



UNIVERSIDAD DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA PRESA DE  
RELAVES CONSIDERANDO LOS MODELOS CONSTITUTIVOS PM4SAND Y  
HSS**

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGÍSTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA,  
MENCIÓN INGENIERÍA ESTRUCTURAL, SÍSMICA Y GEOTÉCNICA

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

**NICOLÁS ROBERTO VILLANUEVA INOSTROZA**

PROFESOR GUÍA:  
CÉSAR PASTÉN PUCHI

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:  
FELIPE OCHOA CORNEJO  
GONZALO CORRAL JOFRÉ

Este trabajo ha sido financiado por:  
Proyecto FONDECYT N°1190995 y AMTC PIA ANID AFB230001

SANTIAGO DE CHILE  
2024

**RESUMEN DE LA TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE:** Magíster en Ciencias de la Ingeniería, Mención Ingeniería Estructural, Sísmica y Geotécnica  
**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE:** Ingeniero Civil  
**POR:** Nicolás Roberto Villanueva Inostroza  
**FECHA:** 2024  
**PROFESOR GUÍA:** César Pastén Puchi

## **COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA PRESA DE RELAVES CONSIDERANDO LOS MODELOS CONSTITUTIVOS PM4SAND Y HSS**

La práctica actual en el diseño de presas de relaves en Chile contempla un análisis de estabilidad compuesto por cuatro etapas, de acuerdo con el Decreto Supremo 248 del Ministerio de Minería. Una de estas etapas requiere desarrollar análisis dinámicos de la presa que consideren las propiedades dinámicas de los materiales y que estimen los desplazamientos inducidos por los sismos. Además, para presas de más de 30 metros de altura, el Decreto 50 del Ministerio de Obras Públicas exige análisis de deformaciones dinámicas mediante simulaciones numéricas utilizando métodos de elementos finitos o diferencias finitas. La elección del modelo constitutivo adoptado para los materiales de la presa influye significativamente en sus deformaciones. Por esta razón, el objetivo de esta tesis es comparar el comportamiento de un modelo bidimensional de una presa de relaves representativa de la tipología chilena solicitada sísmicamente, utilizando los modelos constitutivos PM4Sand y *Hardening Soil with Small-Strain Stiffness* (HSS). Estos modelos fueron calibrados para que fueran lo más equivalente posible en términos de histéresis y degradación de rigidez en tensión-deformación. Los resultados de esta tesis indican que los desplazamientos horizontales y asentamientos son considerablemente mayores al modelar la presa con el modelo PM4Sand, ya que este modelo acumula deformaciones volumétricas plásticas y no incorpora cohesión, a diferencia del modelo HSS. Por otro lado, los períodos de la presa se alargan al simular su comportamiento con el modelo HSS, lo que es consistente con la degradación de rigidez más acentuada de este modelo. Entre las medidas de intensidad que mejor ajustan los asentamientos de la presa están el potencial destructivo  $P_d$ , la velocidad absoluta acumulada CAV y la velocidad máxima del suelo PGV, dependiendo del modelo constitutivo considerado. La aceleración máxima es el peor predictor de asentamiento para ambos casos. El modelo simplificado de Bray et al. (2018) subestima los desplazamientos horizontales al compararlos con los calculados en las simulaciones numéricas, por lo cual no se recomienda su uso para el tipo de presa analizada en este estudio.

*A Daniela y Gonzalo.*

## Agradecimientos

Quiero empezar por aclarar que las palabras siguientes no son suficientes para describir lo que siento sobre las personas mencionadas, pero solo tengo una página y tengo que ser lo más conciso posible.

Empiezo por agradecer a mis papás, por su amor, por su formación y por hacerme ser lo que soy hoy día. Por muy lejos que estemos, siempre estarán junto a mí. A mi hermano por hacerme compañía cuando éramos chicos, por la música y por traer a la vida a mis sobrinos, que me llenan de alegría cada vez que estoy con ellos.

Agradezco a mi profesor guía, César Pastén. Por aceptar hacer este trabajo conmigo, por preocuparse de que fuera avanzando correctamente y por apoyarme en los momentos que más lo necesité. También agradecerles a los profesores Felipe Ochoa y Gonzalo Corral por aceptar ser parte de la comisión y ayudarme en la etapa final de este trabajo. Agradecer también a los proyectos FONDECYT N°1190995 y AMTC PIA ANID AFB230001 por el apoyo de este trabajo.

Parte importante de que este trabajo saliera adelante fue debido al apoyo de Bas y José. Gracias por siempre estar dispuestos a ayudarme en cualquier momento y a discutir todas las dudas que tuve durante la tesis. Mejores compañeros de investigación no se puede pedir.

Agradecer a mis amigas de Civil: Shantal y Pauli, por apañar en todos los cursos geotécnicos y por los chismes; y Mariana, por ser mi primera amiga de la carrera, por apañar los sábados en la mañana a los terrenos de topo y por las conversaciones de fútbol.

A mis amigos de Civil y de la vida: Mauri, Oscar y Richi. Gracias por estar en las buenas y en las malas, por las juntas para estudiar, por las juntas para carretear y sobre todo las juntas para hablar de la vida. El paso por la universidad fue mucho mejor con ustedes presentes.

A María José, la mejor persona que me pude encontrar en la vida. No me equivoco cuando digo que debo ser de las personas más afortunadas del planeta, ya que me encontré contigo y cambié mi vida completa. Gracias por ser mi compañera y mi mejor amiga. Gracias por hacerme mejor persona, por tu apoyo incondicional y por todo el cariño. Gracias por escuchar mis quejas y mis alegrías. Gracias por tus dibujos y por los papelitos con mensajes de ánimo para las noches que tuve que desvelarme. Gracias por quererme como soy.

# Tabla de contenido

1. Introducción.....	1
1.1. Hipótesis .....	2
1.2. Objetivos .....	2
1.2.1. Objetivo general.....	2
1.2.2. Objetivos específicos.....	2
1.3. Estructura del trabajo .....	2
2. Marco Teórico .....	4
2.1. Modelo constitutivo Hardening Soil with Small-Strain Stiffness.....	4
2.1.1. Módulos de deformación .....	4
2.1.2. Módulo de corte, secante y tangente.....	5
2.2. Modelo constitutivo PM4Sand.....	6
2.2.1. Estado crítico .....	7
2.2.2. Superficies crítica, límite y de dilatancia .....	7
2.2.3. Deformaciones y módulos .....	8
2.3. Medidas de intensidad .....	9
2.4. Densificación por deformación por corte .....	11
2.5. Método de Bray et al. (2018).....	14
2.6. Amortiguamiento .....	15
2.6.1. Amortiguamiento histerético .....	15
2.6.2. Amortiguamiento de Rayleigh.....	16
3. Modelo numérico.....	18
3.1. Geometría de la presa.....	18
3.2. Condiciones de borde .....	21
3.2.1. Condiciones de deformación .....	21
3.2.2. Condiciones dinámicas.....	21
3.3. Frecuencia máxima de análisis .....	22
3.4. Amortiguamiento de Rayleigh .....	24
3.5. Fases de análisis .....	24
3.6. Selección y acondicionamiento de registros .....	25
4. Selección de parámetros de modelos constitutivos .....	27

4.1.	Parámetros del modelo HSS.....	27
4.2.	Parámetros del modelo PM4Sand .....	27
4.2.1.	Parámetros que controlan el módulo de corte .....	28
4.2.2.	Parámetros que controlan deformación volumétrica.....	30
4.2.3.	Otros parámetros.....	32
4.2.4.	Curvas de degradación de rigidez .....	32
4.2.5.	Curva de amortiguamiento histerético .....	35
4.3.	Modelos de fundación y relaves.....	35
4.4.	Resumen de parámetros.....	36
5.	Resultados de análisis dinámicos .....	38
5.1.	Esfuerzos en la presa.....	38
5.2.	Comparación de desplazamientos horizontales y asentamientos.....	39
5.3.	Asentamientos por densificación.....	41
5.4.	Amplificación sísmica .....	44
5.5.	Eficiencia de medidas de intensidad .....	47
5.6.	Desplazamientos con método de Bray et al. (2018).....	52
6.	Discusión.....	57
7.	Conclusiones y recomendaciones.....	59
7.1.	Conclusiones.....	59
7.2.	Recomendaciones.....	60
8.	Bibliografía .....	61
	Anexos .....	64
	Anexo A: Software PLAXIS 2D - SoilTest.....	64
	Anexo B: Ensayos SoilTest CDSS.....	65
	Anexo C: Desplazamientos horizontales y asentamientos en puntos de control en el coronamiento .....	71
	Anexo D: FFT y Sa .....	72

## Índice de Tablas

Tabla 1 : Modelos utilizados por fase. ....	24
Tabla 2: Características de registros sísmicos utilizados. ....	25
Tabla 3: Parámetros utilizados para la fundación con el modelo Lineal elástico. ....	36
Tabla 4: Parámetros utilizados para los relaves con el modelo Mohr-Coulomb. ....	36
Tabla 5: Parámetros utilizados para la presa con el modelo HSS. ....	36
Tabla 6: Parámetros utilizados para la presa con el modelo PM4Sand. ....	37
Tabla 7: Resumen de parámetros método de Duku et al. ....	42
Tabla 8: Asentamientos por densificación para $N = 5$ y $N = 20$ . ....	43
Tabla 9: Valores de $a_0$ , $a_1$ y RMSE de las curvas de ajuste de los asentamientos en función de cada medida de intensidad. ....	49
Tabla 10: Valor de $R^2$ para modelos PM4Sand y HSS y para datos recolectados por Swaisgood, para escalas Logarítmico-Lineal y Logarítmico-Logarítmico. ....	52
Tabla 11: Resumen de parámetros del método de Bray. ....	53
Tabla 12: Aceleración espectral $S_a(1.5T_s)$ de cada simulación en superficie libre. ....	54
Tabla 13: Desplazamientos horizontales calculados con el método de Bray et al. (2018) ..... .....	55
Tabla 14: Desplazamientos horizontales y asentamientos para modelos PM4Sand y HSS, para puntos de monitoreo aguas arriba, centro y aguas abajo del coronamiento. ....	71

## Índice de Figuras

Figura 1: Gráfico de módulo de corte vs deformación por corte, con curvas $G_s$ y $G_t$ (Modificado de PLAXIS, 2022c). ....	6
Figura 2: Esquema de superficies de fluencia, crítica, límite y de dilatancia en el espacio q-p (Boulanger y Ziotopoulou, 2018). ....	8
Figura 3: Parámetro $R$ como función de la densidad relativa $DR$ (Duku et al. 2008). ....	12
Figura 4: Deformación vertical normalizada vs número de ciclos (Duku et al. 2008). ....	13
Figura 5: Potenciales superficie desplazamiento para estructuras de tierra (Bray y Macedo, 2021). ....	15
Figura 6: Curva típica de comportamiento histerético (Ishihara, 1996). ....	16
Figura 7: Modelo, geometría y puntos de monitoreo de la presa de relaves estudiada. Figura no está a escala. ....	18
Figura 8: Modelo numérico de la presa de relaves estudiada. ....	19
Figura 9: Mallado del modelo numérico. ....	19
Figura 10: Mallado del modelo numérico de la presa. ....	20
Figura 11: Elemento $15$ -node (PLAXIS, 2022d). ....	23
Figura 12: Amortiguamiento de Rayleigh en función de la frecuencia. ....	24

Figura 13: Variación del módulo de corte G con respecto a parámetros de modelo PM4Sand.....	29
Figura 14: Ensayo en SoilTest para calcular deformación volumétrica. ....	30
Figura 15: Variación de $\epsilon_v$ lineal y $m\epsilon_v$ como función de los parámetros del modelo PM4Sand.....	31
Figura 16: Ensayo CDSS en SoilTest para $\sigma_v = 0.2$ MPa, a) $\Delta\gamma_{xy} = 0.0001\%$ , b) $\Delta\gamma_{xy} = 0.001\%$ , c) $\Delta\gamma_{xy} = 0.01\%$ , d) $\Delta\gamma_{xy} = 0.1\%$ , e) $\Delta\gamma_{xy} = 1\%$ , f) $\Delta\gamma_{xy} = 3\%$ .....	33
Figura 17: Curvas de degradación de rigidez para $\sigma_v$ igual a a) 0.1 MPa, b) 0.2 MPa, c) 0.3 MPa, d) 0.5 MPa, e) 0.8 MPa y f) 1.0 MPa.....	34
Figura 18: Comparación del (a) módulo de corte a pequeñas deformaciones y b) velocidad de onda de corte en profundidad.....	34
Figura 19: Curva de amortiguamiento de modelos PM4Sand y HSS para a) $\sigma_v = 0.1$ MPa y b) $\sigma_v = 0.5$ MPa.....	35
Figura 20: Esfuerzos verticales en la presa luego de la fase de carga de gravedad.....	38
Figura 21: Esfuerzos verticales en la presa luego de carga dinámica de registro N°2...38	
Figura 22: a) Comparación de los desplazamientos horizontales y b) asentamientos registrados en el coronamiento utilizando los modelos PM4Sand y HSS. ....	39
Figura 23: Desplazamientos horizontales de corrida de registro N°2 y potencial superficie de falla determinada por el método de equilibrio límite. ....	40
Figura 24: Asentamientos de corrida de registro N°2.....	40
Figura 25: Deformaciones volumétricas de corrida de registro N°2. ....	40
Figura 26: Deformación por corte en el tiempo para puntos de monitoreo en la presa para registro N°1. ....	42
Figura 27: Comparación de asentamientos para casos (a) sin densificación, con densificación para (b) N = 5 y (c) N = 20. ....	44
Figura 28: Pulsos para PGA igual a 0.01 g, 0.05 g y 0.1 g.....	44
Figura 29: Razón espectral de registros utilizando FFT, con máximos en función del PGA. ....	45
Figura 30: Razón espectral de registros utilizando $S_a$ , con máximos en función del PGA. ....	46
Figura 31: Asentamientos en el centro del coronamiento en función de a) PGA, b) PGV, c) CAV, d) IA, e) Pd y f) $S_a(T_0)$ .....	48
Figura 32: Resumen de RMSE del ajuste de medidas de intensidad y asentamiento del coronamiento en presas modeladas con PM4Sand, HSS y HSS* del trabajo de Pastén et al. (2023). ....	50
Figura 33: RMSE de la aceleración espectral en función del período.....	50
Figura 34: Asentamiento relativo y niveles de daño de presas (Swaisgood, 2013).....	51
Figura 35: Asentamiento relativo del coronamiento y líneas de tendencia para modelos PM4Sand y HSS y para datos reportados por Swaisgood (2013) en escalas a) Logarítmica-Lineal y b) Logarítmica-Logarítmica. ....	51
Figura 36: Estimación de parámetro $k_y$ con superficie de falla desde centro del coronamiento.....	53



Figura 37: Comparación de desplazamientos horizontales utilizando modelo numérico y método de Bray et al. (2018) para a) $T_s = 0.2$ s y b) $T_s = 0.4$ s. ....	55
Figura 38: Ejemplo de desplazamiento horizontal con modelo numérico y curva de isodesplazamiento con método de Bray et al. para $T_s = 0.2$ s. ....	56
Figura 39: Ejemplo de desplazamiento horizontal con modelo numérico y curva de isodesplazamiento con método de Bray et al para $T_s = 0.4$ s. ....	56
Figura 40: a) Desplazamientos horizontales y b) asentamientos al reducir la cohesión de 10 kPa a 5 kPa para el modelo HSS. ....	57
Figura 41: Interfaz herramienta SoilTest. ....	64
Figura 42: Ensayo CDSS en SoilTest para $\sigma_v = 0.1$ MPa, a) $\Delta\gamma_{xy} = 0.0001\%$ , b) $\Delta\gamma_{xy} = 0.001\%$ , c) $\Delta\gamma_{xy} = 0.01\%$ , d) $\Delta\gamma_{xy} = 0.1\%$ , e) $\Delta\gamma_{xy} = 1\%$ , f) $\Delta\gamma_{xy} = 3\%$ . ....	65
Figura 43: Ensayo CDSS en SoilTest para $\sigma_v = 0.2$ MPa, a) $\Delta\gamma_{xy} = 0.0001\%$ , b) $\Delta\gamma_{xy} = 0.001\%$ , c) $\Delta\gamma_{xy} = 0.01\%$ , d) $\Delta\gamma_{xy} = 0.1\%$ , e) $\Delta\gamma_{xy} = 1\%$ , f) $\Delta\gamma_{xy} = 3\%$ . ....	66
Figura 44: Ensayo CDSS en SoilTest para $\sigma_v = 0.3$ MPa, a) $\Delta\gamma_{xy} = 0.0001\%$ , b) $\Delta\gamma_{xy} = 0.001\%$ , c) $\Delta\gamma_{xy} = 0.01\%$ , d) $\Delta\gamma_{xy} = 0.1\%$ , e) $\Delta\gamma_{xy} = 1\%$ , f) $\Delta\gamma_{xy} = 3\%$ . ....	67
Figura 45: Ensayo CDSS en SoilTest para $\sigma_v = 0.5$ MPa, a) $\Delta\gamma_{xy} = 0.0001\%$ , b) $\Delta\gamma_{xy} = 0.001\%$ , c) $\Delta\gamma_{xy} = 0.01\%$ , d) $\Delta\gamma_{xy} = 0.1\%$ , e) $\Delta\gamma_{xy} = 1\%$ , f) $\Delta\gamma_{xy} = 3\%$ . ....	68
Figura 46: Ensayo CDSS en SoilTest para $\sigma_v = 0.8$ MPa, a) $\Delta\gamma_{xy} = 0.0001\%$ , b) $\Delta\gamma_{xy} = 0.001\%$ , c) $\Delta\gamma_{xy} = 0.01\%$ , d) $\Delta\gamma_{xy} = 0.1\%$ , e) $\Delta\gamma_{xy} = 1\%$ , f) $\Delta\gamma_{xy} = 3\%$ . ....	69
Figura 47: Ensayo CDSS en SoilTest para $\sigma_v = 1.0$ MPa, a) $\Delta\gamma_{xy} = 0.0001\%$ , b) $\Delta\gamma_{xy} = 0.001\%$ , c) $\Delta\gamma_{xy} = 0.01\%$ , d) $\Delta\gamma_{xy} = 0.1\%$ , e) $\Delta\gamma_{xy} = 1\%$ , f) $\Delta\gamma_{xy} = 3\%$ . ....	70
Figura 48: FFT en superficie y en centro del coronamiento para modelos PM4Sand y HSS, con máximos en función de PGA. ....	72
Figura 49: Sa en superficie y en centro del coronamiento para modelos PM4Sand y HSS, con máximos en función de PGA. ....	73

# 1. Introducción

La práctica actual en el diseño de presas de relaves en Chile contempla un análisis de estabilidad compuesto por cuatro etapas, de acuerdo con el Decreto Supremo 248 (2007). Una de estas etapas requiere análisis dinámicos de la presa que consideren las propiedades dinámicas de los materiales y que estimen los desplazamientos inducidos por los sismos. Además, para presas de más de 30 metros de altura, el Decreto 50 (2015) exige análisis de deformaciones dinámicas mediante simulaciones numéricas utilizando métodos de elementos finitos o diferencias finitas.

La elección del modelo constitutivo adoptado para los materiales de la presa influye de manera significativa en las deformaciones de esta. Por esta razón, este estudio examina el uso de los modelos constitutivos no lineales PM4Sand, desarrollado por Boulanger y Ziotopoulou (2018) y Hardening Soil with Small Strain Stiffness (HSS) en la simulación dinámica de una presa de relaves modelada con el software PLAXIS 2D V22.02, sometida a diferentes registros sísmicos seleccionados. Si bien el modelo PM4Sand fue formulado para simular comportamientos cíclicos no-drenados de arenas, permite también simular condiciones de carga cíclica drenadas con acumulación de deformaciones volumétricas. Por otro lado, el modelo HSS solo puede simular condiciones de carga cíclicas drenadas, pero sin acumulación de deformaciones volumétricas plásticas. Para fines de este estudio, solo se analiza la condición drenada de una presa de 50 metros de altura con taludes  $H:V=2.2:1$ , tanto aguas arriba como aguas abajo.

El modelo PM4Sand se ha utilizado casi exclusivamente para estudiar el comportamiento no drenado y evaluar el potencial de licuación de arenas. Portugal (2019) y Toloza (2018) estudiaron fundaciones de estructuras para evaluar la licuación del suelo de fundación. Parra (2016) estudió el comportamiento cíclico de la arena de Ottawa, presentando dos calibraciones distintas con el modelo PM4Sand para el potencial de licuación de esta. Labanda et al. (2021) estudiaron una presa de relaves construida con el método aguas arriba, considerando ensayos de Corte Directo Simple Cíclico (CDSS, por sus siglas en inglés) para la calibración de algunos de los parámetros del modelo PM4Sand y seleccionando otros de estos parámetros al tomar como base el modelo NorSand, de manera similar a como se hace con el modelo HSS en la presente investigación.

El modelo HSS se ha usado en mayor variedad de aplicaciones. Barrios (2019) lo utilizó para simular el comportamiento de un material de empréstito de un embalse de relaves y analizar su comportamiento dinámico. Aravena (2020) aplicó el modelo para caracterizar los suelos finos del sector oriente de Santiago, con el propósito de estudiar el comportamiento sísmico de pilas discontinuas con anclajes inyectados. Chiorino (2023) utilizó este modelo para la caracterización de los suelos finos del norte de la cuenca de Santiago, con el objetivo de comparar la amplificación sísmica de la cuenca al caracterizar estos suelos con un modelo no lineal y uno lineal.

## 1.1. Hipótesis

La acumulación de deformaciones volumétricas plásticas generadas durante carga sísmica produce mayores desplazamientos en una presa de relaves representativa de la práctica chilena, sometida a sismos de subducción.

## 1.2. Objetivos

### 1.2.1. Objetivo general

El objetivo general de esta tesis es comparar el comportamiento de un modelo bidimensional de una presa de relaves representativa de la tipología chilena solicitada sísmicamente, utilizando los modelos constitutivos PM4Sand y HSS.

### 1.2.2. Objetivos específicos

Los objetivos específicos de esta tesis son:

1. Seleccionar los parámetros del modelo constitutivo PM4Sand, teniendo como base los parámetros del modelo HSS.
2. Comparar los desplazamientos horizontales y verticales en el coronamiento y analizar la respuesta sísmica del muro simulado sometido a distintos registros sísmicos, al utilizar los modelos constitutivos PM4Sand y HSS.
3. Comparar la eficiencia de distintas medidas de intensidad al evaluar el asentamiento en el coronamiento de la presa.
4. Comparar los resultados de los desplazamientos horizontales calculados numéricamente con los del método de Bray et al. (2018).

