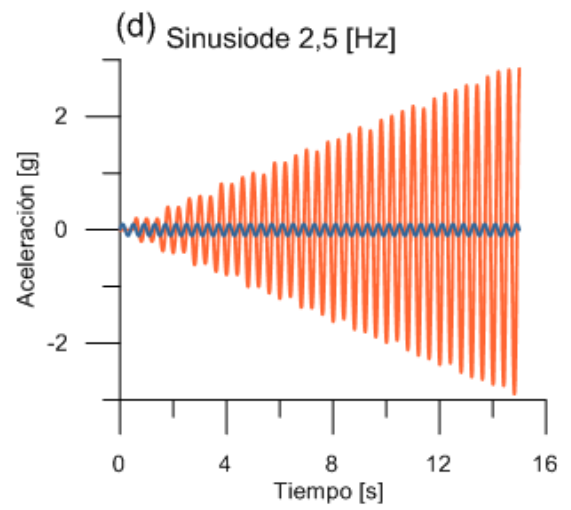
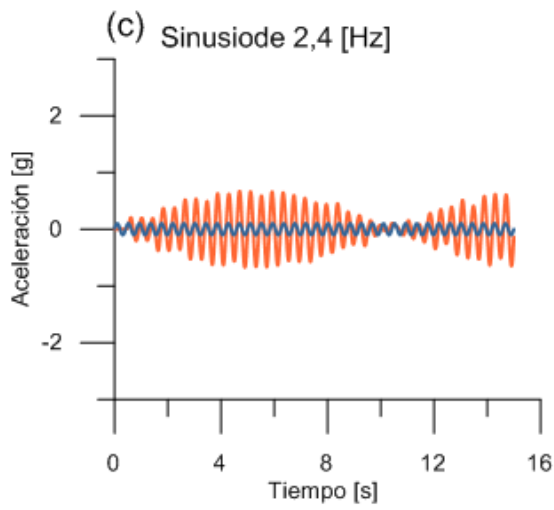
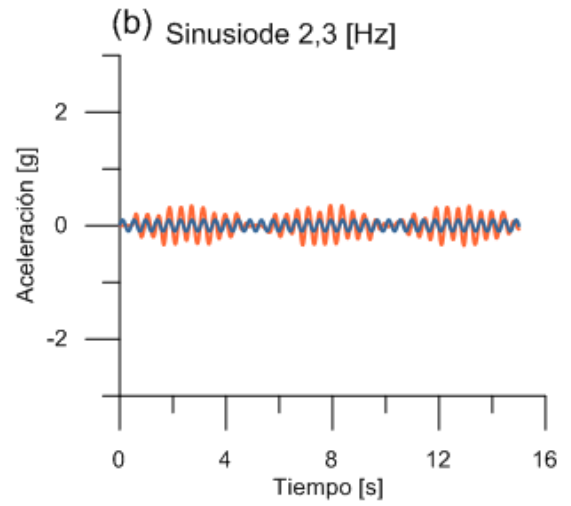
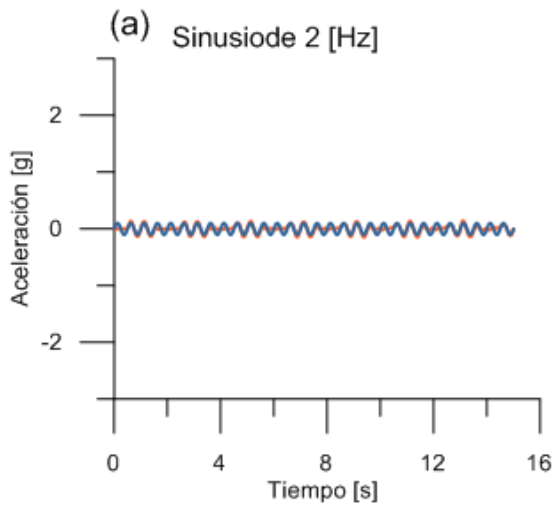
A. Anexos

A.1 Sinusoides obtenidas para columna de arena con modelo constitutivo elástico.



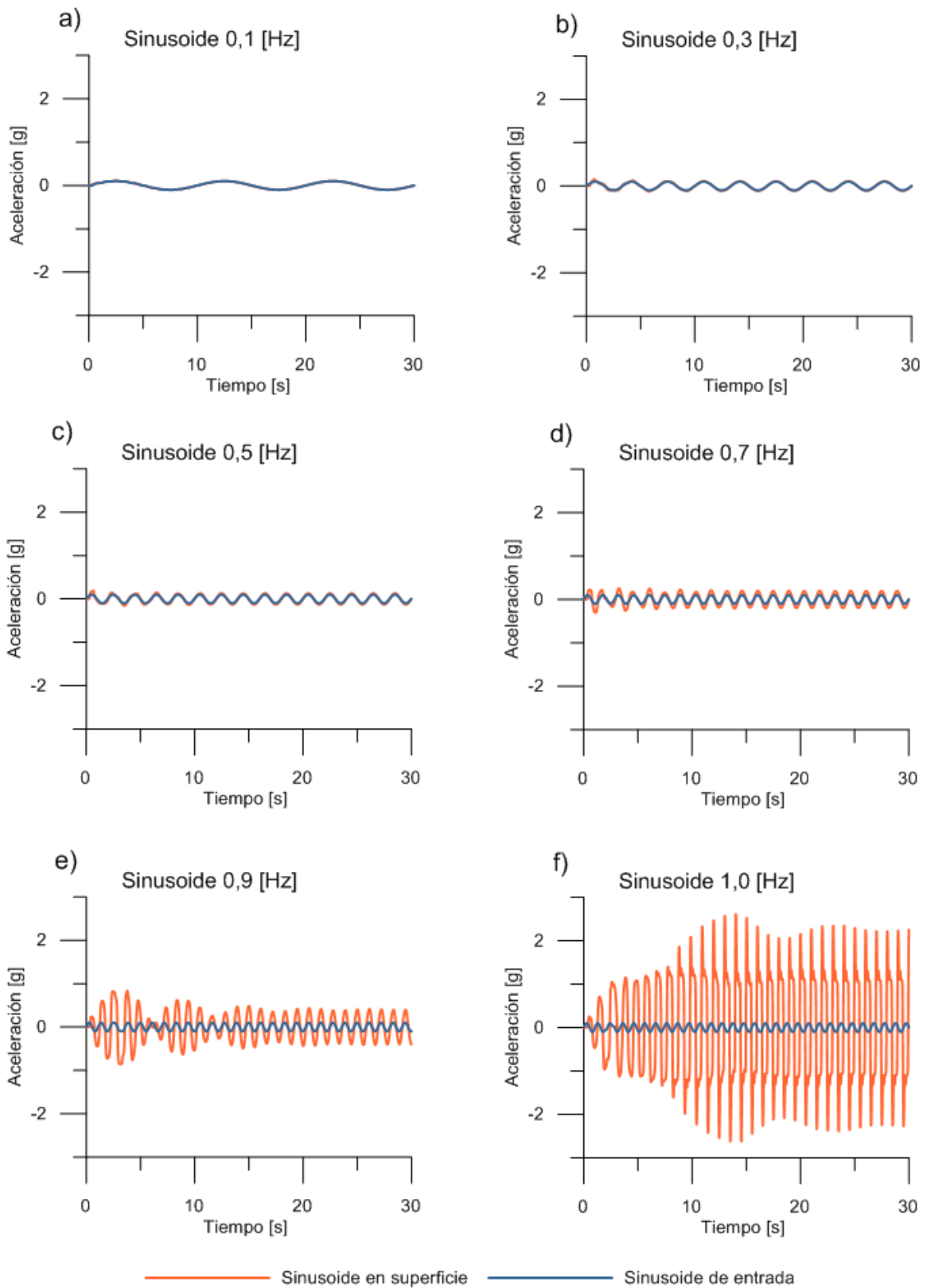


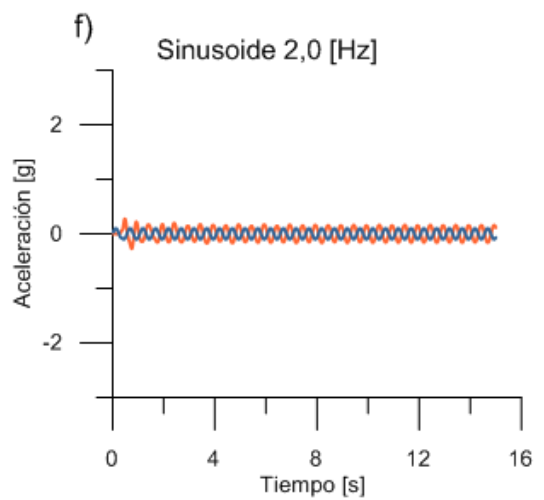
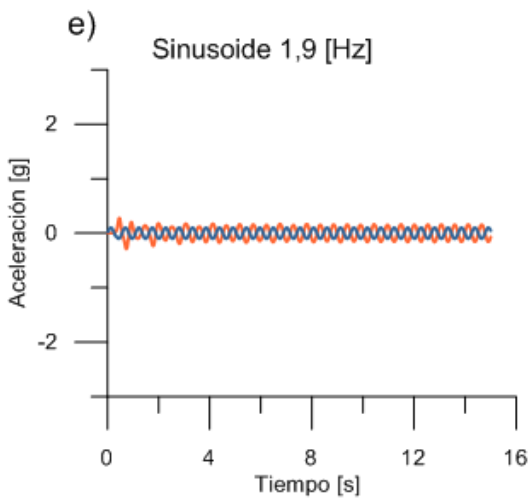
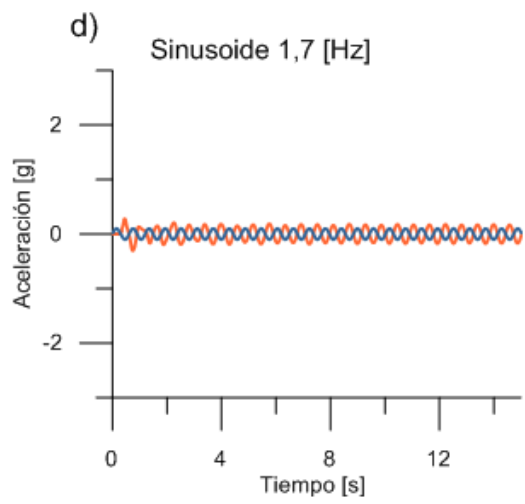
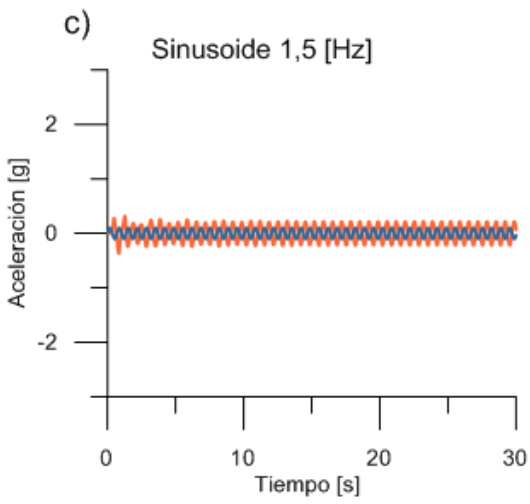