## 1.3. Estructura del trabajo

El presente trabajo se desarrolla en 6 capítulos, además de esta introducción. En el Capítulo 2 se presenta el marco teórico, que incluye la descripción de los modelos constitutivos y el respaldo teórico para el análisis dinámico.

El Capítulo 3 muestra la geometría y las partes del modelo de la presa de relaves, las condiciones de borde utilizadas, las fases utilizadas para el análisis y la forma en que se seleccionaron y acondicionaron los registros sísmicos.

En el Capítulo 4 se presenta la selección de los parámetros del modelo constitutivo HSS y la calibración y selección de los parámetros del modelo constitutivo PM4Sand, ambos para ser usados como material para la presa. También se presenta la selección de los parámetros para la fundación y los relaves, con los modelos constitutivos Lineal elástico y Mohr-Coulomb, respectivamente.

El Capítulo 5 presenta los resultados del análisis dinámico del embalse, que incluye los desplazamientos horizontales y asentamientos en el coronamiento, el cálculo de asentamientos por densificación al usar el modelo HSS, la amplificación sísmica en la presa, la eficiencia de las medidas de intensidad seleccionadas para calcular asentamientos en el coronamiento y la comparación de desplazamientos al utilizar el método de Bray et al. (2018).

Por último, en el Capítulo 6 se discuten los resultados y en el Capítulo 7 se entregan las principales conclusiones y recomendaciones del trabajo.

## 2. Marco Teórico

### 2.1. Modelo constitutivo Hardening Soil with Small-Strain Stiffness

El modelo Hardening Soil with Small-Strain Stiffness (HSS, PLAXIS 2022c) es una extensión del modelo Hardening Soil (HS). La principal diferencia entre los modelos HS y HSS, es que el último incorpora el módulo de corte secante de referencia ( $G_0^{ref}$ ) y la deformación angular para la cual el módulo de corte  $G_s$  se reduce a un 72.2% ( $\gamma_{0.7}$ ).

#### 2.1.1. Módulos de deformación

El modelo HSS requiere de tres módulos de deformación: el módulo de deformación al 50% de la carga última, el módulo de deformación de carga y descarga y el módulo de deformación edométrico, denotados como  $E_{50}$ ,  $E_{ur}$  y  $E_{oed}$ , respectivamente.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos(\phi) - \sigma'_3 \sin(\phi)}{c \cos(\phi) + p^{ref} \sin(\phi)} \right)^m \quad (1)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cos(\phi) - \sigma'_3 \sin(\phi)}{c \cos(\phi) + p^{ref} \sin(\phi)} \right)^m \quad (2)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cos(\phi) - \frac{\sigma'_3}{K_0^{NC}} \sin(\phi)}{c \cos(\phi) + p^{ref} \sin(\phi)} \right)^m \quad (3)$$

Donde  $p^{ref}$  es el confinamiento de referencia,  $E_{50}^{ref}$  es el módulo de deformación al 50% de la carga última al confinamiento de referencia,  $E_{ur}^{ref}$  es el módulo de deformación de carga y descarga al confinamiento de referencia,  $E_{oed}^{ref}$  es el módulo de deformación edométrico al confinamiento de referencia,  $c$  es la cohesión,  $\phi$  es el ángulo de fricción interna,  $m$  es un parámetro que captura la dependencia de la rigidez por confinamiento y  $K_0^{NC}$  es el coeficiente de empuje en reposo, el que se describe con la ecuación (4).

$$K_0^{NC} = 1 - \sin(\phi) \quad (4)$$

Para casos donde no se posea información sobre los módulos  $E_{ur}^{ref}$  y  $E_{oed}^{ref}$ , Obruzd y Truty (2018) recomiendan que el primero sea entre 2 a 6 veces el módulo  $E_{50}^{ref}$  y que  $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$ .

### 2.1.2. Módulo de corte, secante y tangente

En el modelo HSS también se definen los módulos de corte  $G_0$ , secante  $G_s$  y tangente  $G_t$ , los cuales se expresan en las ecuaciones (5), (6) y (7), respectivamente.

$$G_0 = G_0^{ref} \left( \frac{c \cos(\phi) - \sigma'_3 \sin(\phi)}{c \cos(\phi) + p^{ref} \sin(\phi)} \right)^m \quad (5)$$

$$G_s = \frac{G_0}{1 + a \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}} \quad (6)$$

$$G_t = \frac{G_0}{\left(1 + a \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}\right)^2} \leq G_{ur} \quad (7)$$

Donde  $\gamma$  es la deformación por corte y  $a$  es una constante igual a 0.385, que genera que  $G_s/G_0$  sea igual a 0.722 para el valor de  $\gamma_{0.7}$  adoptado. De la ecuación (7) se observa que el módulo de corte tangente tiene como valor límite  $G_{ur}$  el que se define en la ecuación (8).

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (8)$$

Donde  $\nu_{ur}$  es el módulo de Poisson en carga y descarga. El mínimo valor de  $G_t$  se puede relacionar con una deformación angular máxima ( $\gamma_{CHSS}$ ) (Brinkgreve et al. 2007) que se obtiene con la ecuación (9), la que a la vez limita el valor máximo del amortiguamiento histerético.

$$\gamma_{CHSS} = \frac{\gamma_{0.7}}{a} \left( \sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) \quad (9)$$

En la Figura 1 se presenta un ejemplo de la relación entre el módulo de corte y la deformación por corte, junto con las curvas  $G_s$  y  $G_t$ , y con el valor de  $G_{ur}$ , que limita la curva  $G_t$ .

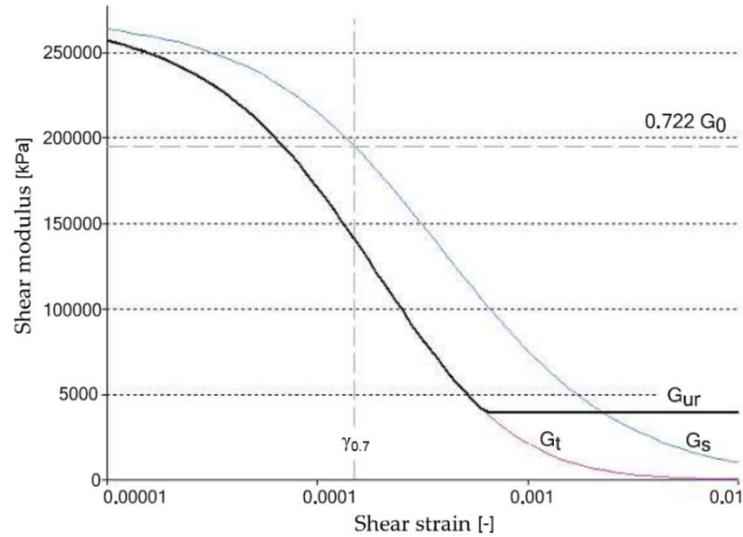


Figura 1: Gráfico de módulo de corte vs deformación por corte, con curvas  $G_s$  y  $G_t$  (Modificado de PLAXIS, 2022c).

## 2.2. Modelo constitutivo PM4Sand

El modelo PM4Sand desarrollado por Boulanger y Ziotopoulou (2018) en la versión 3.1, es un modelo elasto plástico diseñado para arenas. Una de las características del modelo es que el comportamiento está restringido a deformaciones planas, por lo que su formulación está por completo desarrollada en dos dimensiones. Lo que diferencia a este modelo es la inclusión de una componente de deformación volumétrica en la parte plástica. El incremento de deformación volumétrica total  $d\epsilon_v$  se divide en una componente elástica y otra plástica, como se detalla en la ecuación (10).

$$d\epsilon_v = d\epsilon_v^{el} + d\epsilon_v^{pl} \quad (10)$$

Donde  $d\epsilon_v^{el}$  es el incremento de deformación volumétrica elástica y  $d\epsilon_v^{pl}$  es el incremento de deformación volumétrica plástica.

### 2.2.1. Estado crítico

Es común que la línea de estado crítico esté relacionada con el índice de vacíos, tal como se presenta en el trabajo de Dafalias y Manzari (2004). PM4Sand, por el contrario, utiliza el índice de parámetro de estado relativo  $\xi_R$  de la ecuación (11).

$$\xi_R = D_{R,cs} - D_R \quad (11)$$

Donde  $D_R$  es la densidad relativa del suelo, la que puede ser determinada con el índice de vacíos máximo ( $e_{max}$ ) y con el índice de vacíos mínimo ( $e_{min}$ ), cuyos valores recomendados son 0.8 y 0.5, respectivamente y  $D_{R,cs}$  es la densidad relativa en el estado crítico, la que se calcula con la ecuación (12).

$$D_{R,cs} = \frac{R}{Q - \ln\left(100 \frac{p}{p_A}\right)} \quad (12)$$

Con  $Q$  y  $R$  parámetros de la línea de estado crítico, los que cuentan por valores recomendados de 10 y 1.5, respectivamente,  $p$  es el esfuerzo efectivo medio, definido en la ecuación (13) y  $p_A$  es la presión atmosférica, con un valor por defecto de 101.3 kPa.

$$p = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy}}{2} \quad (13)$$

### 2.2.2. Superficies crítica, límite y de dilatancia

Este modelo incorpora las superficies crítica, límite y de dilatancia, siguiendo el estudio de Dafalias y Manzari, pero de forma simplificada, al hacer que el ángulo de fricción sea el mismo para compresión y extensión, por lo que la razón límite ( $M^b$ ) y de dilatancia ( $M^d$ ) se pueden relacionar con la razón de estado crítico ( $M$ ) con las ecuaciones (14) y (15) y donde  $M$  se presenta en la ecuación (16).



$$M^b = M \cdot \exp(-n^b \xi_R) \quad (14)$$

$$M^d = M \cdot \exp(n^d \xi_R) \quad (15)$$

$$M = 2 \cdot \sin(\phi_{cv}) \quad (16)$$

Los parámetros  $n^b$  y  $n^d$  controlan las superficies límite y de dilatancia, con valores recomendados de 0.5 y 0.1, respectivamente.  $\phi_{cv}$  es el ángulo de fricción interna para volumen constante. Las tres superficies descritas junto con la superficie de fluencia se pueden ver en el plano q-p en la Figura 2, con  $q = \sigma_{yy} - \sigma_{xx}$ .

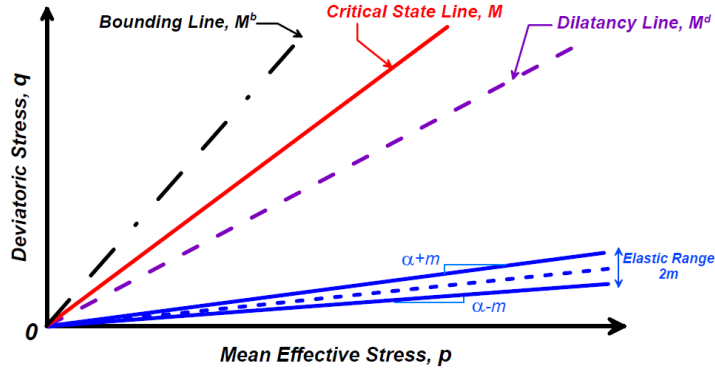


Figura 2: Esquema de superficies de fluencia, crítica, límite y de dilatancia en el espacio q-p (Boulanger y Ziotopoulou, 2018).

### 2.2.3. Deformaciones y módulos

Los incrementos en el tensor de deformación deviatorica elástica  $de^{el}$  y en la deformación volumétrica elástica  $d\epsilon_v^{el}$  se calculan con las ecuaciones (17) y (18), respectivamente.

$$de^{el} = \frac{ds}{2G} \quad (17)$$

$$d\epsilon_v^{el} = \frac{dp}{K} \quad (18)$$

Donde  $s$  es el tensor deviatorico de esfuerzos,  $G$  es el módulo de corte elástico y  $K$  es el módulo de compresibilidad. Los módulos  $G$  y  $K$  se definen en las ecuaciones (19) y (20).

$$G = G_0 p_A \left( \frac{p}{p_A} \right)^{1/2} C_{SR} \quad (19)$$

$$K = \frac{2(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)} G \quad (20)$$

Donde  $G_0$  es el coeficiente del módulo de corte,  $\nu$  es el módulo de Poisson y  $C_{SR}$  es un parámetro que toma en cuenta el efecto entre razón de esfuerzos, el que se describe con la ecuación (21).

$$C_{SR} = 1 - C_{SR,o} \cdot \left( \frac{M}{M^b} \right)^{m_{SR}} \quad (21)$$

Donde  $C_{SR,o}$  y  $m_{SR}$  son constantes. Boulanger y Ziotopoulou (2018) reportaron que los modelos ajustados funcionan bien con  $C_{SR,o} = 0.5$  y  $m_{SR} = 4$ .

La deformación volumétrica plástica  $D_p$  es inversamente proporcional a  $h_p$  (ecuación (22)), que se define en la ecuación (23).

$$D_p \propto \frac{1}{h_p} \quad (22)$$

$$h_p = \begin{cases} h_{p0} \exp(-0.7 + 7.0(0.5 - \xi_R)^2) & \text{si } \xi_R \leq 0.5 \\ h_{p0} \exp(-0.7) & \text{si } \xi_R > 0.5 \end{cases} \quad (23)$$

Donde el parámetro  $h_{p0}$  es la tasa de contracción que debe ser calibrada considerando que entre mayor sea este valor, menor serán las deformaciones volumétricas plásticas.

### 2.3. Medidas de intensidad

Las medidas de intensidad son índices que se utilizan para cuantificar la magnitud del movimiento sísmico registrado en un sitio. Para efectos de este trabajo, se escogen seis medidas para evaluar su eficiencia al evaluar el asentamiento en el coronamiento de la presa. Algunas de estas medidas están relacionadas con la duración completa del

registro, mientras que otras consideran solo un instante del movimiento. Estas medidas se pueden relacionar con parámetros de demanda ingenieril, siendo los más comunes para embalses el desplazamiento horizontal y vertical del coronamiento. A continuación, se presentan las definiciones de las medidas de intensidad consideradas.

- Aceleración máxima del suelo (PGA)

La aceleración máxima del suelo (PGA, por sus siglas en inglés *peak ground acceleration*) se define como el valor máximo del registro de aceleración  $a(t)$  en valor absoluto, por lo que su valor considera un solo instante del registro.

$$PGA = \max|a(t)| [g] \quad (24)$$

- Velocidad máxima del suelo (PGV)

De manera similar al PGA, la velocidad máxima del suelo (PGV, por sus siglas en inglés *peak ground velocity*) se define como el valor máximo del registro de velocidad  $v(t)$  en valor absoluto.

$$PGV = \max|v(t)| [cm/s] \quad (25)$$

- Velocidad absoluta acumulada (CAV)

La velocidad absoluta acumulada (CAV, por sus siglas en inglés *cumulative absolute velocity*) se define como la integral con respecto al tiempo del registro de aceleración en valor absoluto, por lo que se utiliza todo el registro para su cálculo.

$$CAV = \int_0^{t_f} |a(t)| dt [g \cdot s] \quad (26)$$

- Intensidad de Arias (IA)

Al igual que con el CAV, la Intensidad de Arias (IA) se calcula utilizando el registro completo. La definición de la Intensidad de Arias se muestra en la ecuación (27).

$$IA = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a(t)^2 dt \text{ [cm/s]} \quad (27)$$

Donde  $g$  corresponde a la aceleración de gravedad.

- Potencial destructivo (Pd)

El potencial destructivo (Pd) se calcula como la Intensidad de Arias normalizada por la intensidad de cruces por cero ( $v_0$  [cruces/s]) al cuadrado, con la ecuación (28).

$$Pd = \frac{IA}{v_0^2} \text{ [cm} \cdot \text{s]} \quad (28)$$

La intensidad de cruces por cero se define como la cantidad de veces que el registro cruza el cero en el registro de aceleración, dividido por el tiempo completo del registro. Si bien hay otras formas de definir este término, se decidió por simplificar su cálculo con la forma descrita.

- Aceleración espectral [Sa(T)]

La aceleración espectral Sa(T) medida en [ $g$ ] corresponde a la máxima aceleración de un oscilador de un grado de libertad de período T cuando es sometido a un movimiento sísmico. En particular, en este trabajo se considerará la aceleración espectral para el período fundamental de la presa  $T_0$ , calculado con un amortiguamiento del 5%.

## 2.4. Densificación por deformación por corte

En el trabajo desarrollado por Duku et al. (2008), se establece una relación entre la amplitud de deformación por corte cíclica uniforme  $\gamma_c$  con la deformación volumétrica plástica asociada para 15 ciclos de carga  $(\epsilon_v)_{N=15}$ , la cual se presenta en la ecuación (29).

$$(\epsilon_v)_{N=15} = \begin{cases} K_{\sigma,\epsilon} \cdot a(\gamma_c - \gamma_{tv})^b & \text{si } \gamma_c > \gamma_{tv} \\ 0 & \text{si } \gamma_c \leq \gamma_{tv} \end{cases} \quad (29)$$

Donde  $K_{\sigma,\epsilon}$  es el factor de corrección por sobrecarga,  $a$  y  $b$  son constantes específicas del material y  $\gamma_{tv}$  es la deformación umbral volumétrica. Para los valores de  $K_{\sigma,\epsilon}$  y  $a$ , se recomienda utilizar las ecuaciones (30) y (31).

$$K_{\sigma,\epsilon} = \left(\frac{\sigma_v}{P_a}\right)^{-0.29} \quad (30)$$

$$a = 5.38 \exp(-0.023D_R) \quad (31)$$

Donde  $\sigma_v$  es la sobrecarga,  $P_a$  es la presión atmosférica y  $D_R$  es la densidad relativa en porcentaje. Calculando el valor de  $a$  con la ecuación (31), se recomienda usar  $b = 1.2$ .

La deformación vertical normalizada  $C_N$  establece una relación entre la deformación volumétrica para 15 y  $N$  ciclos, la que se muestra en la ecuación (32).

$$C_N = \frac{(\epsilon_v)_N}{(\epsilon_v)_{N=15}} = R \cdot \ln(N) + c_D \quad (32)$$

Donde  $R$  es el parámetro de pendiente y  $N$  es el número de ciclos. Para calcular  $R$  se utiliza la Figura 3 como función de la densidad relativa, mientras que para  $c_D$ , se utiliza la ecuación (32) junto con la Figura 4. Dado que  $C_N(N = 15) = 1$ , el valor de  $c_D$  queda en función únicamente del valor de  $R$ , tal como se muestra en la ecuación (33).

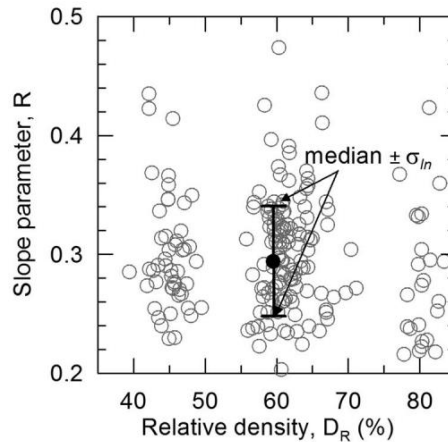


Figura 3: Parámetro  $R$  como función de la densidad relativa  $D_R$  (Duku et al. 2008).

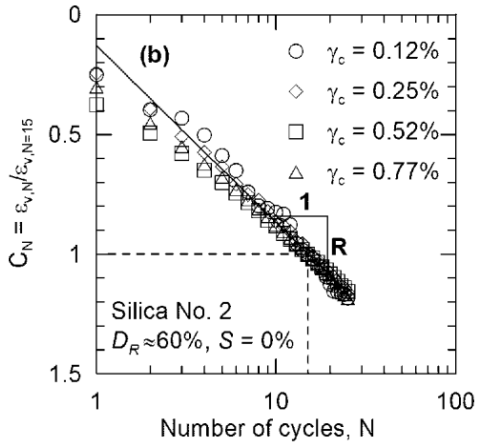


Figura 4: Deformación vertical normalizada vs número de ciclos (Duku et al. 2008).

$$c_D = 1 - [R \cdot \ln(15)] \quad (33)$$

Los asentamientos por capa y el asentamiento total se determinan con las ecuaciones (34) y (35), respectivamente.

$$S_i = \frac{H_0 \cdot (\epsilon_v)_N}{100} \quad (34)$$

$$S_T = \sum_{i=1}^{i=N_{capas}} S_i \quad (35)$$

Donde  $H_0$  es el espesor de la capa de suelo y  $N_{capas}$  es el número de capas adoptado. Para determinar el número de ciclos, se utiliza la ecuación (36) desarrollada por Liu et al. (2001) que estima el número equivalente de ciclos de esfuerzo uniforme.

$$\ln(N) = \ln \left[ \frac{\left( \frac{\exp(b_1 + b_2(m - m^*))}{10^{1.5m+16.05}} \right)^{-\frac{1}{3}}}{4.9 \cdot 10^6 \beta} + S \cdot c_1 + r \cdot c_2 \right] + \epsilon \quad (36)$$

Donde son  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $c_1$ ,  $c_2$  y  $S$  son constantes,  $m^*$  es la magnitud de referencia,  $m$  es la magnitud del sismo de diseño,  $\beta$  es la velocidad de onda de corte de la fuente (generalmente tomada como 3.2 km/s),  $r$  es la distancia de la fuente y  $\epsilon$  es la variable aleatoria distribuida normalmente con media cero. Los valores de las constantes son:  $b_1 = 1.53$ ,  $b_2 = 1.51$ ,  $c_1 = 0.75$ ,  $c_2 = 0.095$ ,  $S = 0$  para roca y  $S = 1$  para suelo.

## 2.5. Método de Bray et al. (2018)

Bray et al. (2018) proponen un procedimiento simplificado para calcular el desplazamiento de estructuras de tierra frente a cargas sísmicas, desarrollado para ser aplicado dentro de una evaluación probabilística de riesgo sísmico. El desplazamiento sísmico  $D_B$  en centímetros se estima con la ecuación (37):

$$\begin{aligned} \ln(D_B) = & a1 - 3.353 \ln(k_y) - 0.390[\ln(k_y)]^2 + 0.538 \ln(k_y) \ln[S_a(1.5T_s)] \\ & + 3.060 \ln[S_a(1.5T_s)] - 0.225\{\ln[S_a(1.5T_s)]\}^2 + a2T_s + a3(T_s)^2 \\ & + 0.550M \pm \epsilon \end{aligned} \quad (37)$$

Donde  $k_y$  es el coeficiente sísmico de fluencia de la masa deslizante,  $T_s$  es el período fundamental de la masa deslizante en segundos,  $S_a(1.5T_s)$  es el espectro de aceleración en superficie a un período de  $1.5T_s$ ,  $M$  es la magnitud de momento del sismo asociado y  $\epsilon$  es una variable aleatoria distribuida normalmente con media cero. Para  $T_s \geq 0.1$ s, las constantes de la ecuación (37) son:  $a1 = -6.896$ ,  $a2 = 3.081$  y  $a3 = -0.803$ , mientras que para  $T_s < 0.1$ s, las constantes son:  $a1 = -5.864$ ,  $a2 = -9.421$  y  $a3 = 0$ .

El parámetro  $k_y$  es el coeficiente sísmico que da como resultado un factor de seguridad  $FS = 1.0$  en un análisis de estabilidad pseudo estática de la presa. El período fundamental de la masa deslizante  $T_s$  se puede calcular con la fórmula de la ecuación (38), descrita por Bray y Macedo (2021).

$$T_s = 4 \frac{H'}{V_s'} \quad (38)$$

Donde  $H'$  es la altura efectiva de una masa deslizante equivalente en 1D y  $V_s'$  es su velocidad de onda de corte promedio. Bray y Macedo definen potenciales masas deslizantes para estructuras de tierra, las que se presentan en la Figura 5.

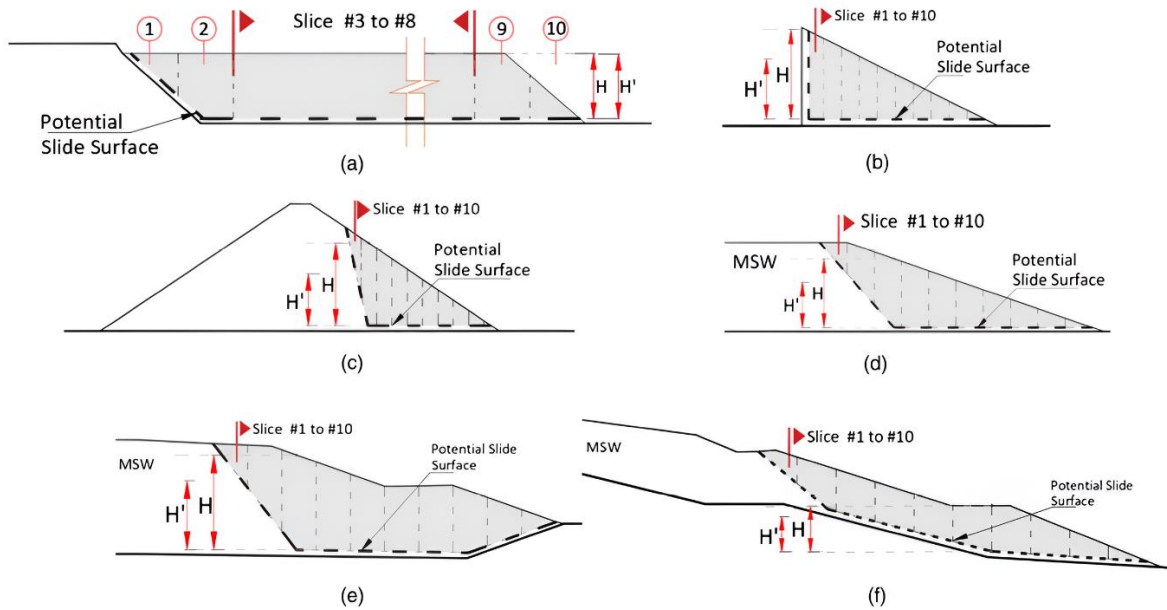


Figura 5: Potenciales superficie desplazamiento para estructuras de tierra (Bray y Macedo, 2021).

## 2.6. Amortiguamiento

### 2.6.1. Amortiguamiento histerético

El amortiguamiento de los materiales granulares sometidos a carga cíclica se produce principalmente debido a la fricción entre las partículas. Esto se ve reflejado en las curvas de histéresis que están relacionadas con ciclos de carga y descarga a diferentes niveles de deformación. En la Figura 6, se observa una curva representativa del comportamiento histerético de un suelo.



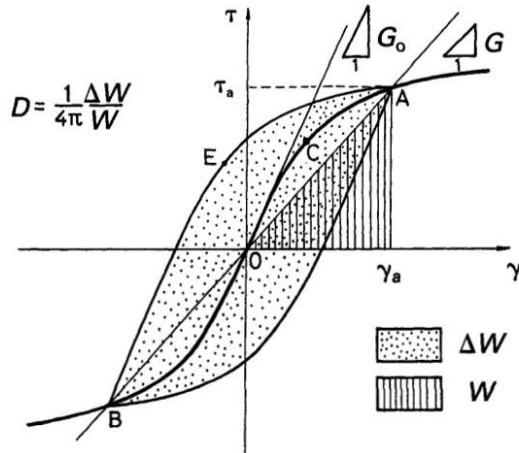


Figura 6: Curva típica de comportamiento histerético (Ishihara, 1996).

De la Figura 6, se tiene que  $G$  es el módulo de corte secante,  $G_0$  es el módulo de corte a pequeñas deformaciones,  $\Delta W$  es la disipación de energía,  $W$  es la energía elástica almacenada y  $D$  es el amortiguamiento histerético. El valor de  $D$  se calcula con la ecuación (39).

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (39)$$

A menudo este tipo de amortiguamiento no es suficiente para imitar fielmente el comportamiento real de los suelos. Por lo tanto, se requiere la adición de un amortiguamiento extra para representar correctamente el amortiguamiento en cálculos dinámicos, lo cual se logra mediante el uso del amortiguamiento de Rayleigh (PLAXIS, 2022b).

### 2.6.2. Amortiguamiento de Rayleigh

El amortiguamiento de Rayleigh ( $\xi$ ) es un parámetro que involucra la matriz de amortiguamiento  $[C]$ , la cual se compone de una contribución de la matriz de masa  $[M]$ , y una contribución de la matriz de rigidez  $[K]$ , como se observa en la ecuación (40).

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (40)$$

La función que define el amortiguamiento de Rayleigh está dada por la ecuación (41).

$$\xi(\omega) = \frac{1}{2} \left( \frac{\alpha}{\omega} + \beta\omega \right) \quad (41)$$

Donde  $\omega$  es la frecuencia angular,  $\alpha$  es el parámetro que determina la influencia de la masa y  $\beta$  es el parámetro que determina la influencia de la rigidez en el amortiguamiento. Para mayores valores de  $\alpha$ , mayor es el amortiguamiento de las frecuencias bajas, mientras para mayores valores de  $\beta$ , mayor es el amortiguamiento de frecuencias altas.

### 3. Modelo numérico

#### 3.1. Geometría de la presa

En la Figura 7, se muestra la geometría de la presa de relaves, junto con los puntos de monitoreo considerados en el estudio. El muro utilizado tiene una altura de 50 m, un ancho de coronamiento de 15 m, una revancha de 5 m y taludes H:V=2.2:1, tanto aguas arriba como aguas abajo, lo que forma un ángulo de  $24.4^\circ$ . La presa se considera sin agua, por lo que no se desarrollan presiones de poro.

Se seleccionaron los puntos de monitoreo en el coronamiento, ya que se espera que el asentamiento total de la presa sea máximo en esta zona. Por otro lado, el monitoreo en la zona central de la presa se seleccionó para calcular los asentamientos por deformación por corte con el método de Duku et al. (2008). El punto de monitoreo en superficie libre se ubica a 200 m del pie aguas abajo de la presa para evitar que esta influya numéricamente sobre este punto, el que se utiliza para recuperar los registros en superficie.

La geometría también se muestra en la Figura 8 en la interfaz gráfica de PLAXIS 2D, donde se observa que se dejan 1100 m desde el pie aguas abajo hasta el borde lateral izquierdo, 975 m desde el pie aguas arriba hasta el borde lateral derecho y 200 m entre la base de la fundación y la base de la presa, para así evitar que los bordes del modelo numérico influyan en su respuesta. En las Figuras 9 y 10, se presenta el mallado del modelo numérico completo y el mallado de la presa, respectivamente. El rango de tamaño de los elementos finitos para el muro, la fundación y los relaves son, respectivamente: 1.8 – 3.1 m; 1.4 – 30.0 m; 1.7 – 33.3 m.

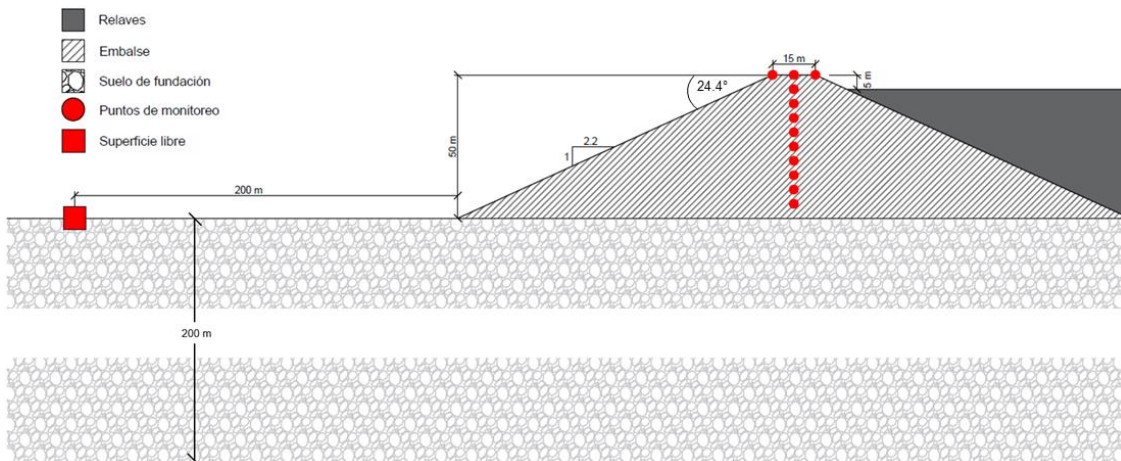


Figura 7: Modelo, geometría y puntos de monitoreo de la presa de relaves estudiada.  
Figura no está a escala.

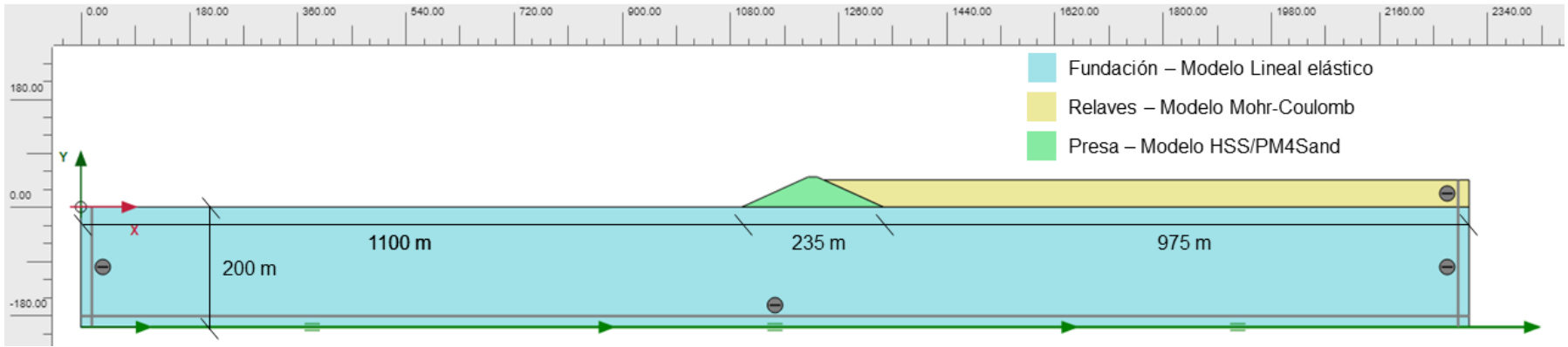


Figura 8: Modelo numérico de la presa de relaves estudiada.

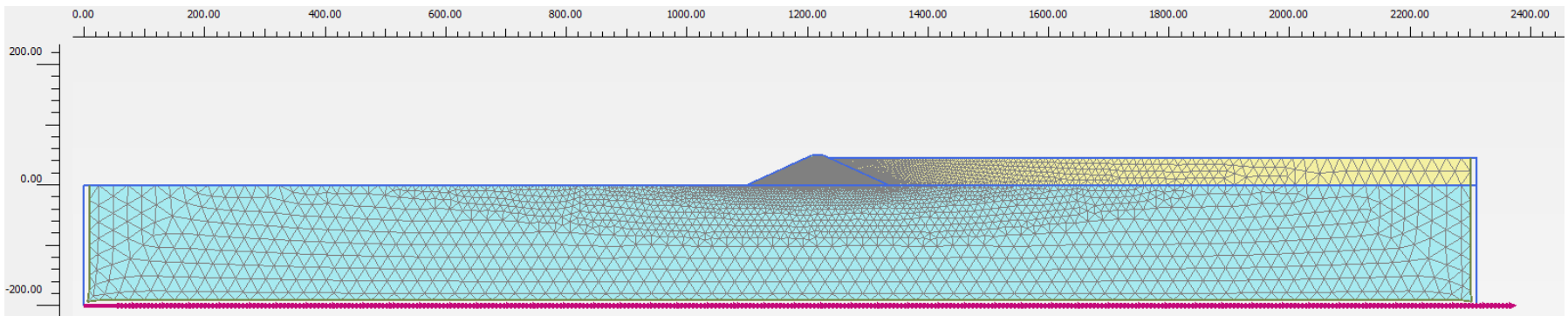


Figura 9: Mallado del modelo numérico.

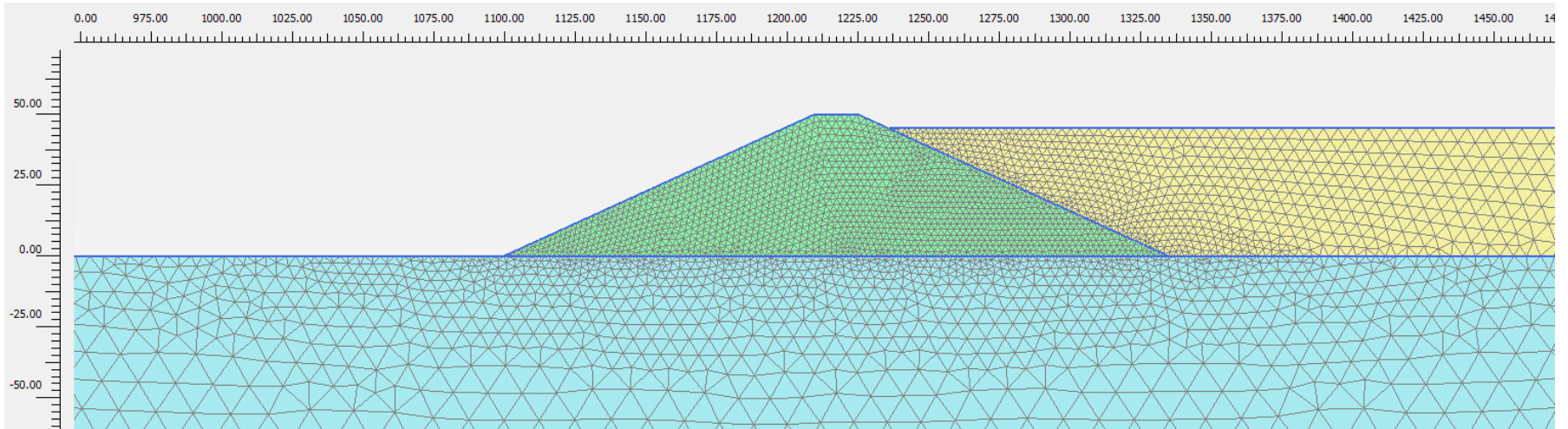


Figura 10: Mallado del modelo numérico de la presa.

## 3.2. Condiciones de borde

### 3.2.1. Condiciones de deformación

Las condiciones de borde de deformación aseguran los límites del modelo geométrico en las líneas que el software define como XMin, XMax, YMin e YMax, que representan respectivamente el valor mínimo definido en el eje horizontal, el valor máximo en el eje horizontal, el valor mínimo en el eje vertical y el valor máximo en el eje vertical.

Las opciones para las condiciones de borde de deformación, las cuales están definidas en el manual de referencia de PLAXIS (PLAXIS, 2022b), son las siguientes:

- Free: El borde tiene la opción de moverse libremente.
- Normally fixed: El borde solo puede moverse en la dirección perpendicular.
- Horizontally fixed: El borde solo puede moverse en la dirección vertical.
- Vertically fixed: El borde solo puede moverse en la dirección horizontal.
- Fully fixed: El borde no puede moverse.

Para el modelo numérico se utiliza la condición “Normally fixed” para los límites XMin y XMax, “Fully fixed” para YMin y “Free” para YMax. Esto implica que los extremos laterales del modelo están fijos en la dirección horizontal, que la base de la fundación está completamente fija y que la superficie puede moverse libremente.

### 3.2.2. Condiciones dinámicas

Para realizar cálculos dinámicos, es necesario emplear condiciones de borde adicionales a las de deformación para reducir el aumento de tensiones generadas por las reflexiones de ondas dentro del modelo. Al igual que con las condiciones de deformación, las condiciones se ubican en los bordes XMin, XMax, YMin e YMax. Las opciones para las condiciones de borde de dinámicas son las siguientes:

- None: Solo se aplican las condiciones de deformación a este límite.
- Viscous: Esta opción es pertinente para situaciones en las que la fuente dinámica reside dentro de la malla, cuyo propósito es absorber la energía de las ondas salientes.
- Free-field: Esta opción es preferible para análisis de terremotos, donde la carga dinámica se aplica a lo largo del límite inferior del modelo, simulando la propagación de ondas con una mínima reflexión en los bordes laterales. Esta opción requiere la creación de una interfaz en los límites donde se active, de lo contrario, la condición será ignorada.

- Compliant base: Simula la propagación de las ondas en el suelo profundo con una reflexión mínima en el límite inferior. Con esta condición, los registros sísmicos de entrada se transfieren al resto del modelo mediante la aplicación de fuerzas normales y de corte equivalentes. De igual forma que para la condición Free-field, se debe crear una interfaz para que la condición no sea ignorada.

Para las fases dinámicas se utiliza la condición “Free-field” para los límites XMin y XMax, “Compliant base” para YMin y “None” para YMax. En la Figura 8, se observa en líneas grises las interfaces necesarias en los límites laterales y en la base del modelo numérico.

### 3.3. Frecuencia máxima de análisis

La discretización espacial del modelo numérico impone una limitación sobre la frecuencia máxima que puede capturar este. Para determinar esta frecuencia, se utiliza la relación entre la velocidad de onda  $V$ , la frecuencia  $f$  y la longitud de onda  $\lambda$ , que se muestra en la ecuación (42).

$$V = f \cdot \lambda \quad (42)$$

La longitud de onda se puede relacionar con el tamaño de los elementos finitos de la malla con la ecuación (43).

$$\lambda = 8 \cdot \Delta h \quad (43)$$

Donde  $\Delta h$  es la distancia entre nodos. Para el mallado se utilizó la opción *15-node*, representado en la Figura 11, donde se observa la distribución de los 15 nodos dentro de un elemento triangular. Dado que en las aristas del elemento hay 5 nodos,  $\Delta h$  se considera aproximadamente como una cuarta parte del tamaño de la arista del elemento de malla.

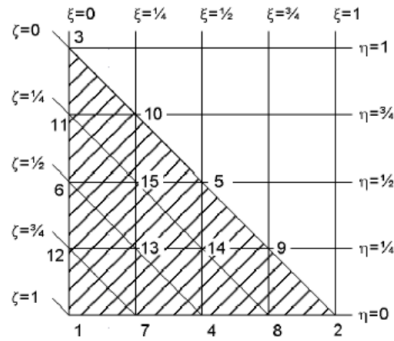


Figura 11: Elemento 15-node (PLAXIS, 2022d).

Para calcular la frecuencia se utiliza una velocidad  $V$  igual a la velocidad de onda de corte  $V_s$  mínima del material. Para el muro se utilizaron elementos de tamaño máximo de aproximadamente 3.1 m, con una velocidad  $V_s$  mínima en superficie de aproximadamente 125 m/s (ver Figura 18). Con esto, y ocupando la ecuación (42), se tiene el siguiente valor de la frecuencia máxima para la presa, expresada en la ecuación (44):

$$f_{max} = \frac{V_{smin}}{8 \cdot \Delta h} \quad (44)$$

$$f_{max} = \frac{125m/s}{8 \cdot \frac{3.1m}{4}} = 20 \text{ Hz}$$

La fundación tiene una velocidad de onda de corte  $V_s = 1200$  m/s, con un tamaño máximo de elemento de aproximadamente 30 m. Utilizando nuevamente la ecuación (44), se tiene el siguiente valor de la frecuencia máxima para la fundación:

$$f_{max} = \frac{V_{smin}}{8 \cdot \Delta h}$$

$$f_{max} = \frac{1200m/s}{8 \cdot \frac{30m}{4}} = 20 \text{ Hz}$$

Con este criterio, se tiene que los materiales capturan de manera correcta frecuencias de hasta 20 Hz.



### 3.4. Amortiguamiento de Rayleigh

Las constantes  $\alpha$  y  $\beta$  que definen el amortiguamiento de Rayleigh en función de la frecuencia se consideraron como  $\alpha = 0.096$  [-] y  $\beta = 0.00079$  [-], los que se seleccionaron para tener un amortiguamiento mínimo de  $\xi = 0.87\%$  para una frecuencia de 1.75 Hz y de más de un 2% para frecuencias bajo 4 y sobre 7.8 Hz . Estos valores de  $\alpha$  y  $\beta$  generan la curva de amortiguamiento de Rayleigh de la Figura 12.