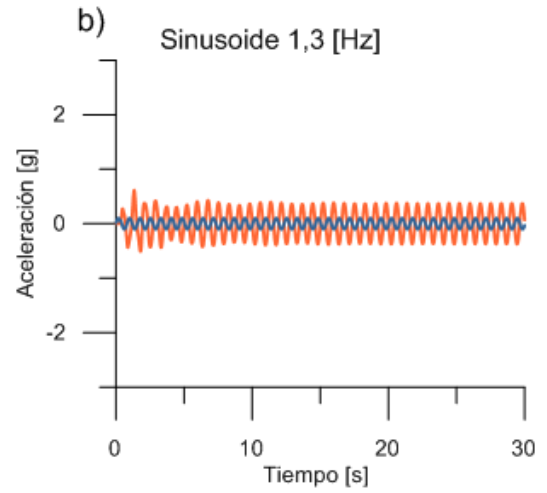
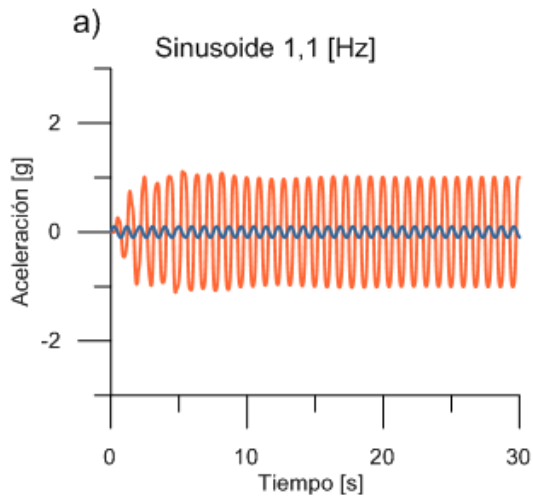
— Sinusioide de entrada — Sinusioide de salida



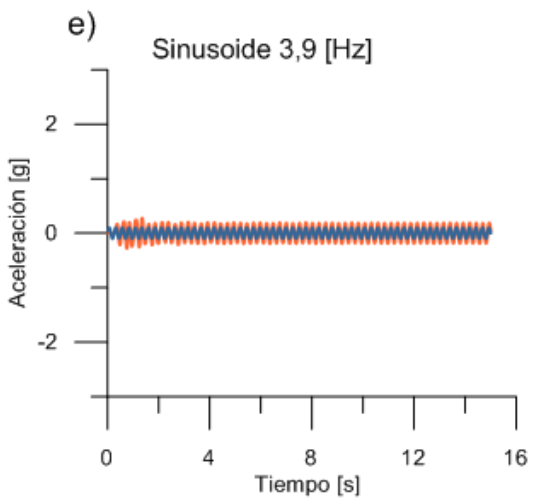
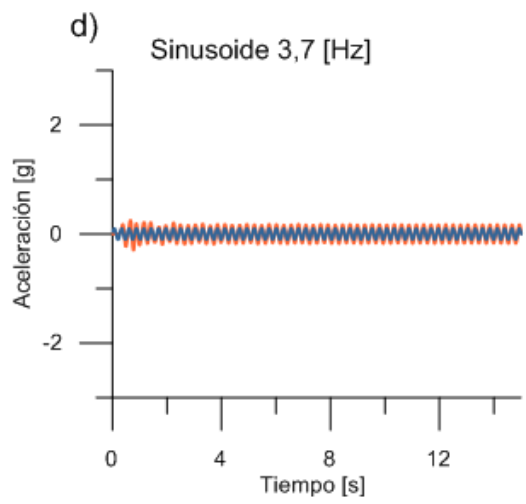