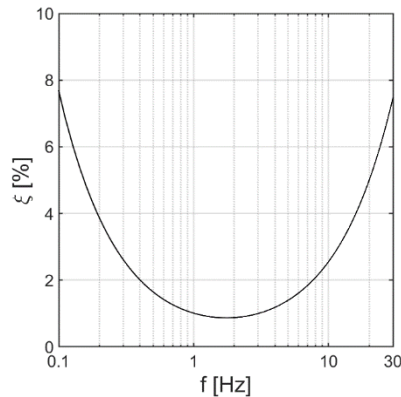


Figura 12: Amortiguamiento de Rayleigh en función de la frecuencia.

### 3.5. Fases de análisis

Las simulaciones numéricas con el software PLAXIS requieren tres fases. La primera es la fase inicial, en la cual se generan esfuerzos dentro de los materiales debido a la gravedad. Después de esta fase se resetean los desplazamientos en el modelo numérico. Luego se aplica una fase plástica, donde se simulan asentamientos a largo plazo en condición estática. Debido a que los materiales de la presa no experimentan creep ni consolidación, la fase plástica es prácticamente despreciable en las simulaciones de este trabajo. Finalmente, en la tercera fase se simula la carga dinámica, donde se aplica el registro en la base de la fundación. Tanto en la fase inicial como en la fase plástica, la presa se simula con el modelo HSS, mientras que, en la fase de carga dinámica la simulación se realiza con el modelo PM4Sand o con el modelo HSS. En la Tabla 1 se muestra el resumen de los modelos utilizados en cada fase.

Tabla 1 : Modelos utilizados por fase.

Fase	Modelo constitutivo
Fase inicial	HSS
Fase plástica	HSS
Carga dinámica	PM4Sand - HSS

### 3.6. Selección y acondicionamiento de registros

Los registros sísmicos analizados se seleccionan de la base de datos de SIBER RISK desarrollada por Castro et al. (2022), considerando dos condiciones: que el PGA sea mayor a 0.12 g y que la velocidad promedio de onda de corte desde la superficie hasta una profundidad de 30 m ( $V_{s30}$ ) de la estación sea mayor a 750 m/s. De los registros descargados se eligieron 20 para su procesamiento y utilización en las simulaciones sísmicas. A estos registros se les aplicó un filtro Butterworth pasabanda de orden 6 utilizando el software Matlab, con frecuencias de corte de 0.2 y 20 Hz, pues se llegó a que la frecuencia máxima que pueden capturar los materiales es de 20 Hz. Luego, estos registros filtrados se integraron dos veces para obtener un registro de desplazamientos.

En la Tabla 2, se muestra la identificación (ID), la fecha, la magnitud, la profundidad, la estación, la componente (Este-Oeste EO o Norte-Sur NS) y PGA de los 20 registros utilizados.

Tabla 2: Características de registros sísmicos utilizados.

ID	Fecha	Magnitud [Mw]	Profundidad [km]	Estación	Componente	PGA [g]
1	2014-04-01	8.2	38	T09A	EO	0.38
2	2014-04-01	8.2	38	T08A	EO	0.43
3	2014-04-03	7.6	27	T06A	EO	0.20
4	2014-04-03	7.6	27	T08A	EO	0.30
5	2015-09-16	7.6	16	C23O	EO	0.37
6	2019-01-20	6.7	50	C10O	EO	0.52
7	2019-01-20	6.7	50	CO05	EO	0.30
8	2019-01-20	6.7	50	C27O	EO	0.14
9	2014-04-01	8.2	38	T09A	NS	0.42
10	2014-04-03	7.6	27	T06A	NS	0.14
11	2014-04-03	7.6	27	T08A	NS	0.41
12	2015-09-16	7.6	16	C23O	NS	0.64
13	2019-01-20	6.7	50	C10O	NS	0.48
14	2019-01-20	6.7	50	C09O	NS	0.47
15	2005-06-13	7.9	111	ACC	NS	0.16
16	2014-04-03	7.6	27	T09A	NS	0.19
17	2005-06-13	7.9	111	ACC	EO	0.19
18	2014-04-03	7.6	27	T09A	EO	0.14
19	2014-04-03	7.6	27	T05A	EO	0.17
20	2019-01-20	6.7	50	CO05	NS	0.30

Se realizaron 20 simulaciones por modelo constitutivo (HSS y PM4Sand), considerando para los registros 1 al 14, un factor de amplificación dinámica en la base de  $u_x=1.0$ , y para los registros 15 al 20, un factor de  $u_x=2.5$ .

## 4. Selección de parámetros de modelos constitutivos

### 4.1. Parámetros del modelo HSS

Los parámetros del modelo HSS se adoptaron de Garrido et al. (2023). Para este se consideraron resultados de ensayos triaxiales, geofísicos, relaciones y valores típicos del modelo HSS y valores típicos de literatura para un material de empréstito.

- Con ensayos triaxiales se obtuvo  $E_{50}^{ref} = 30$  MPa y  $\phi = 39^\circ$ .
- Con ensayos geofísicos se determinó la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ), con la cual se pudo calcular  $G_0^{ref}$  a través de la relación  $G = V_s \cdot \rho^2$ , donde  $\rho$  es la densidad del material igual 2000 kg/m<sup>2</sup>. Con esto, se obtuvo un valor de  $G_0^{ref} = 165$  MPa.
- Para calcular  $E_{oed}^{ref}$  se utilizó  $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$ , mientras que  $E_{ur}^{ref}$  se estimó como tres veces el valor de  $E_{50}^{ref}$ . Con esto, se obtiene  $E_{oed}^{ref} = 30$  MPa y  $E_{ur}^{ref} = 90$  MPa.
- Para los valores de  $R_f$  y  $p_{ref}$  se utilizaron los valores recomendados en la formulación del modelo, los que llevan por valor 0.9 [-] y 100 kPa, respectivamente. Además, como no se espera que haya dilatancia, se consideró un ángulo de dilatancia  $\psi = 0^\circ$
- Para los parámetros  $m$ ,  $c$ ,  $\nu_{ur}$  y  $\gamma_{0.7}$  se utilizaron parámetros comunes para un material de empréstito, considerado un material de alta resistencia y rigidez. Los valores adoptados son:  $m = 0.46$  [-],  $c = 10$  kPa,  $\nu_{ur} = 0.2$  [-] y  $\gamma_{0.7} = 0.00013$  [-].

### 4.2. Parámetros del modelo PM4Sand

La calibración de los parámetros del modelo PM4Sand se llevó a cabo siguiendo dos criterios: primero, asegurar que las curvas de degradación de rigidez y amortiguamiento se ajusten de la manera más precisa posible a las del modelo HSS y segundo, no sobre estimar la evolución de deformaciones volumétricas plásticas en carga cíclica, para así asemejarse al comportamiento del modelo HSS. En el caso de los parámetros que no pudieron ser ajustados mediante estos criterios, se recurrió a recomendaciones respaldados por la literatura. Para los parámetros en común con el modelo HSS ( $\phi$  y  $\nu$ ) se mantuvo el mismo valor, mientras que la presión atmosférica  $p_A$  se dejó con su valor por defecto  $p_A = 101.3$  kPa.

#### 4.2.1. Parámetros que controlan el módulo de corte

Para determinar los parámetros que controlan el módulo de corte del modelo PM4Sand, se realizaron simulaciones de ensayos CDSS a deformación controlada para pequeñas deformaciones. Este tipo de ensayo se escogió debido a que el modelo PM4Sand está específicamente diseñado para cargas dinámicas y formulado en dos dimensiones, por lo que este es el único ensayo adecuado para ajustar este modelo. Para lo anterior, se utilizó la herramienta SoilTest explicada en el Anexo A. Los ensayos se consideraron en condición drenada, mientras que la consolidación se asumió del tipo “ $K_0$ ”, donde  $K_0$  se calculó para una condición geostática como

$$K_0 = 1 - \sin(\phi) \quad (45)$$

Para los inputs se seleccionó un esfuerzo normal inicial  $|\sigma_{yy}| = 100$  kPa y una amplitud de deformación por corte  $\Delta\gamma_{xy} = 10^{-4}$  %. En la Figura 13, se muestra como varía el módulo de corte  $G$  con cada parámetro del modelo PM4Sand.

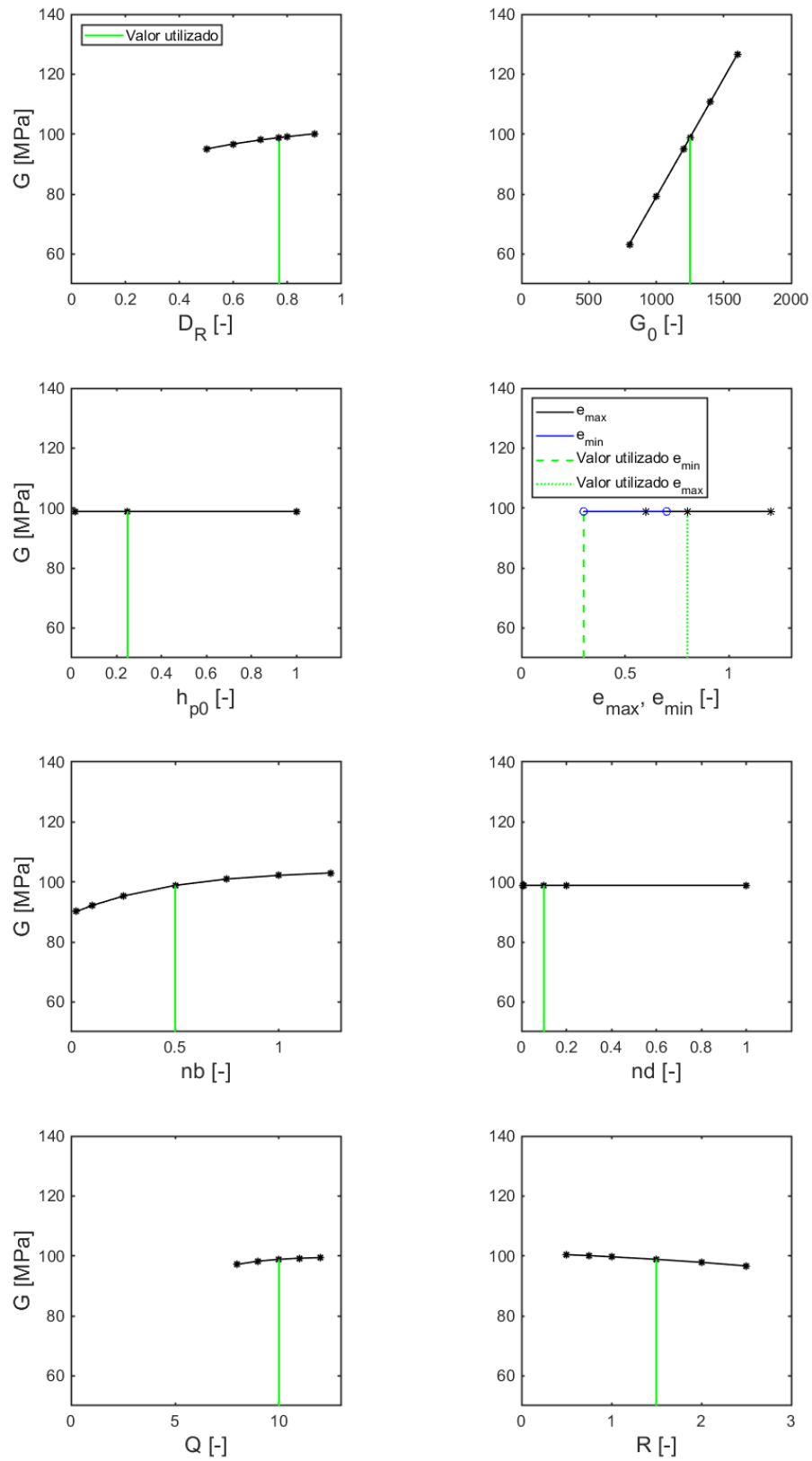


Figura 13: Variación del módulo de corte  $G$  con respecto a parámetros de modelo PM4Sand.

Si bien hay varios parámetros que modifican la rigidez del suelo, ninguno tiene una influencia tan alta como el parámetro  $G_0$ , por lo que solo se modificó este parámetro para hacer que las curvas de degradación de rigidez del modelo PM4Sand coincidan con las del modelo HSS (ver sección 4.2.4).

#### 4.2.2. Parámetros que controlan deformación volumétrica

Como se mencionó al inicio de la Sección 4.2, se busca no sobre estimar las deformaciones volumétricas plásticas del modelo. Si bien el valor de  $G_0$  tiene una influencia en las deformaciones volumétricas plásticas, se decidió no ajustar este parámetro con las deformaciones volumétricas, ya que este se usó exclusivamente para el ajuste de las curvas del módulo de corte. También se optó por asignar un valor representativo de la densidad relativa para un embalse de relaves, adoptando un valor del 77%.

Para determinar los parámetros que controlan la acumulación de deformaciones volumétricas, se llevaron a cabo simulaciones de ensayos CDSS a carga controlada, con un esfuerzo vertical constante de  $|\sigma_{yy}| = 100$  kPa y con una amplitud de carga cíclica de corte  $\Delta\sigma_{xy} = 20$  kPa. En la Figura 14, se muestran las definiciones usadas como referencia para estudiar las deformaciones volumétricas, donde  $\epsilon_v$  lineal se define como la deformación volumétrica para la cual la deformación volumétrica comienza a crecer a una tasa constante con el número de ciclos  $N$ , que calza con la deformación volumétrica donde las deformaciones por corte se encuentran en un rango constante de valores. La tasa de acumulación de deformaciones volumétricas a partir de  $\epsilon_v$  lineal se denota como  $m_{\epsilon_v}$ . En la Figura 15, se observa como varían  $\epsilon_v$  lineal y  $m_{\epsilon_v}$  como función de los parámetros del modelo PM4Sand.

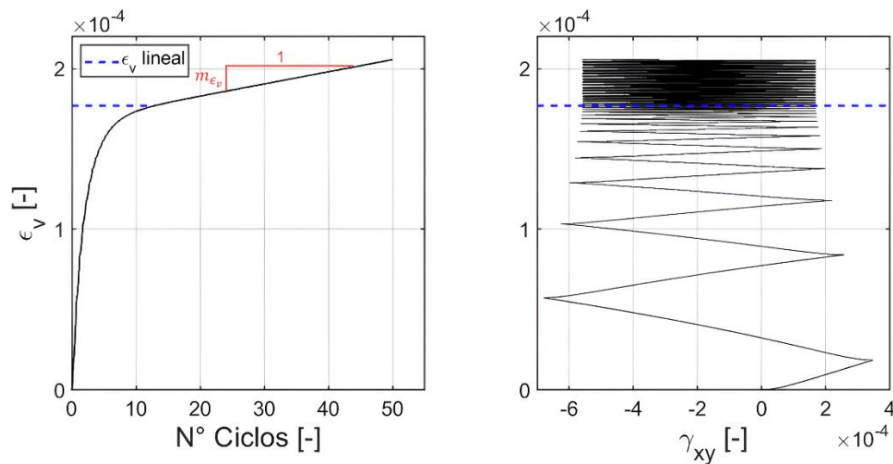


Figura 14: Ensayo en SoilTest para calcular deformación volumétrica.

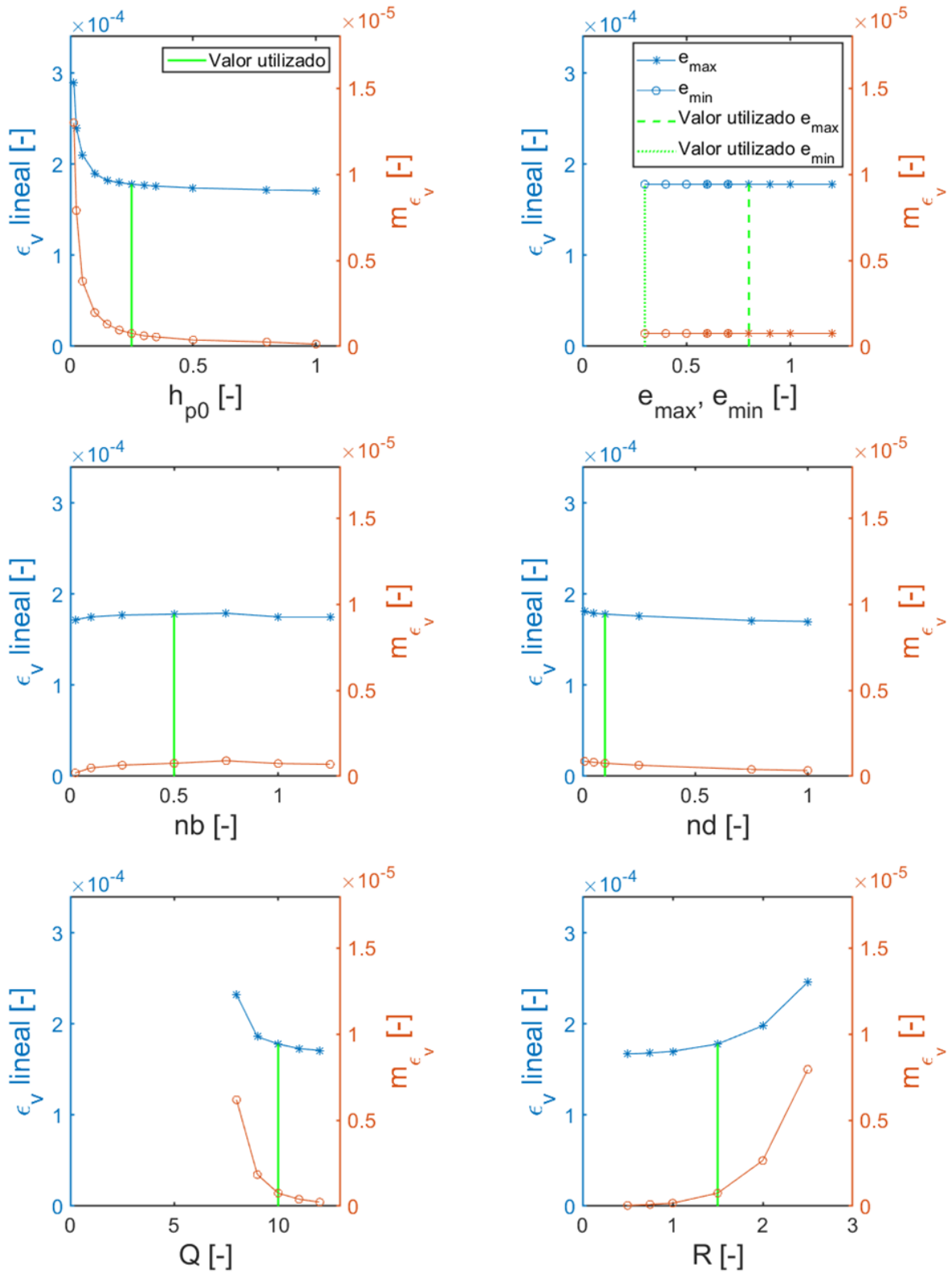


Figura 15: Variación de  $\epsilon_v$  lineal y  $m_{\epsilon_v}$  como función de los parámetros del modelo PM4Sand.



De la Figura 15, se tiene que los parámetros que ejercen una mayor influencia sobre la acumulación de deformaciones volumétricas son  $h_{p0}$ ,  $Q$  y  $R$ , siendo el primero de estos el más relevante. Por esta razón, se decidió solo ajustar el valor de  $h_{p0}$  adoptando un valor igual a 0.25 [-]. Este valor fue elegido ya que aproximadamente a partir de este valor la acumulación de deformaciones volumétricas se reduce considerablemente.

#### 4.2.3. Otros parámetros

Dado que algunos de los parámetros son difíciles de estimar mediante los criterios propuestos con el módulo de corte y la deformación volumétrica, se optó por adoptar los valores sugeridos por Boulanger y Ziotopoulou (2018), excepto para el índice de vacíos mínimo ( $e_{min}$ ), el cual se adoptó como  $e_{min} = 0.3$  en lugar del 0.5 predeterminado, con el fin de ser más representativo del material de la presa analizada, aun cuando el valor de este parámetro no influye de manera significativa en el comportamiento del suelo, tal como se observa en las Figuras 13 y 15.

#### 4.2.4. Curvas de degradación de rigidez

En las secciones anteriores se definieron todos los valores del modelo PM4Sand, salvo el de  $G_0$ . Utilizando la interfaz de SoilTest, se calcularon curvas esfuerzo-deformación para distintos valores de  $G_0$ , obteniendo que el valor que mejor ajusta estas curvas es  $G_0 = 1250$  [-].

Debido a que la rigidez depende de la sobrecarga del suelo, se elaboraron curvas que fueran representativas de todo el alto de la presa a profundidades de 5, 10, 15, 25, 40 y 50 m bajo el coronamiento, para esfuerzos verticales de 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 0.8 y 1.0 MPa, respectivamente. Las curvas se construyeron a partir de los gráficos de esfuerzo-deformación para seis niveles de deformación controlada: 0.0001, 0.001, 0.01, 0.1, 1 y 3%. A modo de ejemplo, en la Figura 16 se presenta la curva esfuerzo-deformación para un esfuerzo vertical de 0.2 MPa. Los detalles de las curvas de esfuerzo-deformación para cada esfuerzo vertical y cada nivel de deformación se encuentran en las Figuras 41 a 46 del Anexo B. En la Figura 17, se comparan las curvas de degradación de rigidez de los modelos PM4Sand y HSS para los esfuerzos verticales mencionados.

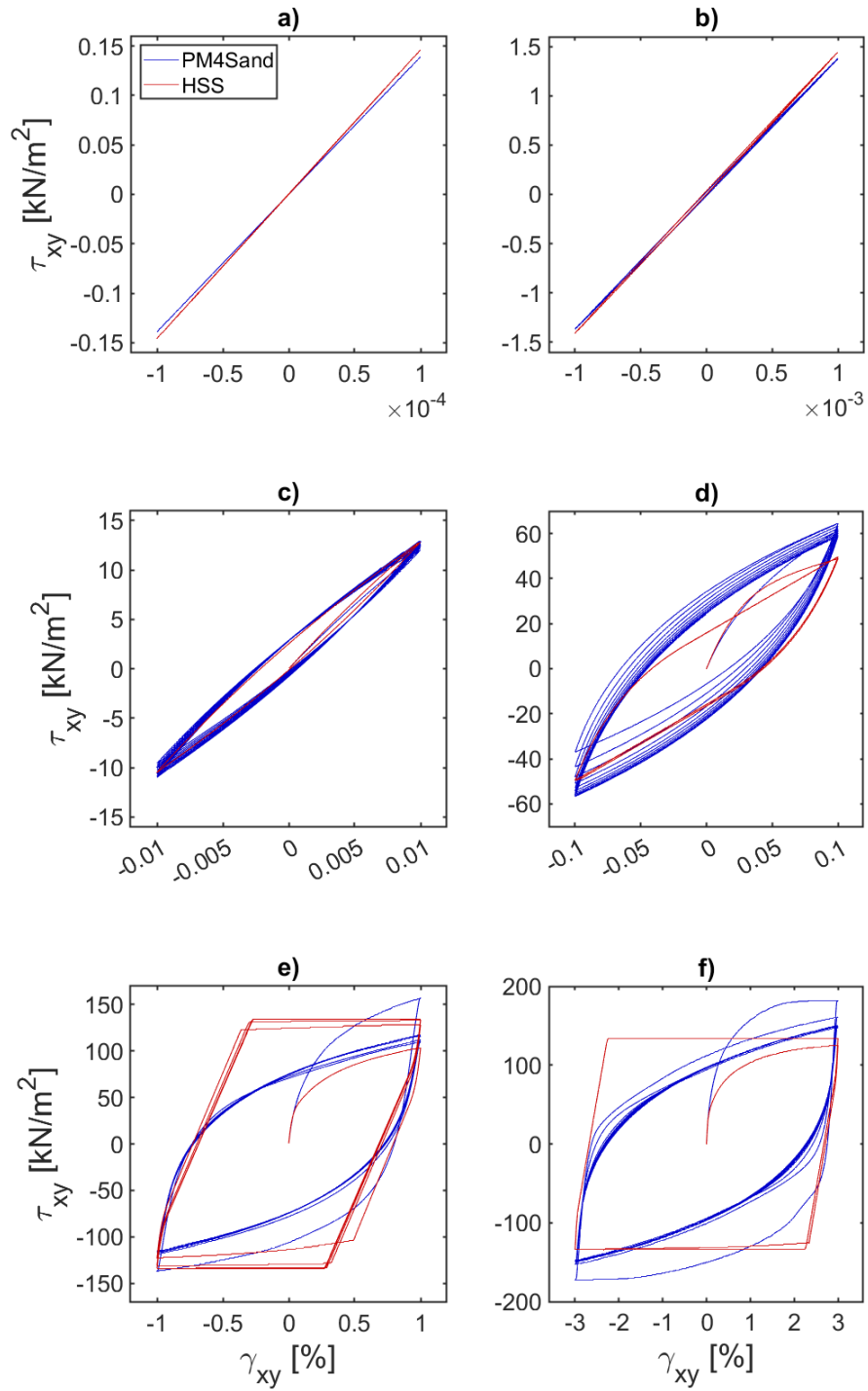


Figura 16: Ensayo CDSS en SoilTest para  $\sigma_v = 0.2$  MPa, a)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.0001\%$ , b)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.001\%$ , c)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.01\%$ , d)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.1\%$ , e)  $\Delta\gamma_{xy} = 1\%$ , f)  $\Delta\gamma_{xy} = 3\%$ .

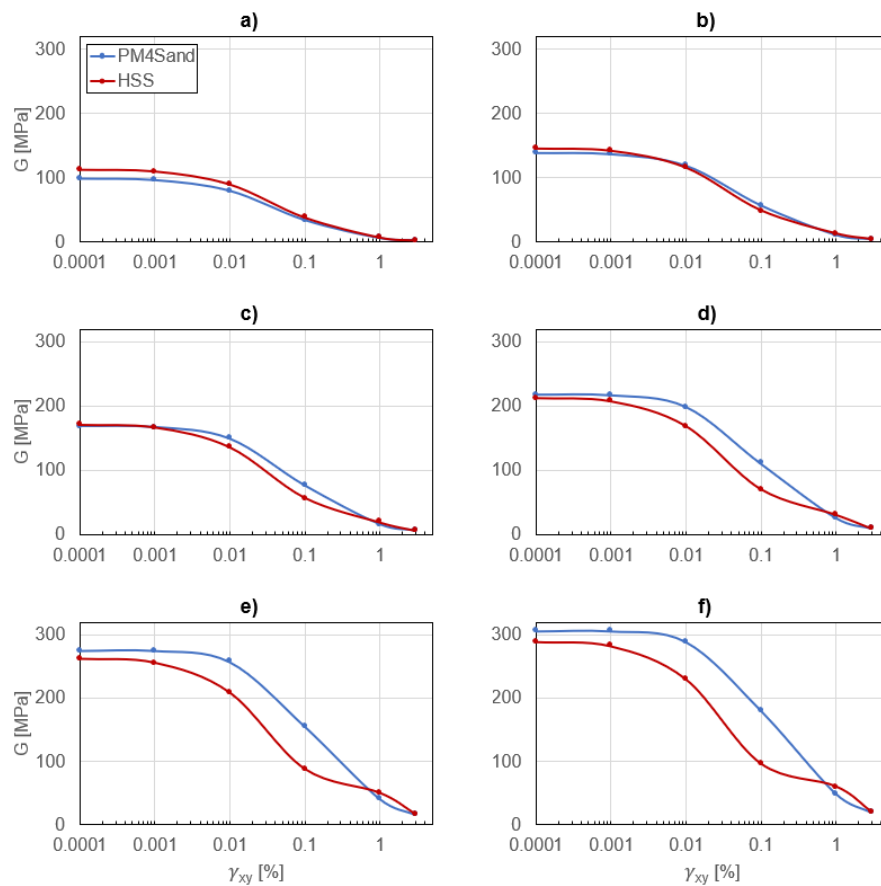


Figura 17: Curvas de degradación de rigidez para  $\sigma_v$  igual a a) 0.1 MPa, b) 0.2 MPa, c) 0.3 MPa, d) 0.5 MPa, e) 0.8 MPa y f) 1.0 MPa

Con los valores de  $G_0$ , es posible comparar el módulo de corte y la velocidad de onda de corte  $V_s = \sqrt{G/\rho}$  para los modelos PM4Sand y HSS en profundidad, lo que se muestra en la Figura 18.

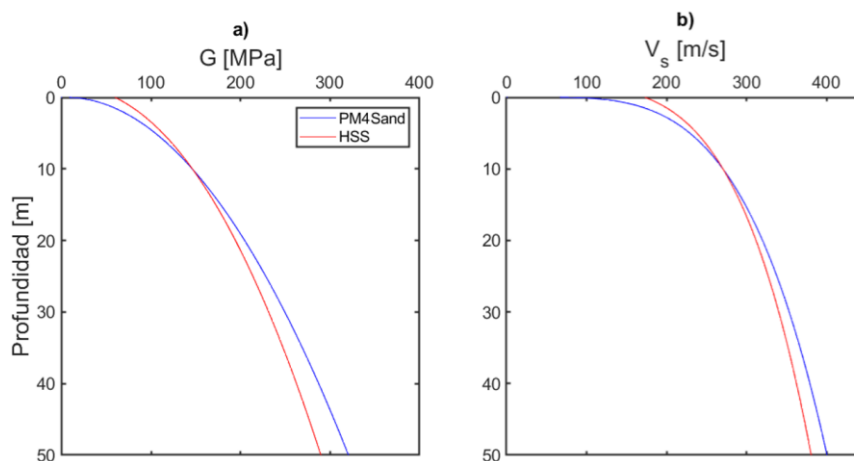


Figura 18: Comparación del (a) módulo de corte a pequeñas deformaciones y b) velocidad de onda de corte en profundidad.

#### 4.2.5. Curva de amortiguamiento histerético

A partir de las curvas de esfuerzo-deformación (Figura 16 y Figuras 41 a 46 del Anexo B), es posible obtener también el amortiguamiento histerético para todos los niveles de deformación con la Ecuación (39). El gráfico resultante de amortiguamiento  $D$  se presenta en la Figura 19 para dos niveles de esfuerzo vertical; a)  $\sigma_v = 0.1$  MPa y b)  $\sigma_v = 0.5$  MPa. Se destaca que para la curva denotada como HSS cut, el amortiguamiento alcanza un máximo a partir de la deformación angular máxima ( $\gamma_{c_{HSS}}$ ) definida por la Ecuación (9). Brinkgreve et al. (2017) señalan que este amortiguamiento aplica mientras el comportamiento esté en el rango elástico. Para cuando se alcance la plasticidad, este amortiguamiento límite no aplica.

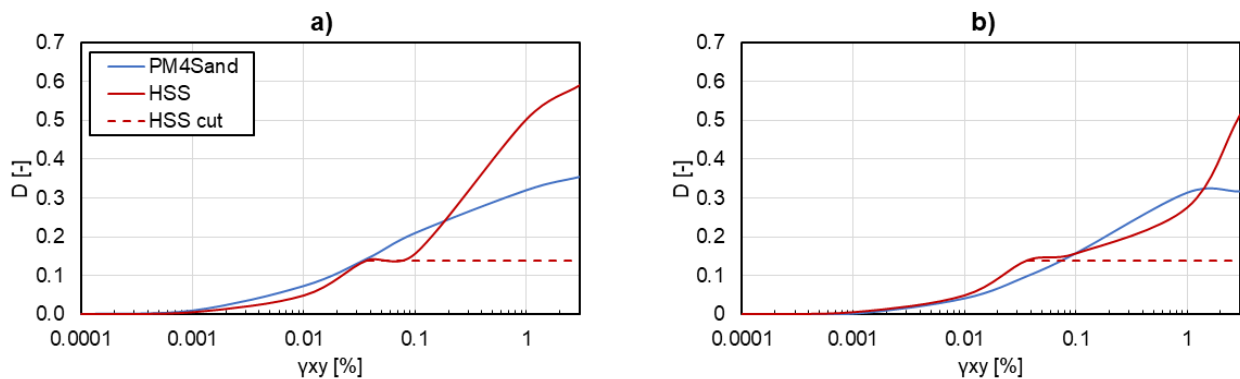


Figura 19: Curva de amortiguamiento de modelos PM4Sand y HSS para a)  $\sigma_v = 0.1$  MPa y b)  $\sigma_v = 0.5$  MPa.

#### 4.3. Modelos de fundación y relaves

Dado que no se cuenta con ensayos para poder determinar los parámetros de la fundación y los relaves, se utilizaron parámetros característicos para ambos tipos de suelo, considerando que la fundación es una roca blanda, modelada con el modelo constitutivo Lineal elástico y que los relaves están saturados con resistencia no drenada  $Su = 0.085 \cdot \sigma'_v + 20 \text{ kPa}$ , modelados con el modelo constitutivo Mohr-Coulomb, siguiendo lo desarrollado por Garrido et al (2023).

#### 4.4. Resumen de parámetros

En las Tablas 3, 4, 5 y 6, se resumen los parámetros considerados para los modelos constitutivos Lineal elástico, Mohr-Coulomb, HSS y PM4Sand, correspondientes a la fundación, los relaves, y la presa.

Tabla 3: Parámetros utilizados para la fundación con el modelo Lineal elástico.

Parámetros	Valor
Peso específico no saturado, $\gamma_{\text{unsat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	24
Módulo de elasticidad, $E$ [MPa]	8450
Cohesión, $c'$ [kPa]	20
Módulo de Poisson, $\nu$ [-]	0.2

Tabla 4: Parámetros utilizados para los relaves con el modelo Mohr-Coulomb.

Parámetros	Valor
Peso específico saturado, $\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	17
Módulo de elasticidad, $E$ [kPa]	7800
Cohesión, $c' = Su$ [kPa]	20
Incremento de cohesión con profundidad, $c'_{\text{inc}}$ [kPa/m]	1.7
Ángulo de fricción interna, $\phi$ [°]	0
Ángulo de dilatancia, $\psi$ [°]	0
Módulo de Poisson, $\nu$ [-]	0.4

Tabla 5: Parámetros utilizados para la presa con el modelo HSS.

Parámetros	Valor
Peso específico no saturado, $\gamma_{\text{unsat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20
Módulo de deformación triaxial, $E_{50}^{\text{ref}}$ [kPa]	30000
Módulo de deformación edométrica, $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kPa]	30000
Módulo de deformación de carga y descarga, $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kPa]	90000
Dependencia de la rigidez por confinamiento, $m$ [-]	0.46
Cohesión, $c$ [kPa]	10
Ángulo de fricción interna, $\phi$ [°]	39
Ángulo de dilatancia, $\psi$ [°]	0
Módulo de Poisson en carga y descarga, $\nu_{\text{ur}}$ [-]	0.2
Razón de resistencia, $Rf$ [-]	0.9
Presión de referencia, $p_{\text{ref}}$ [kPa]	100
Módulo de corte secante referencial, $G_0^{\text{ref}}$ [kPa]	165000
Deformación angular para $G_s = 0.722G_0$ , $\gamma_{0.7}$ [-]	0.00013

Tabla 6: Parámetros utilizados para la presa con el modelo PM4Sand.

<b>Parámetros</b>	<b>Valor</b>
Peso específico no saturado, $\gamma_{\text{unsat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20
Densidad relativa, $D_R$ [-]	0.77
Coeficiente de módulo de corte, $G_0$ [-]	1250
Tasa de contracción, $h_{p0}$ [-]	0.25
Presión atmosférica, $p_A$ [kPa]	101.3
Índice de vacíos máximo, $e_{\text{max}}$ [-]	0.8
Índice de vacíos mínimo, $e_{\text{min}}$ [-]	0.3
Superficie límite, $n^b$ [-]	0.5
Superficie de dilatación, $n^d$ [-]	0.1
Ángulo de fricción, $\phi_{cv}$ [°]	39
Módulo de Poisson, $\nu$ [-]	0.2
Línea de estado crítico, $Q$ [-] - $R$ [-]	10 - 1.5

## 5. Resultados de análisis dinámicos

### 5.1. Esfuerzos en la presa

En las Figuras 20 y 21 se presentan respectivamente, los esfuerzos verticales en la presa luego de aplicar la carga gravitacional y la carga dinámica del registro 2 de la Tabla 2.

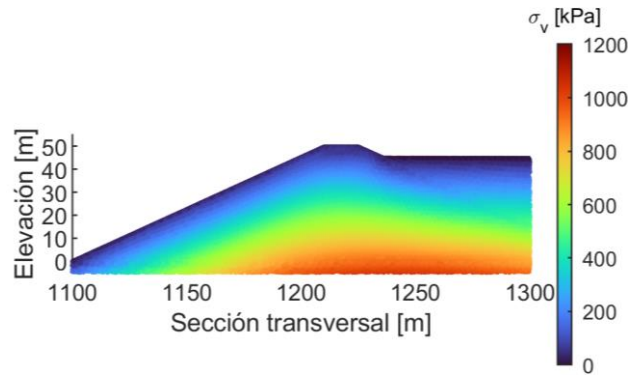


Figura 20: Esfuerzos verticales en la presa luego de la fase de carga de gravedad.

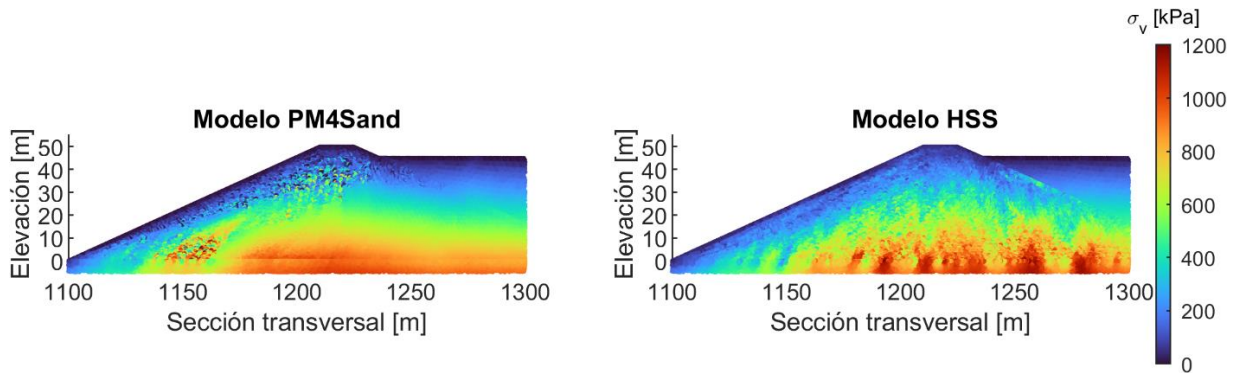


Figura 21: Esfuerzos verticales en la presa luego de carga dinámica de registro N°2.

En la Figura 21, se observa que hay zonas donde los esfuerzos no siguen una tendencia lineal en profundidad como en la Figura 20, lo que se acentúa en la zona aguas abajo del muro para el modelo PM4Sand y en todo el muro para el modelo HSS. Esto puede deberse a que el método de elementos finitos compatibiliza desplazamientos y calcula los esfuerzos en función de estos.

## 5.2. Comparación de desplazamientos horizontales y asentamientos

En la Figura 22, se comparan los desplazamientos horizontales y asentamientos, registrados en los puntos de control del coronamiento mostrados en el bosquejo de la presa en la Figura 22 a) para los modelos PM4Sand y HSS (bosquejo no está a escala). Los valores de los desplazamientos horizontales y asentamientos se detallan en la Tabla 14 del Anexo C. En la Figura 22 a), se aprecia que los desplazamientos horizontales son, en general, mayores para el modelo PM4Sand, salvo por un grupo de registros en la zona aguas arriba. En la Figura 22 b), se observa que los asentamientos obtenidos para el modelo PM4Sand son del orden de tres veces los obtenidos con HSS.

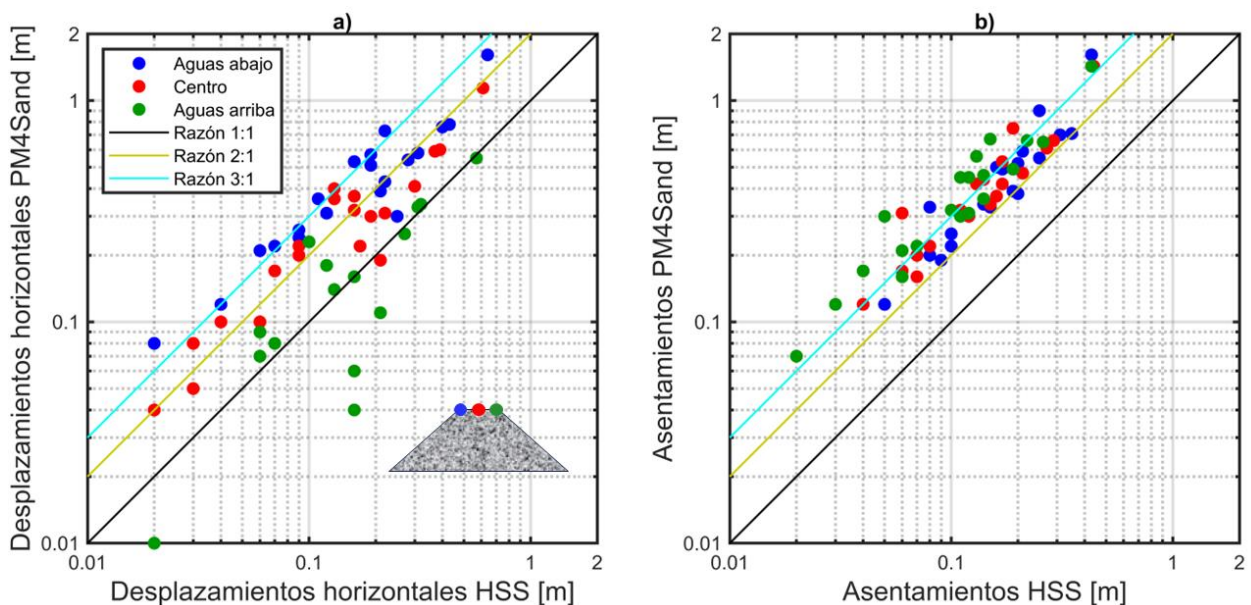


Figura 22: a) Comparación de los desplazamientos horizontales y b) asentamientos registrados en el coronamiento utilizando los modelos PM4Sand y HSS.

En las Figuras 23, 24 y 25 se presentan los principales resultados de la corrida del registro 2 de la Tabla 2. En específico, en la Figura 23 se muestran los desplazamientos horizontales y la potencial superficie de falla determinada por el método de equilibrio límite. Se observa que la superficie de falla en ninguno de los modelos sigue la tendencia que siguen los desplazamientos horizontales. También se destaca que los desplazamientos en el talud aguas abajo de la presa con el modelo PM4Sand son considerablemente mayores que en el resto del muro, lo que puede deberse a que este modelo no tiene cohesión, a diferencia del modelo HSS.

En las Figuras 24 y 25 se presentan los asentamientos y las deformaciones volumétricas para el mismo registro analizado en la Figura 23. Se observa que los asentamientos en



el modelo PM4Sand se acumulan en la misma zona donde se acumulan las deformaciones volumétricas (ver la misma línea blanca en Figuras 24 y 25). Los mayores asentamientos predichos con el modelo PM4Sand se pueden deber a la componente de deformación volumétrica plástica que considera este modelo.

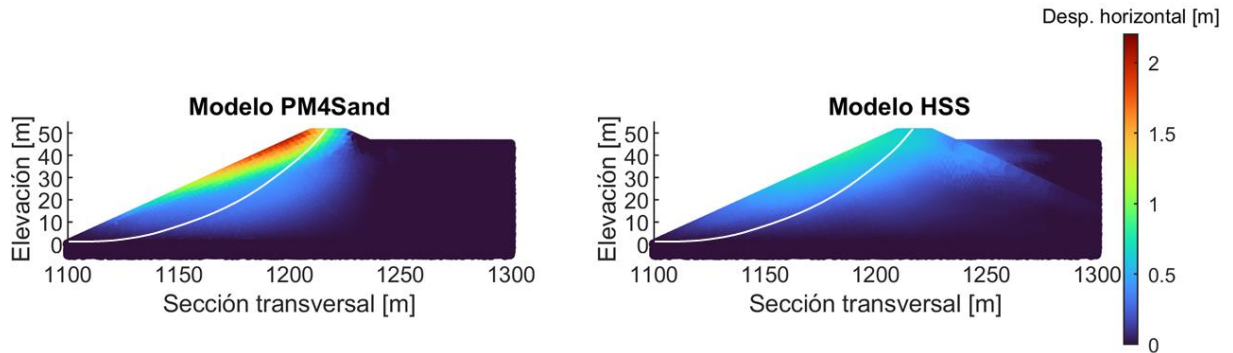


Figura 23: Desplazamientos horizontales de corrida de registro N°2 y potencial superficie de falla determinada por el método de equilibrio límite.