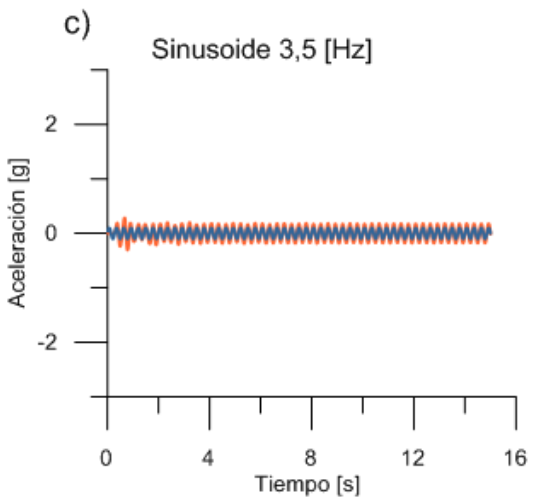
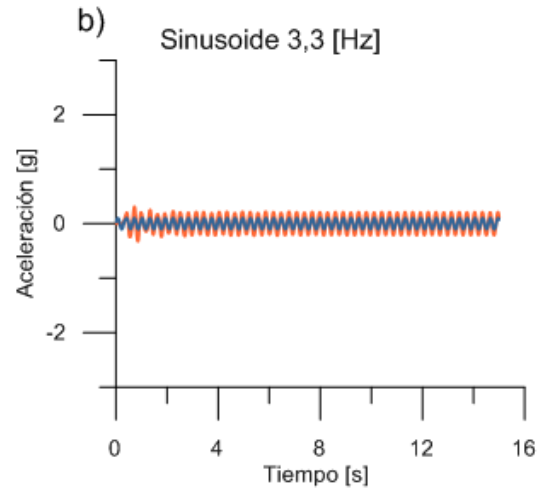
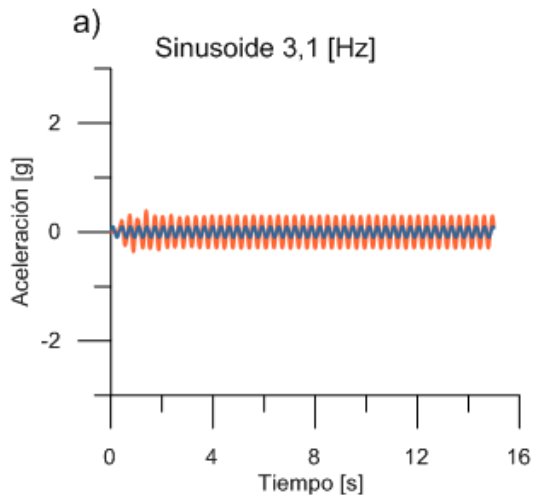
— Sinusioide de entrada — Sinusioide de salida

A.2 Sinusoides obtenidas para columna de arena con modelo constitutivo hiperbólico.





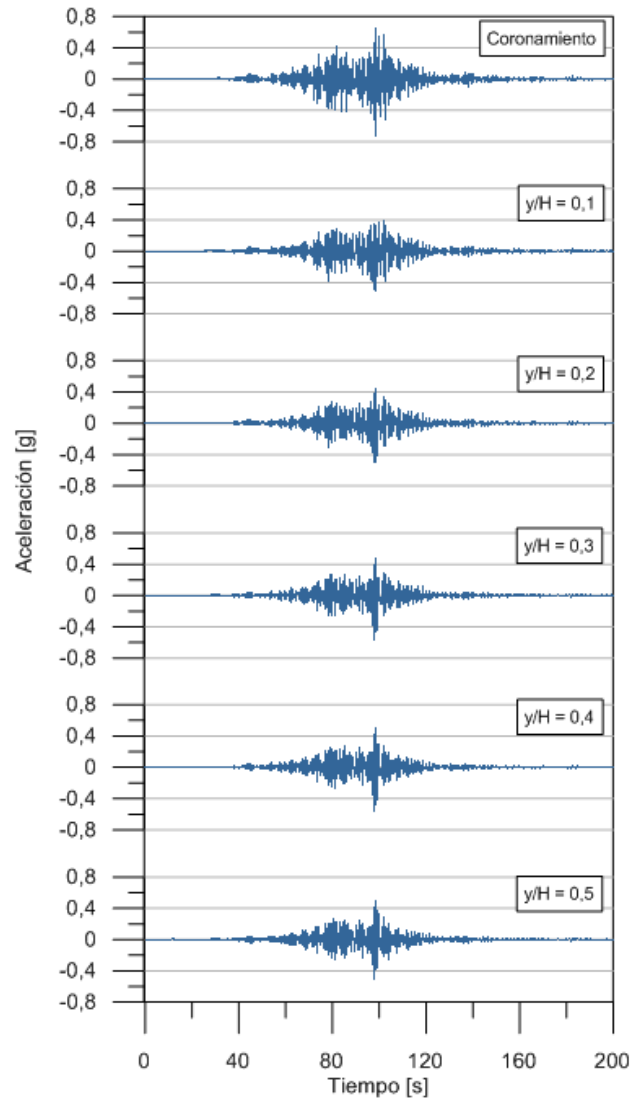
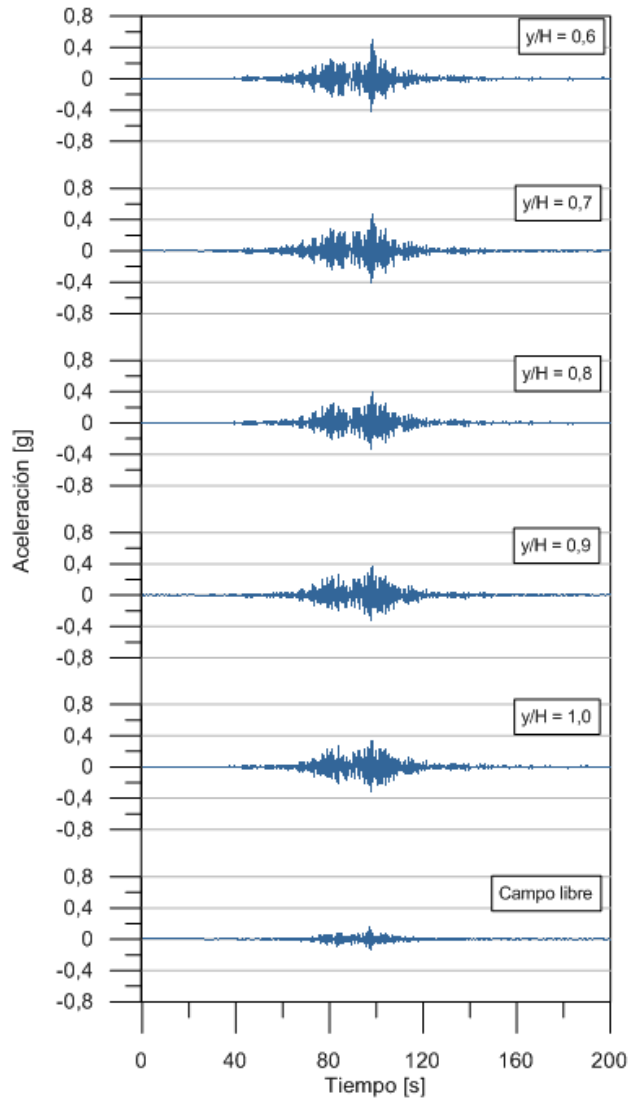
— Sinusoide en superficie — Sinusoide de entrada



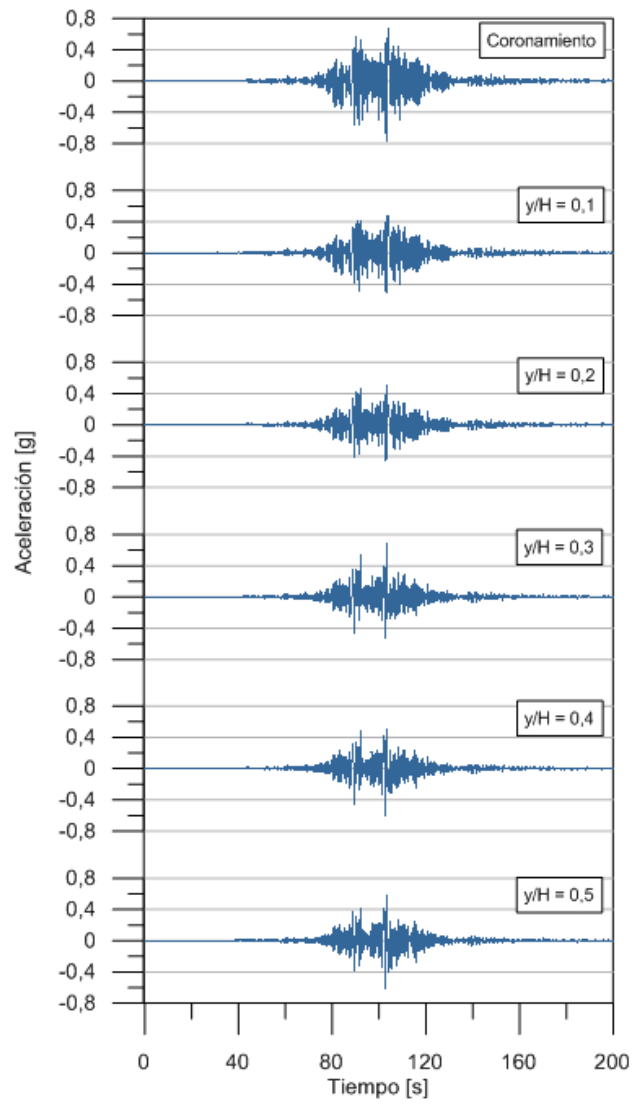