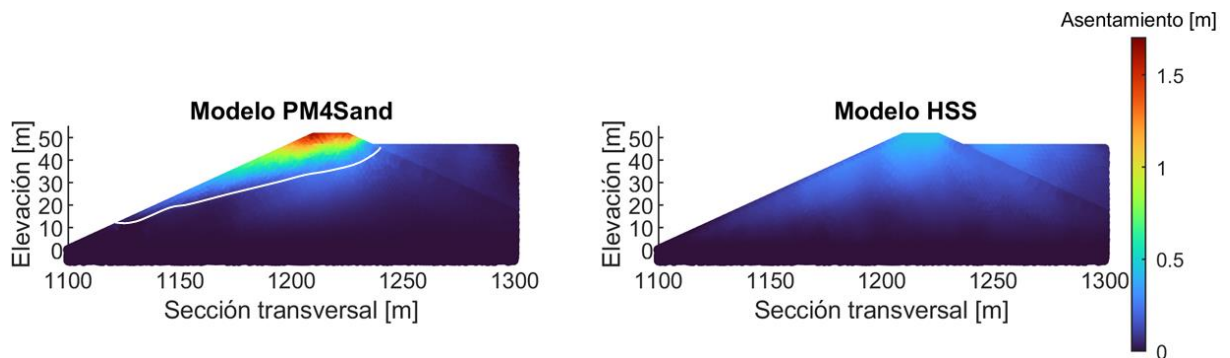


Figura 24: Asentamientos de corrida de registro N°2.

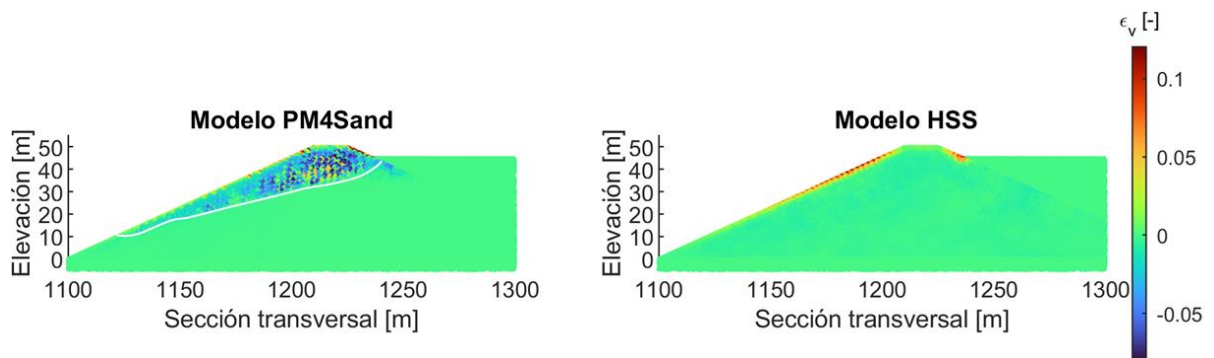


Figura 25: Deformaciones volumétricas de corrida de registro N°2.

### 5.3. Asentamientos por densificación

De acuerdo con lo expuesto en el marco teórico, se reconoce que el modelo HSS no incluye deformaciones volumétricas plásticas cíclicas en su formulación. Por lo anterior, es recomendable explorar un método para incorporar una componente de asentamiento debido a este tipo de deformaciones. Frente a esto, se sugiere la utilización del método propuesto por Duku et al. (2008) para calcular deformaciones volumétricas en función de las deformaciones por corte, como se presenta en la Sección 2.4.

De la Ecuación (31) se observa que el parámetro  $a$  varía en función de la densidad relativa  $D_R$ , la cual se estableció en  $D_R = 77\%$ , coincidente con el valor empleado en el modelo PM4Sand, lo que resulta en  $a = 0.92$ . Se precisa también que  $\gamma_{tv}$  se sitúa generalmente en un rango entre 0.01-0.03%, por lo que se utilizó un valor de 0.01%, conservadoramente.

El valor de  $\gamma_c$  se determina como el 65% del máximo de la deformación por corte máxima en valor absoluto registrada en cada punto de monitoreo a lo largo de la altura central de la presa (ver Figura 7). En la Figura 26 se presentan las deformaciones por corte en el tiempo de estos puntos de monitoreo utilizando el registro N°1 de la Tabla 2. Esto proporciona diez valores de  $\gamma_c$  por registro, asociados a diez capas horizontales en la presa. El valor de  $K_{\sigma,\epsilon}$  también se calculó a las profundidades de los puntos de control.

Con estos parámetros, es posible calcular la deformación volumétrica para 15 ciclos. Para determinar la deformación para N ciclos se utiliza la Ecuación (32), la cual requiere de los parámetros  $R$  y  $c$ . El valor de  $R$ , al ser independiente de la densidad relativa, se estimó como la mediana del gráfico de la Figura 3,  $R = 0.29$  [-]. Con este valor de  $R$ , se calculó  $c_D$  utilizando la Ecuación (33), obteniendo  $c_D = 0.21$  [-]. En la Tabla 7 se presenta el resumen de los parámetros utilizados para calcular los asentamientos.

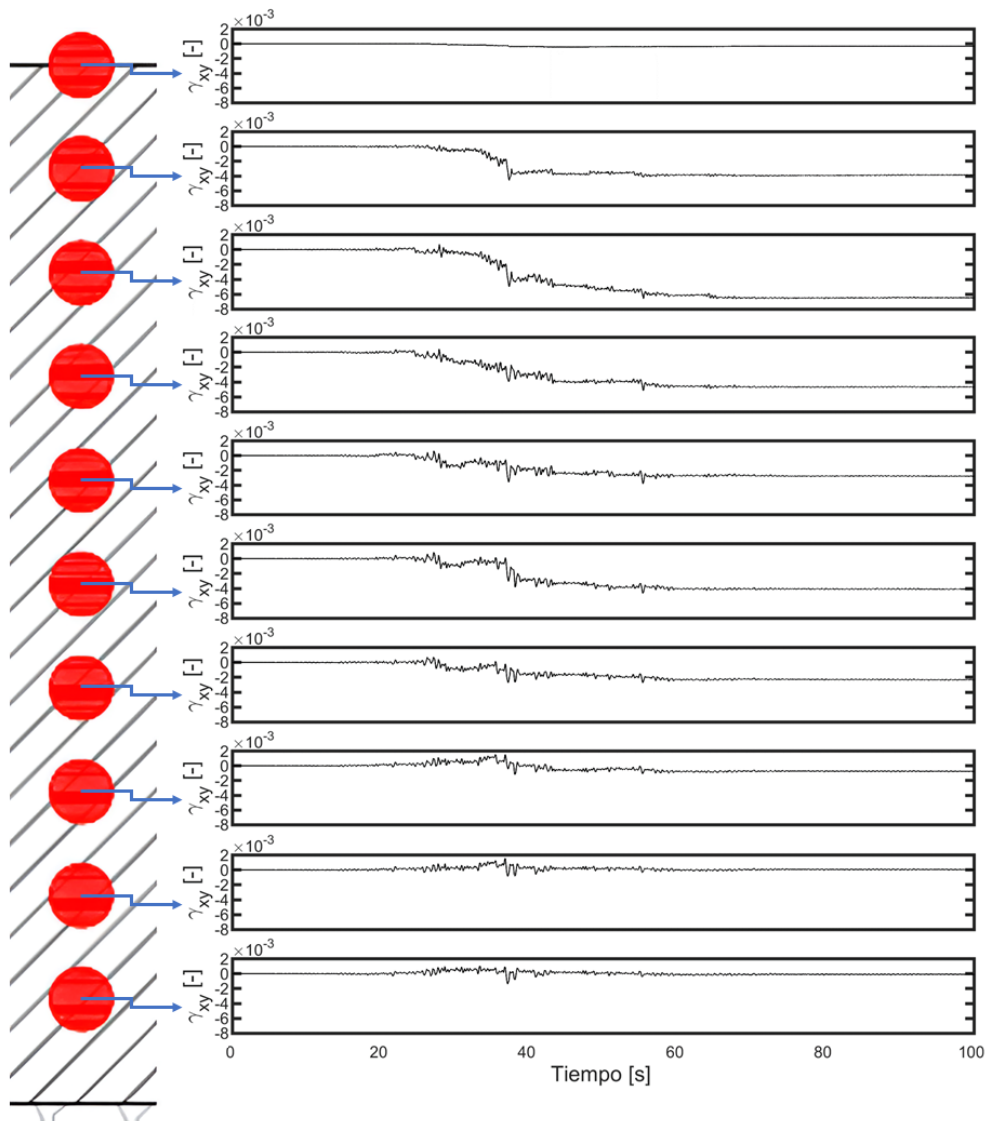


Figura 26: Deformación por corte en el tiempo para puntos de monitoreo en la presa para registro N°1.

Tabla 7: Resumen de parámetros método de Duku et al.

Parámetros	Valor
Densidad relativa, $D_R$ [%]	77
Constante del suelo, $a$ [-]	0.92
Constante del suelo, $b$ [-]	1.2
Deformación umbral volumétrica, $\gamma_{tv}$ [%]	0.01
Pendiente en plano $C_N - N$ , $R$ [-]	0.29
$c_D$ [-]	0.21

Finalmente, los asentamientos por cada una de las diez capas se calculan con la Ecuación (34), considerando que el espesor de cada capa es  $H_0 = 5$  m. Para el cálculo de los asentamientos totales, se debe sumar el asentamiento de cada una de las capas, tal como se muestra en la Ecuación (35). Estos quedan en función del número de ciclos (Ecuación (36)), que requiere de los parámetros  $S$  y  $r$ . Debido a que el suelo de fundación es roca, se adopta  $S = 0$ . Además, se adoptaron dos valores de la distancia a la fuente:  $r = 50$  km y  $r = 200$  km, con lo que el número de ciclos significativos resulta en  $N = 5$  y  $N = 20$ , respectivamente.

En la Figura 27 se comparan los asentamientos predichos por el modelo HSS sin densificación con casos con densificación al considerar  $N = 5$  y  $N = 20$ . Los asentamientos por densificación se detallan en la Tabla 8. Se observa que, al agregar la componente de densificación con 5 ciclos, la tendencia promedio de los asentamientos de PM4Sand pasa de tres a dos veces el asentamiento del modelo HSS. Al evaluar la densificación con 20 ciclos, se observa apenas un cambio marginal.

Tabla 8: Asentamientos por densificación para  $N = 5$  y  $N = 20$ .

ID	Asentamiento por densificación, $N = 5$ [m]	Asentamiento por densificación, $N = 20$ [m]
1	0.036	0.057
2	0.219	0.354
3	0.033	0.054
4	0.046	0.078
5	0.032	0.052
6	0.009	0.013
7	0.013	0.020
8	0.002	0.003
9	0.023	0.038
10	0.012	0.021
11	0.028	0.044
12	0.073	0.118
13	0.006	0.009
14	0.003	0.005
15	0.050	0.079
16	0.036	0.057
17	0.020	0.033
18	0.014	0.024
19	0.088	0.136
20	0.004	0.007

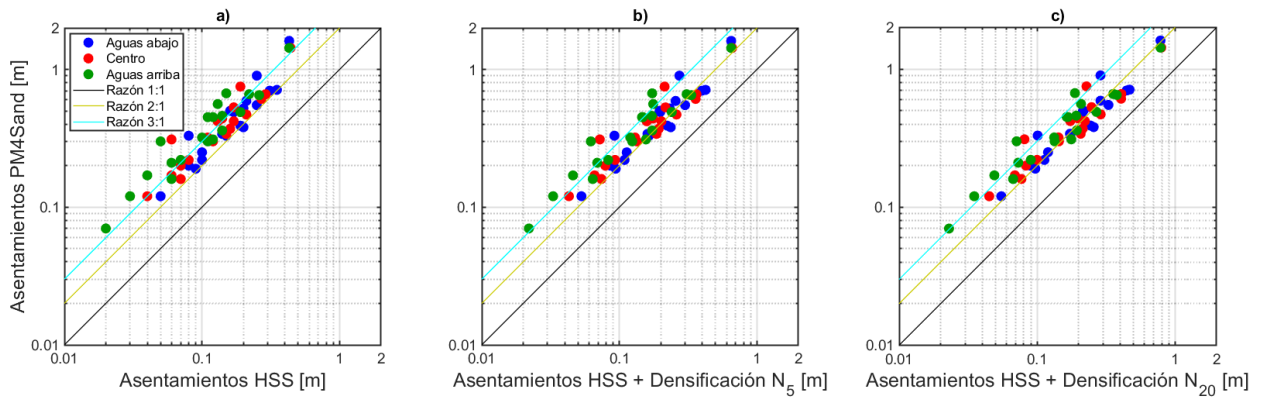


Figura 27: Comparación de asentamientos para casos (a) sin densificación, con densificación para (b)  $N = 5$  y (c)  $N = 20$ .

#### 5.4. Amplificación sísmica

Para analizar la amplificación sísmica de la presa, se calcularon razones espectrales de espectros de respuesta de aceleración  $S_a$  y de la Transformada Rápida de Fourier (FFT, por sus siglas en inglés), suavizada con el filtro de Konno-Ohmachi (1995) con un parámetro de suavizado  $b_{KO} = 60$  [-].

Se llevaron a cabo simulaciones con pulsos de Gabor de un segundo de período para tres niveles de PGA distintos: 0.01 g, 0.05 g y 0.1 g. Esto tiene por objetivo principal determinar el período fundamental de la presa utilizando el pulso de menor intensidad, así como observar posibles variaciones en su amplificación con los pulsos de mayor intensidad. Los pulsos utilizados se muestran en la Figura 28.

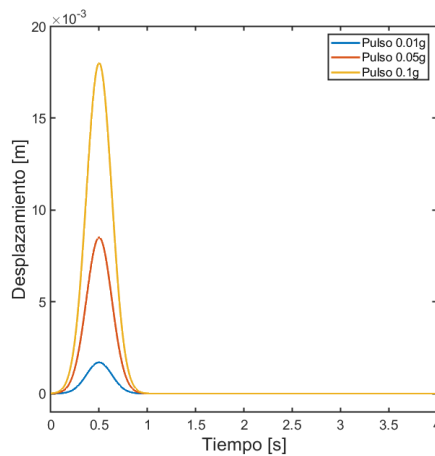


Figura 28: Pulsos para PGA igual a 0.01 g, 0.05 g y 0.1 g.

La razón espectral es el resultado de dividir la respuesta en el centro del coronamiento de la presa por la respuesta en el punto de monitoreo en superficie libre (ver Figura 7), ambas calculadas a partir del registro de aceleración. En las Figuras 29 y 30 se muestran las razones espectrales de cada uno de los registros y de los pulsos, calculadas a partir de FFT y Sa, respectivamente, junto con los máximos en función del PGA en superficie. En los paneles superiores se muestran las respuestas de la presa simulada con el modelo PM4Sand, mientras que en los paneles inferiores se muestran las respuestas para el modelo HSS. Para construir estas Figuras se utilizan los espectros de las Figuras 47 y 48 del Anexo D.

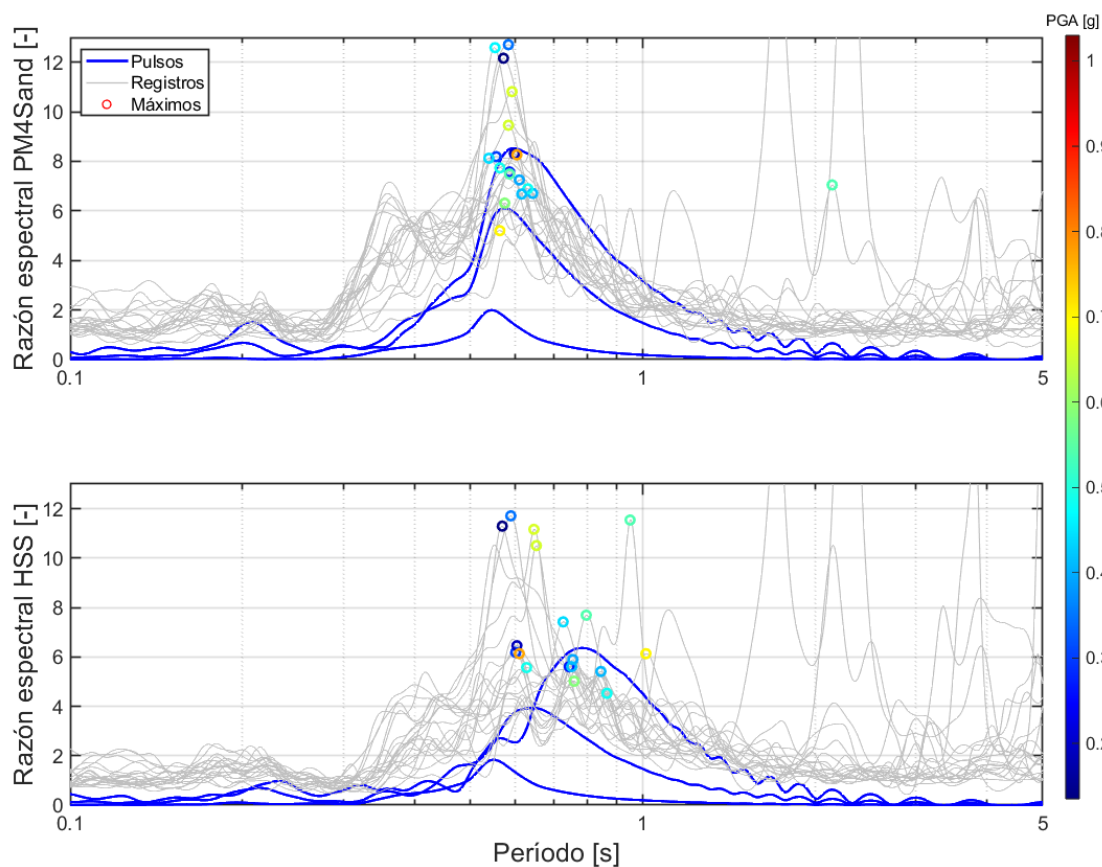


Figura 29: Razón espectral de registros utilizando FFT, con máximos en función del PGA.

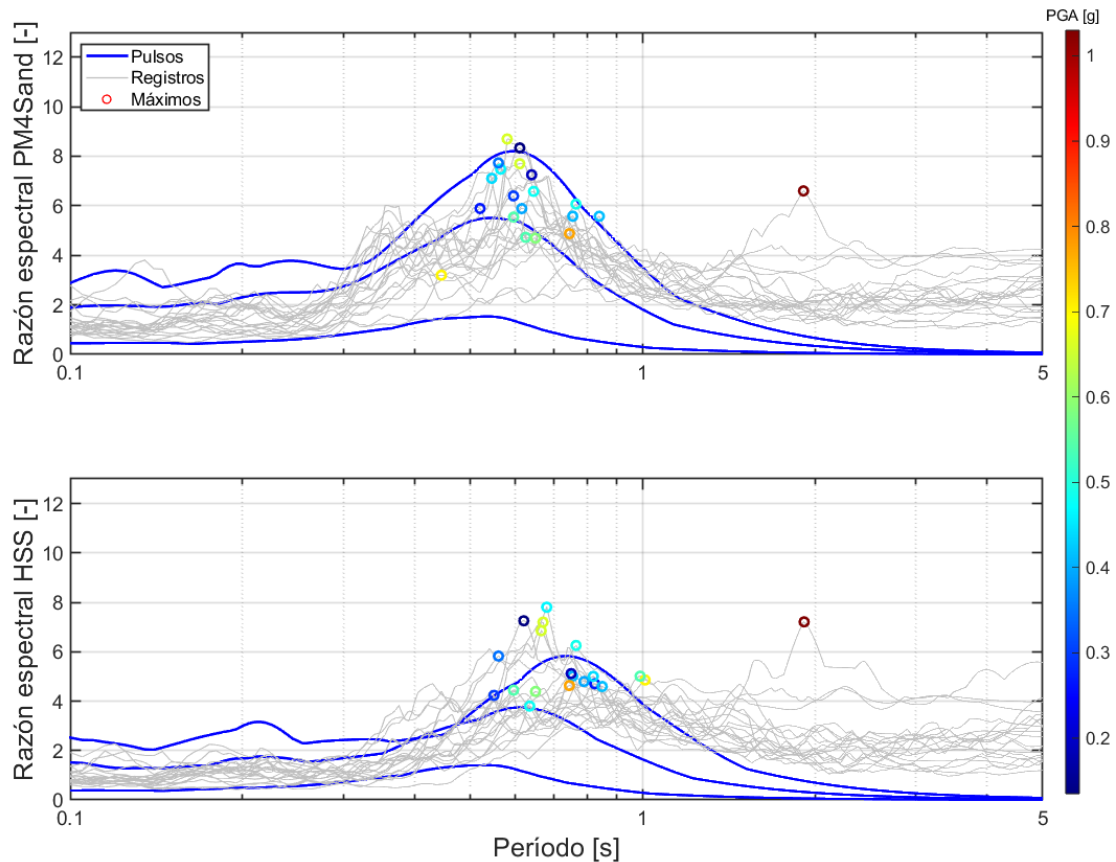


Figura 30: Razón espectral de registros utilizando  $S_a$ , con máximos en función del PGA.

De las Figuras 29 y 30 se observa que los períodos de la presa tienden a ser más largos y que las razones espectrales en general son menores al simular la presa con el modelo HSS. De la Figura 29, se observa que los máximos de los pulsos varían aproximadamente en un rango de períodos entre 0.53 y 0.60 s para el modelo PM4Sand, mientras que para el modelo HSS estos varían entre aproximadamente 0.53 y 0.78 s. Los máximos de los registros también tienden a ubicarse entre estos períodos.

De manera similar a lo observado en la Figura 29, en la Figura 30 se aprecia que los máximos de los pulsos se ubican aproximadamente entre los mismos períodos, mientras que los máximos de los registros están más dispersos. Dado que no hay un período fundamental claro, se considera como período fundamental de la presa  $T_0 = 0.55$  s, ya que en este período se ubican los máximos del pulso de menor amplitud (0.01g).

Para ninguna de estas dos Figuras se observa que el valor del PGA siga una relación con los períodos de las razones espectrales.