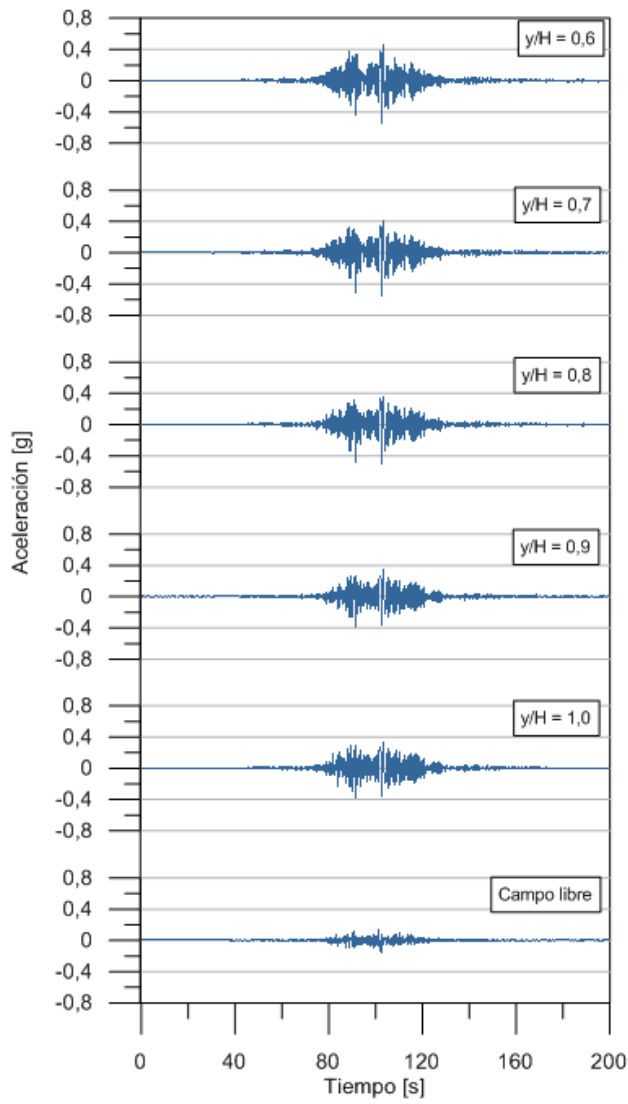
— Sinusoide en superficie — Sinusoide de entrada

A.3 Tiempo-historia de aceleraciones en muro para distintos registros de entrada

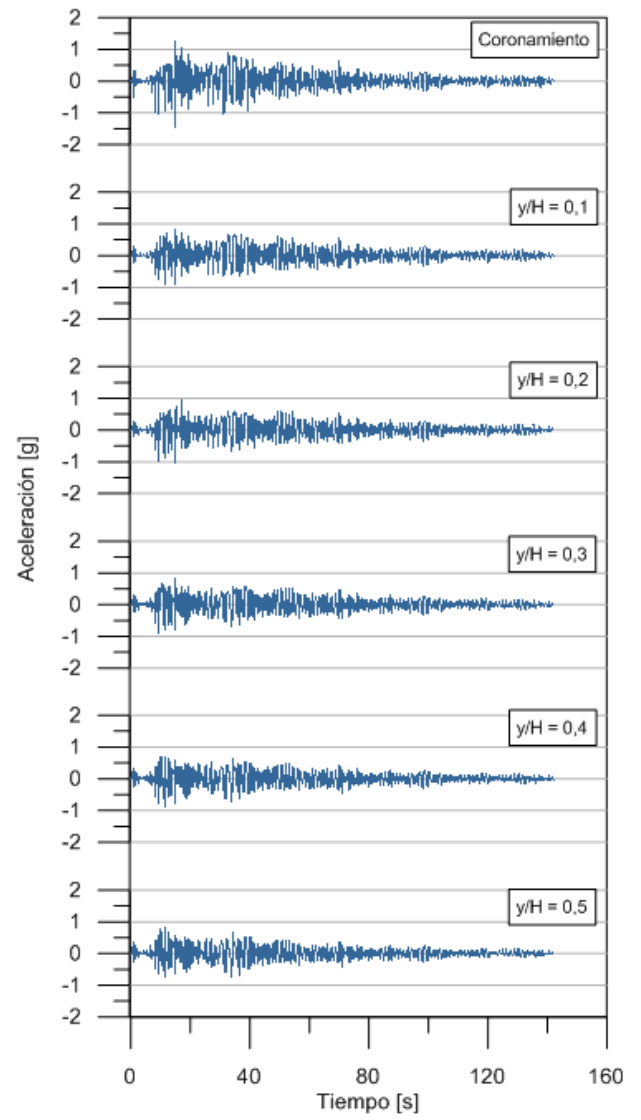
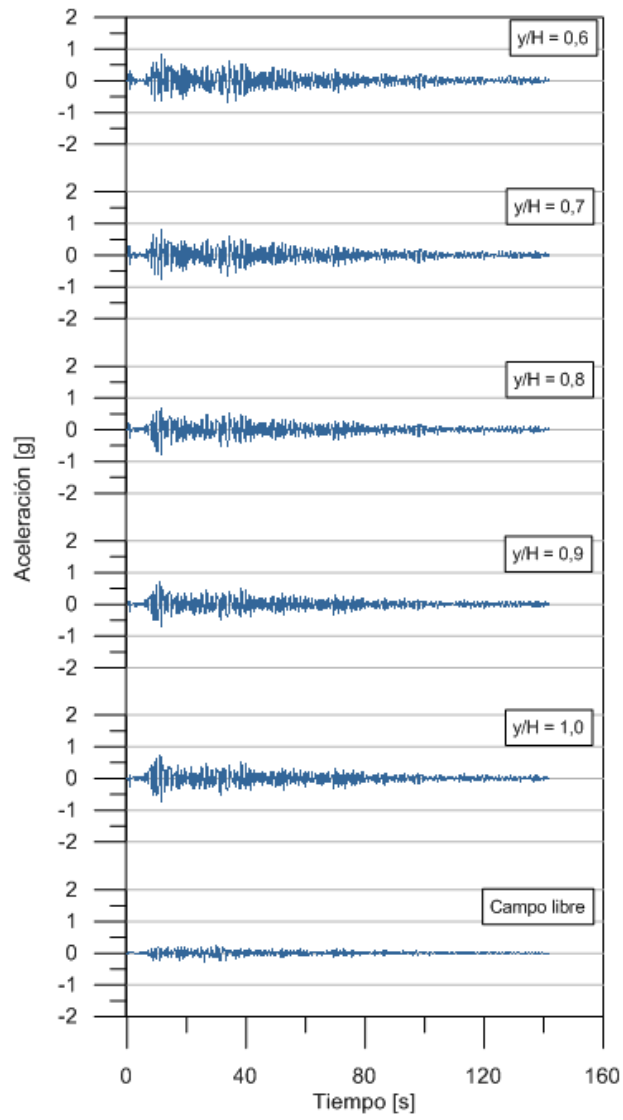
A.3.1 Registro Las Tórtolas NS



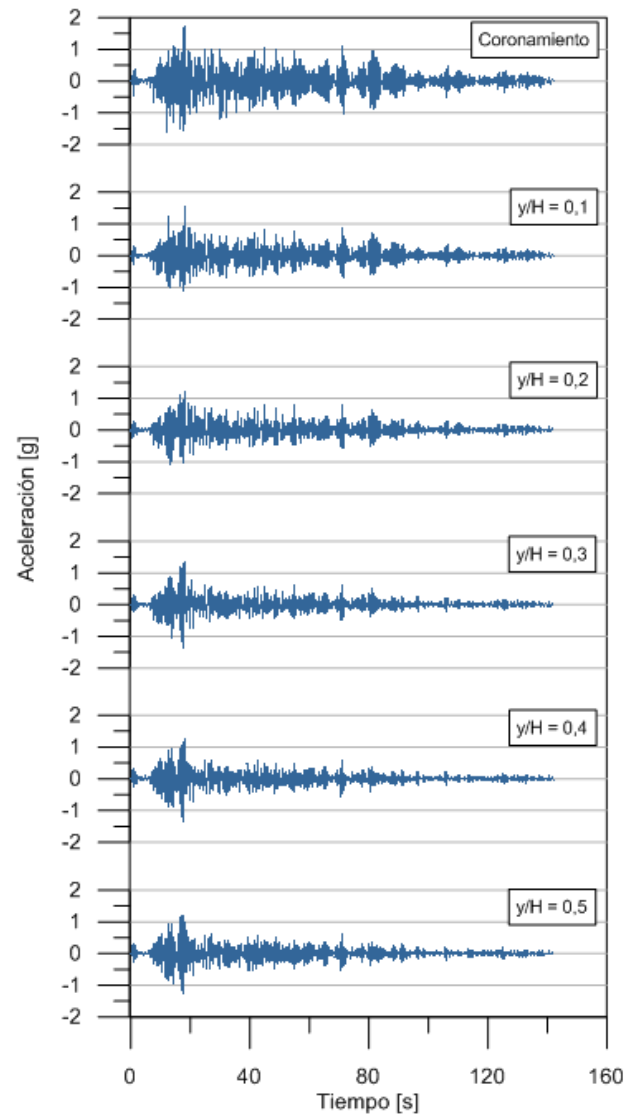
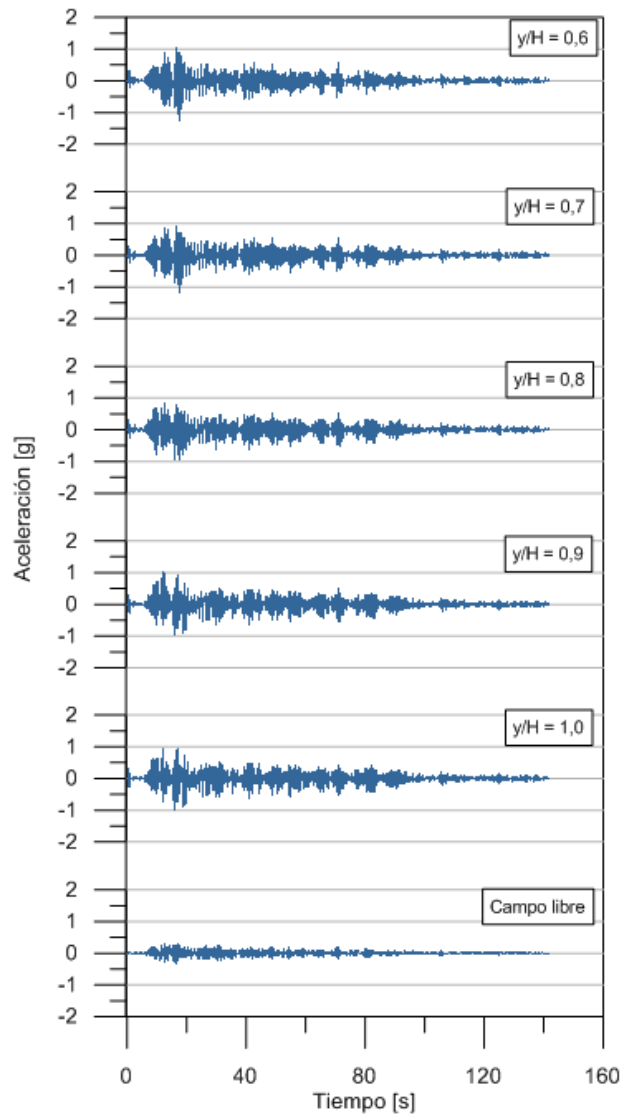
A.3.2 Registro Las Tórtolas EW



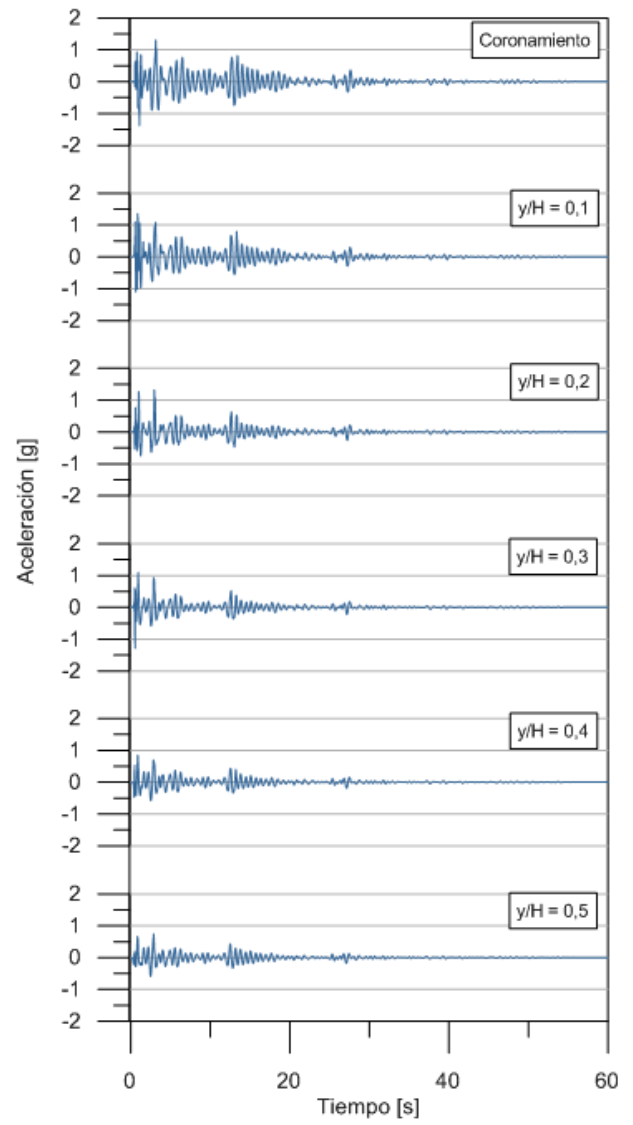