## 5.5. Eficiencia de medidas de intensidad

La eficiencia de cada medida de intensidad se evaluó mediante el error cuadrático medio (RMSE, por sus siglas en inglés), que proporciona una medida de dispersión de un conjunto de datos. Previo al cálculo del RMSE, se propone un modelo de ajuste que relaciona el Parámetro de Demanda Ingenieril (EDP, por sus siglas en inglés) con cada medida de intensidad (IM, por sus siglas en inglés), tal como se hace en el trabajo realizado por Pastén et al. (2023). Este modelo de ajuste se presenta en la ecuación (46).

$$\ln(EDP) = a_0 + a_1 \cdot \ln(IM) \quad (46)$$

Donde  $a_0$  y  $a_1$  son constantes. Como parámetro de demanda ingenieril se utiliza el asentamiento en el centro del coronamiento, denotado como  $uy$ . La fórmula que define el RMSE se presenta en la ecuación (47).

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N [\ln(uy_p) - \ln(uy_n)]^2} \quad (47)$$

Donde  $uy_p$  es el asentamiento en el centro del coronamiento predicho con la ecuación (46) y  $uy_n$  es el asentamiento en el centro del coronamiento calculado con el modelo numérico. En la Figura 31 se presentan los asentamientos en el centro del coronamiento con respecto a cada una de las medidas de intensidad; a) PGA, b) PGV, c) CAV, d) IA, e) Pd y f) Sa( $T_0 = 0.55$  s), descritas en la Sección 2.3. Además, se presentan las curvas de ajuste y los RMSE para los modelos PM4Sand y HSS. La Figura también presenta los ajustes del trabajo de Pastén et al. (2023), donde se consideran los mismos parámetros del modelo HSS que en el presente trabajo (denotado como HSS\*).

Se observa que las curvas que ajustan los asentamientos calculados con el modelo HSS del presente trabajo y lo realizado por Pastén et al. (2023) son prácticamente iguales para todas las medidas de intensidad, salvo en el caso del PGA. Además, se observa que las curvas del ajuste entre el modelo PM4Sand y HSS tienden a ser homotéticas.



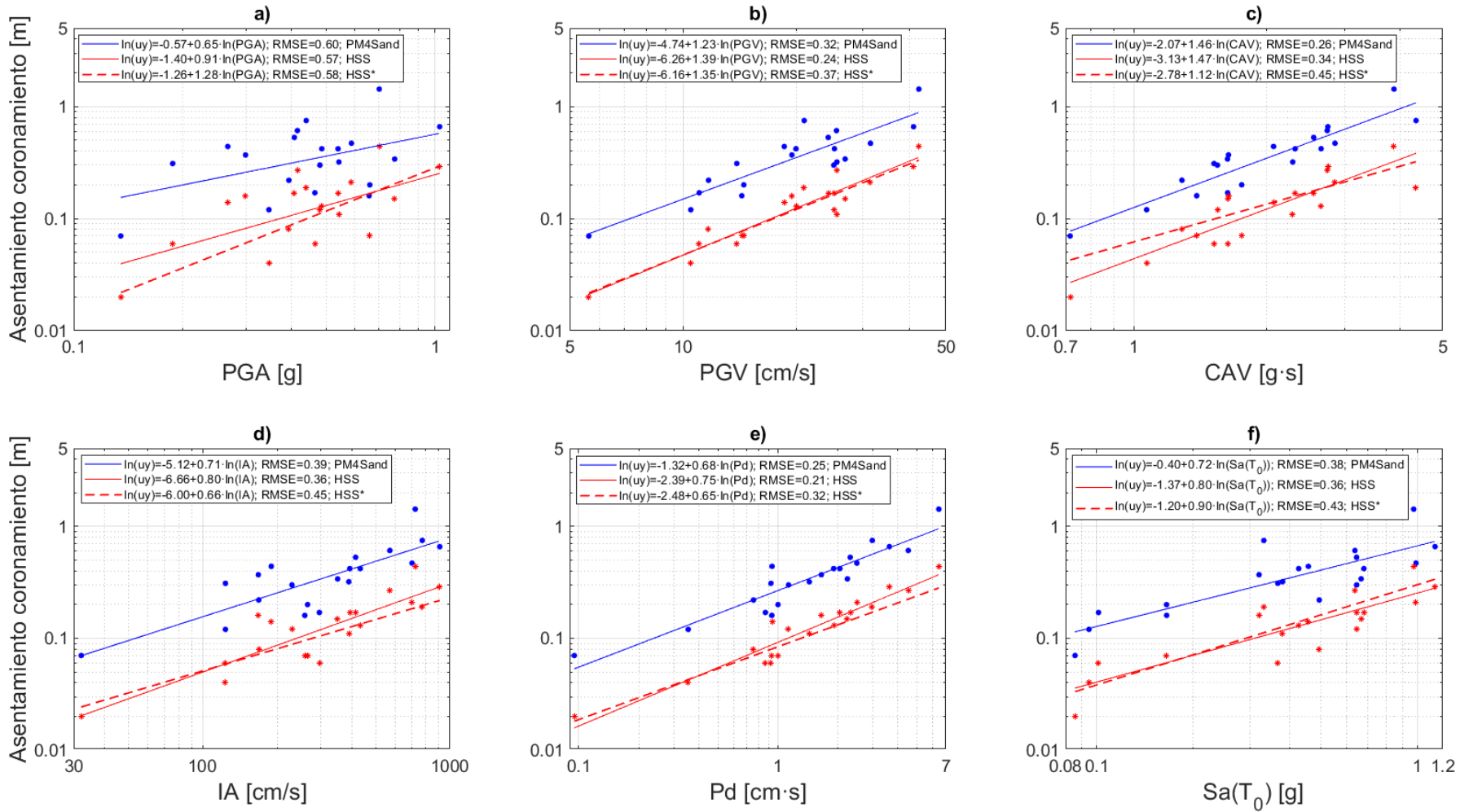


Figura 31: Asentamientos en el centro del coronamiento en función de a) PGA, b) PGV, c) CAV, d) IA, e) Pd y f) Sa(T<sub>0</sub>).

En la Tabla 9 se presentan los valores de las constantes  $a_0$  y  $a_1$  y del RMSE de las curvas de ajuste de los asentamientos en función de cada medida de intensidad, para los modelos PM4Sand, HSS y HSS\* (Pastén et al., 2023).

Tabla 9: Valores de  $a_0$ ,  $a_1$  y RMSE de las curvas de ajuste de los asentamientos en función de cada medida de intensidad.

IM	Modelo	$a_0$ [-]	$a_1$ [-]	RMSE [-]
PGA [g]	PM4Sand	-0.57	0.65	0.60
	HSS	-1.40	0.91	0.57
	HSS*	-1.26	1.28	0.58
PGV [cm/s]	PM4Sand	-4.74	1.23	0.32
	HSS	-6.26	1.39	0.24
	HSS*	-6.16	1.35	0.37
CAV [g·s]	PM4Sand	-2.07	1.46	0.26
	HSS	-3.13	1.47	0.34
	HSS*	-2.78	1.12	0.45
IA [cm/s]	PM4Sand	-5.12	0.71	0.39
	HSS	-6.66	0.80	0.36
	HSS*	-6.00	0.66	0.45
Pd [cm·s]	PM4Sand	-1.32	0.68	0.25
	HSS	-2.39	0.75	0.21
	HSS*	-2.48	0.65	0.32
Sa( $T_0$ ) [g]	PM4Sand	-0.40	0.72	0.38
	HSS	-1.37	0.80	0.36
	HSS*	-1.20	0.90	0.43

En la Figura 32 se presenta el resumen del valor de los RMSE para las medidas de intensidad utilizadas, ordenadas de más a menos eficiente para el modelo PM4Sand. En esta se observa que la medida menos eficiente para predecir asentamientos es el PGA, tanto para el modelo PM4Sand como para el modelo HSS del presente trabajo y del de Pastén et al. (2023). Por otro lado, las medidas que mejor ajustan los asentamientos para el modelo PM4Sand es el Pd y el CAV, mientras que las que mejor ajustan para el modelo HSS son el Pd y el PGV.

Dado que solo se utilizó el período fundamental de la presa  $T_0$  para calcular el RMSE del espectro de aceleración al estimar asentamientos en el coronamiento, se propone estudiar la variación del RMSE de Sa(T) para distintos valores del período T. Esto se presenta en la Figura 33, donde se observa que el valor adoptado de  $T = T_0$  no es el óptimo al calcular asentamientos, pues hay períodos con los que se obtienen RMSE menores.

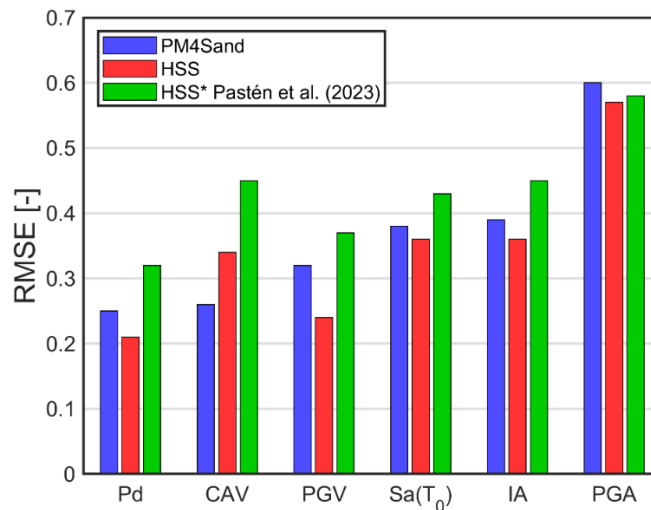


Figura 32: Resumen de RMSE del ajuste de medidas de intensidad y asentamiento del coronamiento en presas modeladas con PM4Sand, HSS y HSS\* del trabajo de Pastén et al. (2023).

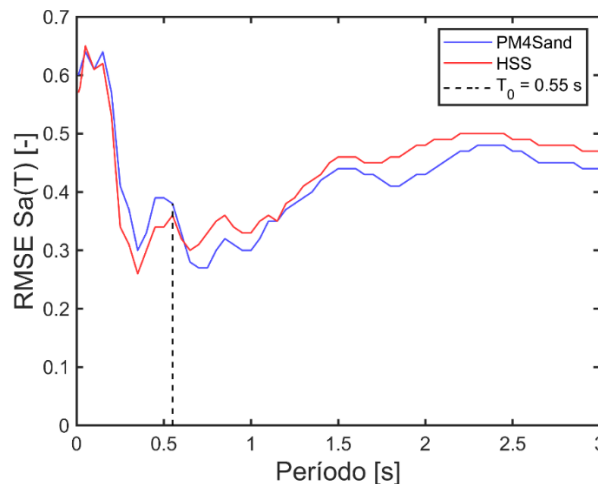


Figura 33: RMSE de la aceleración espectral en función del período.

Swaisgood (2013) entrega información de asentamientos de distintos tipos de embalses de agua y de relaves sometidos a terremotos como función del PGA registrado en campo libre. Estos se muestran en la Figura 34 en forma de asentamientos relativos, los que se obtienen al dividir el asentamiento total por la suma de la altura de la presa y el espesor del suelo de fundación (sin considerar la roca). Además, en esta se muestran los niveles de daño considerados para intervalos de asentamiento relativo.

En la Figura 35, se presenta el asentamiento relativo del coronamiento en función del PGA en superficie y las líneas de tendencia en escalas a) Logarítmica-Lineal y b) Logarítmica-Logarítmica para los modelos PM4Sand y HSS y para los datos recolectados

por Swaisgood, considerando la totalidad de los datos y aquellos que estén asociados a embalses de entre 40 y 60 metros de altura, una altura similar a la del modelo numérico. En esta se observa que los niveles de daño para los asentamientos calculados con el modelo PM4Sand se ubican entre moderados y severos, mientras que para los calculados con el modelo HSS se ubican en su mayoría entre menor y moderado.

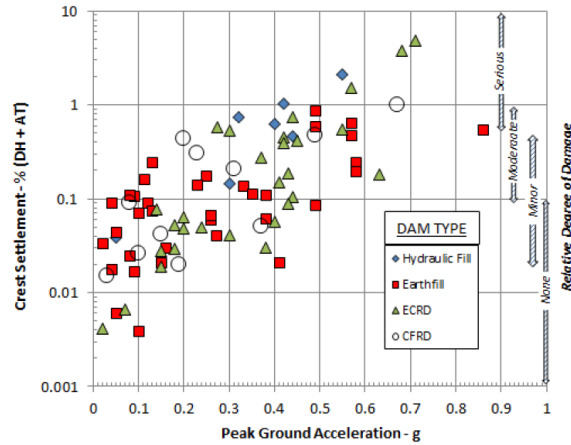


Figura 34: Asentamiento relativo y niveles de daño de presas (Swaisgood, 2013).

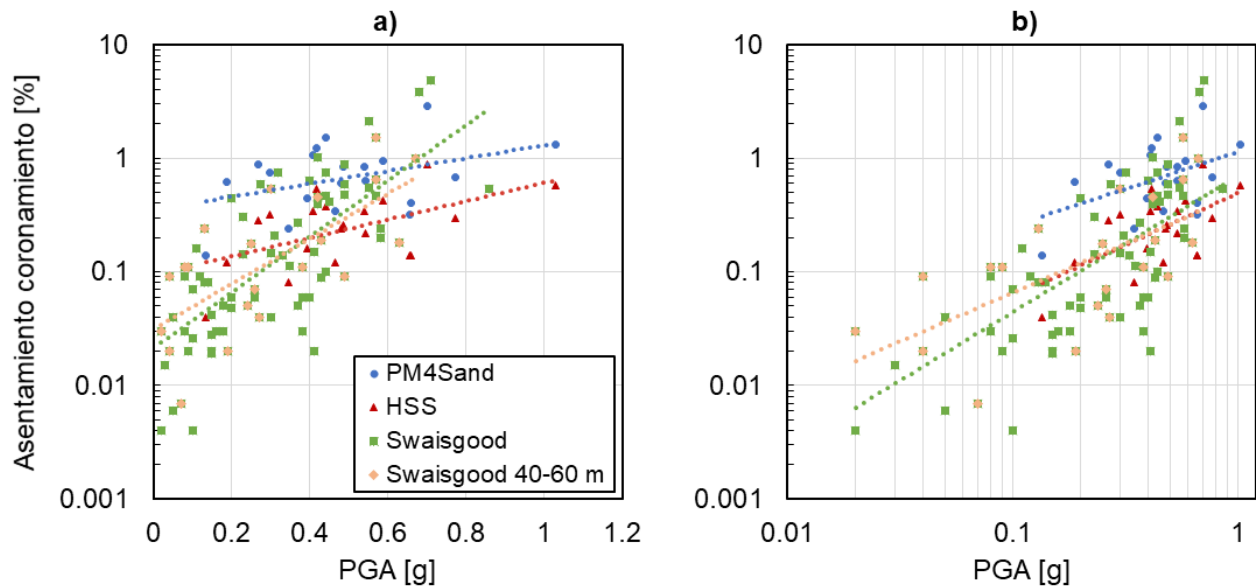


Figura 35: Asentamiento relativo del coronamiento y líneas de tendencia para modelos PM4Sand y HSS y para datos reportados por Swaisgood (2013) en escalas a) Logarítmica-Lineal y b) Logarítmica-Logarítmica.

Las ecuaciones asociadas a las líneas de tendencia son de la forma mostrada en la ecuación (48) para la escala Logarítmica-Lineal y de la forma mostrada en la ecuación

(49) para la escala Logarítmica-Logarítmica, donde  $uy_r$  es el asentamiento relativo del coronamiento,  $c_1$ ,  $c_2$ ,  $c_3$  y  $c_4$  son constantes y  $PGA$  es medido en g.

$$uy_r = c_1 \cdot e^{c_2 \cdot PGA} \quad (48)$$

$$uy_r = c_3 \cdot PGA^{c_4} \quad (49)$$

En la Tabla 10 se presentan los valores de las constantes y  $R^2$  asociados a las líneas de tendencia para las escalas Logarítmica-Lineal y Logarítmica-Logarítmica. Se aprecia que la predictibilidad del PGA para estimar asentamientos es bastante baja, lo que se destaca inclusive más en las simulaciones numéricas dado el bajo valor de  $R^2$  y corrobora la baja eficiencia del PGA para predecir asentamientos.

Tabla 10: Valor de  $R^2$  para modelos PM4Sand y HSS y para datos recolectados por Swaisgood, para escalas Logarítmico-Lineal y Logarítmico-Logarítmico.

Datos para ajuste	$c_1$ ; $c_2$ Log-Lineal	$c_3$ ; $c_4$ Log-Log	$R^2$ Log-Lineal	$R^2$ Log-Log
Modelo PM4Sand	0.35; 1.30	1.13; 0.65	0.16	0.20
Modelo HSS	0.09; 1.86	0.49; 0.91	0.28	0.36
Swaisgood	0.02; 5.64	0.70; 1.20	0.53	0.49
Swaisgood 40-60 m	0.03; 4.58	0.47; 0.86	0.49	0.41

## 5.6. Desplazamientos con método de Bray et al. (2018)

Para calcular desplazamientos con el método de Bray et al. se necesitan los parámetros  $k_y$ ,  $T_s$  y  $M$  de la Ecuación (37). Para efectos de este trabajo, se adopta el valor de la magnitud de momento como  $M = 9$ , suponiendo un caso de un sismo de gran magnitud. Para la estimación de  $k_y$  se modela la presa en el programa de equilibrio límite PLAXIS LE con la opción "Entry and Exit", en el cual se debe seleccionar la zona de entrada y de salida de la superficie de falla. Este software es capaz de generar curvas a lo largo de todo el talud, muchas de las cuales son poco representativas de la realidad, pues se espera que la superficie de falla más desfavorable pase por el coronamiento. Dado esto, se propone que la superficie de falla comience en el centro del coronamiento y que finalice en el pie del talud. La Figura 36 presenta la presa simulada, el valor de  $k_y = 0.393$  y la superficie de falla considerada.

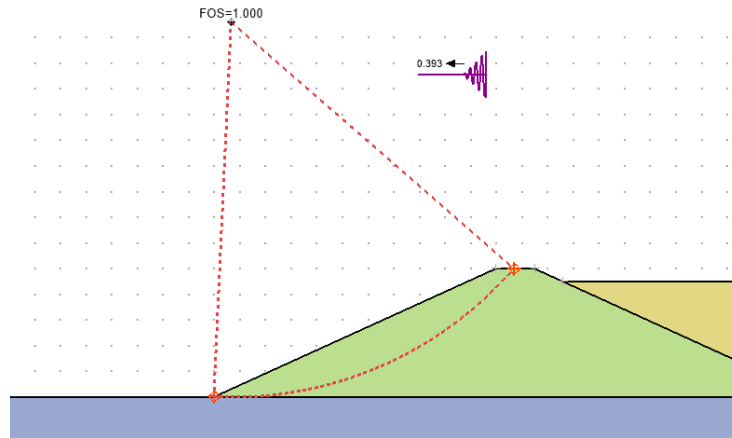


Figura 36: Estimación de parámetro  $k_y$  con superficie de falla desde centro del coronamiento.

Dado que la superficie de falla esperada no coincide ni tiene forma similar a las propuestas por Bray et al. (ver Figura 5), se propone estudiar dos valores de  $T_s$  distintos, para así también ver si el cambio de este valor tiene una influencia alta en los resultados. Es importante mencionar que, como se obtuvo que el período fundamental de la presa completa es  $T_0 = 0.55$ , los valores de  $T_s$  a considerar deben ser menores. En particular se calculan los desplazamientos con el método de Bray et al. para  $T_s = 0.2$  s y para  $T_s = 0.4$  s. En la Tabla 11 se resumen los parámetros  $k_y$ ,  $M$  y  $T_s$  utilizados, mientras que en la Tabla 12 se entregan los valores de  $S_a(1.5T_s)$  para cada registro en superficie.

Tabla 11: Resumen de parámetros del método de Bray.

Parámetro	Valor
Coefficiente de fluencia, $k_y$ [-]	0.39
Magnitud de momento, $M$ [Mw]	9
Período fundamental de la masa deslizante, $T_s$ [s]	0.2 y 0.4

Tabla 12: Aceleración espectral  $S_a(1.5T_s)$  de cada simulación en superficie libre.

ID	$S_a(1.5T_s = 1.5 \cdot 0.2 \text{ s})$ [g]	$S_a(1.5T_s = 1.5 \cdot 0.4 \text{ s})$ [g]
1	0.55	0.36
2	1.42	1.01
3	0.67	0.32
4	0.95	0.49
5	1.28	0.68
6	0.56	0.12
7	0.66	0.38
8	0.20	0.09
9	0.70	0.45
10	0.64	0.24
11	0.65	0.45
12	1.83	1.02
13	0.36	0.09
14	0.29	0.10
15	1.18	0.66
16	1.12	0.46
17	0.88	0.31
18	0.57	0.64
19	1.30	0.68
20	0.56	0.12

Los desplazamientos obtenidos con el método de Bray et al. se presentan en la Tabla 13. En la Figura 37, se muestran los desplazamientos horizontales calculados en el centro del coronamiento del modelo numérico y los desplazamientos estimados mediante el método de Bray et al. para los períodos seleccionados. Se observa que los desplazamientos estimados con el modelo numérico tienden a ser de un orden de magnitud mayores a los estimados con el método de Bray para  $T_s = 0.2 \text{ s}$ , mientras que para  $T_s = 0.4$  los desplazamientos calculados con el método numérico superan son considerablemente mayores a un orden de magnitud, llegando incluso a valores superiores a los dos órdenes de magnitud.