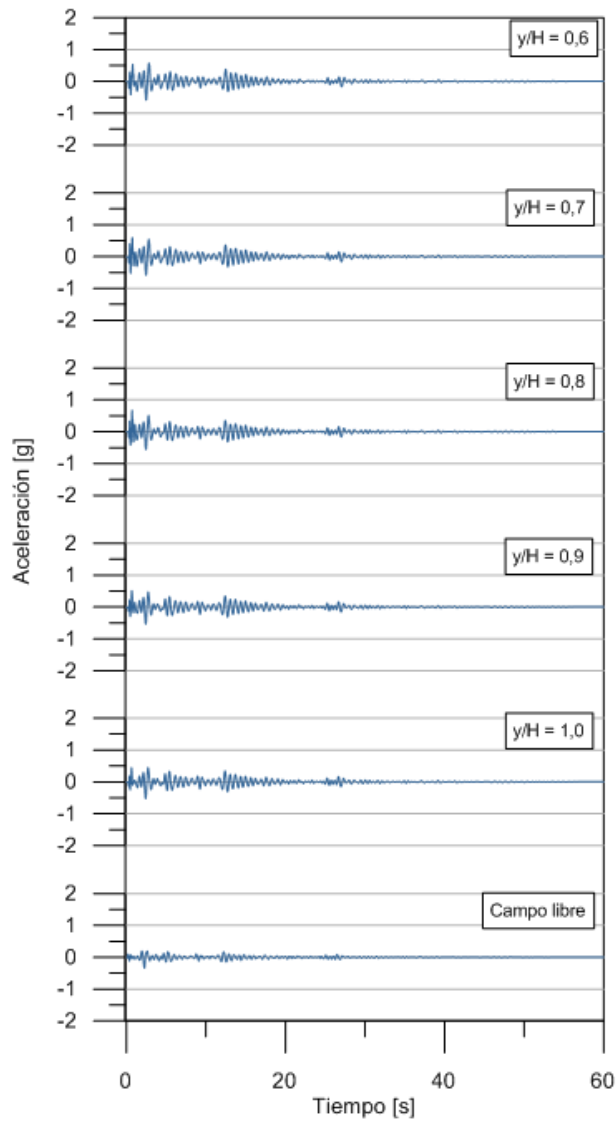
A.3.3 Registro Concepción NS



A.3.4 Registro Concepción EW



A.3.5 Registro El Centro



A.4 Tiempo-historia de aceleraciones en muro para dovelas profundas