Tabla 13: Desplazamientos horizontales calculados con el método de Bray et al. (2018)

ID	Desplazamiento método de Bray et al., $T_s = 0.2$ s [m]	Desplazamiento método de Bray et al., $T_s = 0.4$ s [m]
1	0.009	0.004
2	0.102	0.044
3	0.015	0.002
4	0.038	0.006
5	0.079	0.016
6	0.009	0.000
7	0.014	0.003
8	0.000	0.000
9	0.017	0.005
10	0.013	0.001
11	0.014	0.005
12	0.184	0.045
13	0.002	0.000
14	0.001	0.000
15	0.065	0.014
16	0.057	0.005
17	0.031	0.002
18	0.009	0.013
19	0.082	0.015
20	0.009	0.000

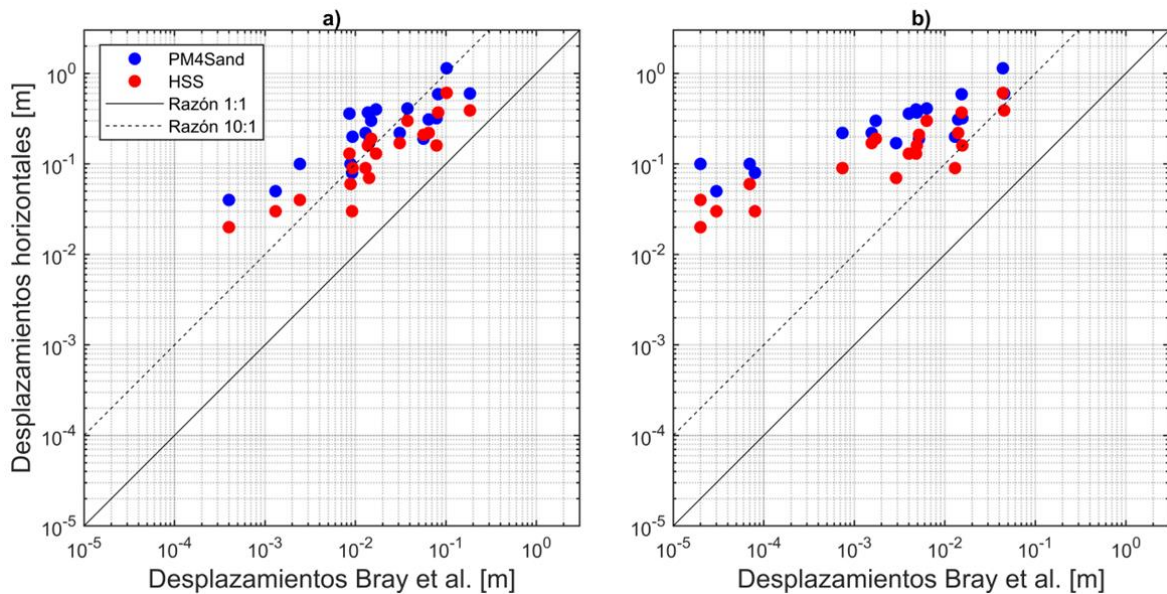


Figura 37: Comparación de desplazamientos horizontales utilizando modelo numérico y método de Bray et al. (2018) para a)  $T_s = 0.2$  s y b)  $T_s = 0.4$  s.



Debido a la considerable diferencia de los desplazamientos, se propone identificar la curva de isodesplazamiento horizontal en el modelo numérico. En específico, se utiliza el registro 5 de la Tabla 2. En las Figuras 38 y 39, se muestra en escala de colores los desplazamientos horizontales del modelo numérico, junto con una línea blanca que representa la ubicación de la curva de isodesplazamiento calculado con el método de Bray et al., con valores de 7.9 cm para  $T_s = 0.2$  s y 1.6 cm para  $T_s = 0.4$  s. Se observa que estos valores de desplazamiento se manifiestan en un sector profundo de la presa cuando se simula con PM4Sand y en una zona que cruza ambos taludes de la presa cuando se simula con el modelo HSS.

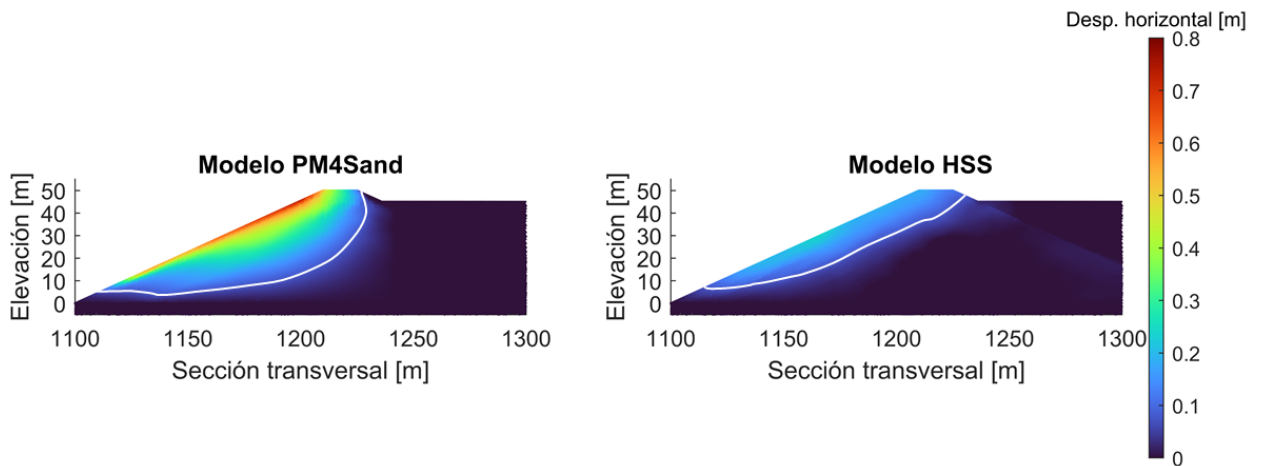


Figura 38: Ejemplo de desplazamiento horizontal con modelo numérico y curva de isodesplazamiento con método de Bray et al. para  $T_s = 0.2$  s.

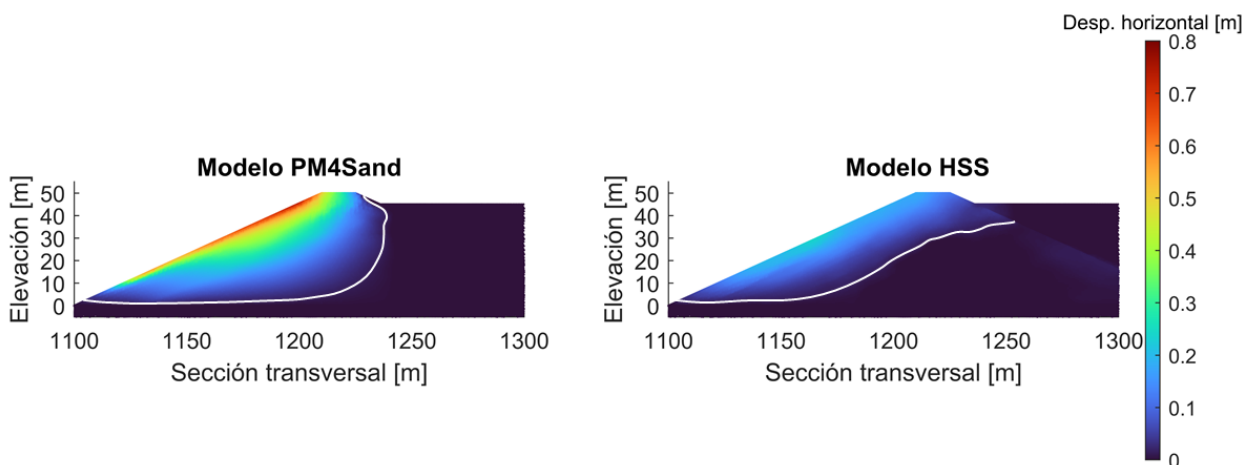


Figura 39: Ejemplo de desplazamiento horizontal con modelo numérico y curva de isodesplazamiento con método de Bray et al para  $T_s = 0.4$  s.

## 6. Discusión

- Si bien se logró seleccionar de manera efectiva los parámetros del modelo PM4Sand en base al modelo HSS, por falta de información muchos parámetros se tomaron como constantes propuestas por Boulanger y Ziotopoulou, por lo que el ajuste se pudo haber hecho mejor.
- Aun cuando las curvas degradación son similares, las curvas de esfuerzo-deformación son distintas para deformaciones de corte altas, lo que provoca que la presa responda de manera diferente entre ambos modelos para cargas grandes. Además, el modelo PM4Sand degrada menos que el modelo HSS para todos los niveles de deformación para esfuerzos verticales mayores a 0.3 MPa, lo que genera que los períodos sean más largos para el modelo HSS. Ninguno de los parámetros del modelo PM4Sand modifica este comportamiento, por lo que no hubo forma de ajustar estas curvas de mejor manera.
- A partir de aproximadamente los diez metros de profundidad el modelo PM4Sand presenta un módulo de corte mayor al del modelo HSS. Por el contrario, para profundidades menores el módulo de corte es menor, tendiendo incluso a un valor nulo en superficie. Esto provoca que la zona más superficial de la presa simulada con el modelo PM4Sand sea menos rígida al compararla cuando la presa se simula con el modelo HSS. Esto va de la mano con que el modelo PM4Sand no cuenta con un parámetro que tome en cuenta la cohesión, como sí lo hace el modelo HSS. Para ver las diferencias se corrieron simulaciones extras bajando la cohesión del modelo HSS de 10 kPa a 5 kPa, lo que se presenta en la Figura 40. De esta se obtiene que tanto los desplazamientos horizontales como los asentamientos aumentan hasta un máximo aproximado de un 20%.

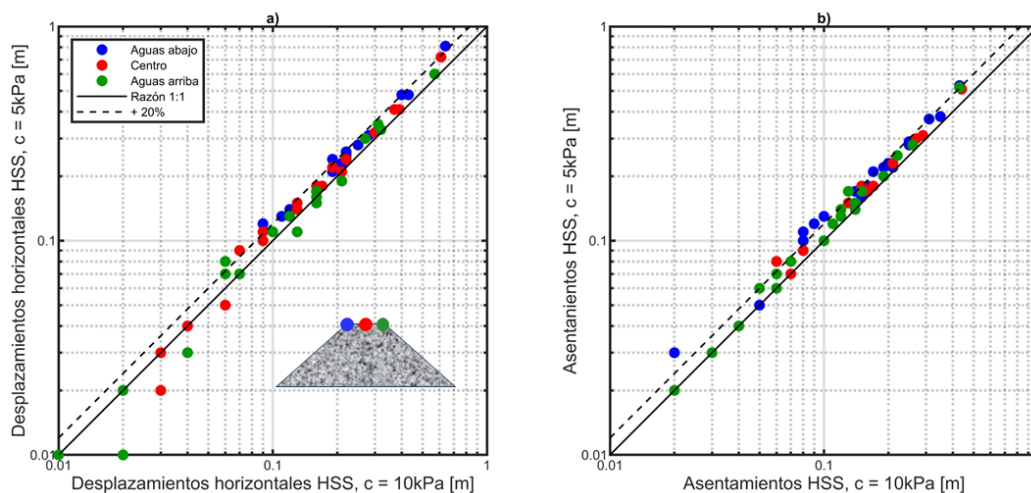


Figura 40: a) Desplazamientos horizontales y b) asentamientos al reducir la cohesión de 10 kPa a 5 kPa para el modelo HSS.

- Dado que el amortiguamiento histerético no es constantemente más alto en un modelo que en el otro, se espera que la presa no amplifique de la misma manera entre los modelos para diferentes niveles de deformación. Para deformaciones altas, el modelo HSS exhibe una amortiguación considerablemente mayor que el modelo PM4Sand, por lo que es posible que esto sea lo que provoque que las razones espectrales en la presa al considerar el modelo HSS sean por lo general menores que al modelarla con el modelo PM4Sand.
- Una limitación importante en la selección de parámetros del modelo PM4Sand es que no se cuenta con ensayos cíclicos drenados, por lo que solo se pudo ajustar este modelo con los parámetros obtenidos del modelo HSS.
- De acuerdo con la Figura 14, la acumulación de deformaciones volumétricas del modelo PM4Sand no tiene un límite, a diferencia de lo que ocurre en los suelos reales, donde la deformación volumétrica tiende a acumularse de manera asintótica a partir de cierto número de ciclos de carga (Pastén et al. 2014). Esto puede generar que las deformaciones volumétricas predichas por el modelo sean mayores a lo que pueda ocurrir en un caso real.
- De acuerdo con la Figura 27, los asentamientos por densificación sísmica tienen un papel significativo en los asentamientos del modelo HSS. Esto se evidencia al compararlos con los del modelo PM4Sand, donde la proporción cambia de aproximadamente 1:3 a 1:2. Esto conlleva a que cambien los niveles de daño por asentamientos propuestos por Swaisgood.
- La medida de intensidad menos eficiente al evaluar asentamientos en el coronamiento es el PGA, cuya baja eficiencia se ve reflejado en un alto RMSE y un bajo  $R^2$  cuando se analizan los resultados de las simulaciones numéricas. Estos resultados son consistentes con los bajos  $R^2$  de los ajustes de los datos de Swaisgood (2013). Dentro de las medidas de intensidad más eficientes se encuentran el PGV, el Pd y el CAV, destacándose que la primera considera sólo un instante del registro en velocidad mientras que las dos últimas se calculan con el registro completo de aceleración. Si bien la Intensidad de Arias también se calcula con todo el registro, al considerar en su cálculo las aceleraciones al cuadrado, se toma en mayor consideración las altas aceleraciones, las cuales no necesariamente provocan mayores asentamientos.
- Al comparar los desplazamientos de las simulaciones numéricas con los estimados con el método de Bray et al., se obtienen grandes diferencias, difiriendo en más de un orden de magnitud para algunos registros para los dos períodos considerados. Esto puede deberse a varios factores, entre los que se destaca que las superficies de falla propuestas por Bray y Macedo son poco representativas de una falla calculada por el método de equilibrio límite, a que solo se toma en cuenta el valor de  $S_a(1.5T_s)$  y a las grandes dispersiones que se presentan en el estudio desarrollado por Bray et al.

## 7. Conclusiones y recomendaciones

### 7.1. Conclusiones

- Dado que el modelo PM4Sand entrega asentamientos mayores a los del modelo HSS, el uso de este se considera más conservador. La diferencia se debe en gran medida a la falta de cohesión en el modelo PM4Sand y a la acumulación de deformaciones volumétricas al simular la presa en condición drenada, por lo que se estarían sobreestimando los asentamientos. Incluso al agregar al modelo HSS una componente de deformación volumétrica debido a deformaciones de corte, no se llegaron a asentamientos similares.
- Los desplazamientos en el talud aguas debajo de la presa se ven afectados de manera significativa por la falta de cohesión y por la baja rigidez a bajos confinamientos del modelo PM4Sand, por lo que se puede estar sobreestimando de gran manera estos desplazamientos.
- El modelo PM4Sand tiende a ser más rígido en profundidad y a degradarse menos que el modelo HSS. Esto provoca que, al comparar los períodos de ambas presas, se obtengan períodos más largos en el muro modelado con el modelo HSS, los que presentan, además, una amplificación menor en este modelo.
- Es importante incorporar un método para calcular una componente de asentamiento debido a deformaciones volumétricas en modelos que no contemplen estas deformaciones, como el modelo HSS. No contemplar este cálculo podría llevar a la consideración de asentamientos inferiores a los previstos, lo que resultaría en un rango de evaluación poco seguro, al contemplar niveles de daños menores.
- El PGA es la medida de intensidad menos eficiente para predecir asentamientos para ambos modelos constitutivos, por lo que es posible que estudios que se basen en PGA para estimar asentamientos de presas de alrededor de 50 m pueden estar incurriendo en errores. Dado esto es mejor utilizar medidas de intensidad más eficientes en caso de ser posible, como por ejemplo el Pd o el CAV.
- Dado que los desplazamientos calculados con el método de Bray et al. difieren en más de un orden de magnitud con los calculados con el modelo numérico de este trabajo, es cuestionable la confiabilidad de este método para la evaluación de desplazamientos por cargas dinámicas.

## 7.2. Recomendaciones

- Considerando la poca degradación que se da en el modelo PM4Sand a grandes confinamientos, se recomienda buscar si el ajuste de alguno de los parámetros de este modelo permite que la degradación se dé a niveles de deformación menores.
- Ya que el PGA no se consideró como una medida de intensidad eficiente, se recomienda realizar estudios de medidas que ajusten mejor el comportamiento sísmico, tal como el Pd o el CAV.
- Debido a que la calibración de los modelos no incluyó ensayos cíclicos drenados, se recomienda la realización de estos ensayos en laboratorio, con el fin de mejorar la selección de los parámetros de los modelos PM4Sand y HSS.
- Dado que el modelo PM4Sand no incluye cohesión, se sugiere reducir la cohesión del modelo HSS y verificar si el comportamiento se asemeja al modelo PM4Sand.
- Se sugiere como proyección de este trabajo, estudiar el efecto de la altura de la presa y el efecto de cambiar las características del suelo de fundación y de la presa, incluyendo los parámetros de cada material y las magnitudes de amortiguamiento de Rayleigh.
- Como proyección del presente trabajo, se propone estudiar el mismo embalse con una zona que se considere saturada y con comportamiento no drenado, para así poder evaluar si la diferencia entre asentamientos se debe principalmente a las deformaciones volumétricas del modelo PM4Sand.

## 8. Bibliografía

- Aravena, M. (2020). Análisis del comportamiento sísmico de entibaciones en suelos finos del sector oriente de Santiago. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- Barrios, D. (2019). Análisis de deformaciones de depósitos de relaves con muros de material de empréstito sometidos a sismos chilenos. Memoria para optar al título de Ingeniera Civil. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- Boulanger, R. W., & Ziotopoulou, K. (2018). PM4Sand (Version 3.1): A Sand Plasticity Model for Earthquake Engineering Applications. Department of Civil & Environmental Engineering. College of Engineering. University of California at Davis.
- Bray, J. D., & Macedo, J. (2021). Procedure for Estimating Shear-Induced Seismic Slope Displacement for Shallow Crustal Earthquakes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(5). doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002143.
- Bray, J. D., Macedo, J., & Travarasrou, T. (2018). Simplified Procedure for Estimating Seismic Slope Displacements for Subduction Zone Earthquakes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(3). doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.000183
- Brinkgreve, R., Kappert, M., & Bonnier, P. (2007). Hysteretic damping in a small-strain stiffness model. *Numerical Models in Geomechanics*.
- Castro, S., Benavente, R., Crempien, J., Candia, G., & de la Llera,, J. C. (2022). A Consistently Processed Strong Motion Database for Chilean Earthquakes. *Seismological Society of America*, 93(5), 2700-2718.
- Chiorino, M. (2023). Análisis de la respuesta sísmica de los suelos finos del norte de la cuenca de Santiago considerando efectos no lineales. Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, mención Ingeniería Estructural, Sísmica y Geotécnica. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- Dafalias, Y. F., & Manzari, M. T. (2004). Simple Plasticity Sand Model Accounting for Fabric Change Effects. *Journal of Engineering Mechanics*, 130(6). doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(2004)130:6(622)
- Decreto 50. (2015). Reglamento a que se refiere el artículo 295 inciso 2º, del código de aguas, estableciendo las condiciones técnicas que deberán cumplirse en el proyecto, construcción y operación de las obras hidráulicas identificadas en el artículo 294 del referido texto. Ministerio de Obras Públicas, Chile.

- Decreto Supremo 248. (2007). Reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves. Ministerio de Minería, Chile.
- Duku, P. M., Stewart, J. P., Whang, D. H., & Yee, E. (2008). Volumetric Strains of Clean Sands Subject to Cyclic Loads. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(8). doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:8(1073)
- Garrido, B., Pastén, C., & Heresi, P. (2023). Advances in Defining an Efficient Ground Motion Intensity Measure. *9th International Conference on Tailings Management*.
- Ishihara, K. (1996). Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics. Oxford Engineering Science Series – 46.
- Konno, K., & Ohmachi, T. (1995). A smoothing function suitable for estimation of amplification factor of the surface ground from microtremor and its application.
- Labanda, N. A., Sottile, M., Cueto, I., & Sfriso, A. (2021). Screening of seismic records to perform time-history dynamic analyses of tailings dams: A power-spectral based approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 146. doi:10.1016/j.soildyn.2021.106750
- Liu, A. H., Stewart, J. P., Abrahamson, N. A., & Moriwaki, Y. (2001). Equivalent Number of Uniform Stress Cycles for Soil Liquefaction Analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(12).
- Obrzud, R., & Truty, A. (2018). The Hardening Soil model - A practical guidebook.
- Parra, A. M. (2016). Ottawa F-65 Sand Characterization. Submitted in partial satisfaction of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Civil and Environmental Engineering. University of California Davis.
- Pastén, C., Garrido, B., & Heresi, P. (2023). Defining Efficient Ground Motion Intensity Measures to Estimate Engineering Demand Parameters of Tailings Dams. *1st International Conference on Geotechnics of Tailings and Mine Waste*.
- Pastén, C., Shin, H., & Santamarina, C. (2014). Long-Term Foundation Response to Repetitive Loading. *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*.
- PLAXIS. (2022a). Plaxis 2D - Tutorial Manual. Connect Edition V22.02.
- PLAXIS. (2022b). Plaxis 2D - Reference Manual. Connect Edition V22.02.
- PLAXIS. (2022c). Plaxis 2D - Material Models Manual. Connect Edition V22.02.
- PLAXIS. (2022d). Plaxis 2D - Scientific Manual. Connect Edition V22.02.
- Portugal, V. H. (2019). Seismic liquefaction analysis of a critical facility with PM4Sand in Plaxis. To obtain the degree of Master of Science. Delft University of Technology.

- Schanz, T., Vermeer, P., & Bonnier, P. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*.
- Swaisgood, J. (2013). Predicting dam deformation caused by earthquakes - an update. *ASDSO 2013 Dam Safety Conference*.
- Toloz, P. V. (2018). Liquefaction Modelling using the PM4Sand Constitutive Model in PLAXIS 2D. To obtain the degree of Master of Science. Delft University of Technology.



# Anexos

## Anexo A: Software PLAXIS 2D - SoilTest

PLAXIS 2D es un software de elementos finitos, específicamente diseñado para el análisis de deformaciones, estabilidad y flujo en proyectos de ingeniería geotécnica (PLAXIS, 2022a). La herramienta “SoilTest” es una función incluida en PLAXIS 2D, diseñada principalmente para llevar a cabo simulaciones numéricas de ensayos. La interfaz de esta herramienta se presenta en la Figura 41. En el panel izquierdo se presenta el modelo constitutivo junto con sus parámetros, los cuales pueden ser ajustados directamente para facilitar la calibración. En el panel derecho se encuentran los ensayos que pueden ser simulados, el tipo de comportamiento del suelo (drenado/no drenado), el tipo de consolidación (isotrópica/K0) y los inputs de cada ensayo. A partir de estos ensayos, se pueden generar gráficos que relacionan deformaciones, tensiones y número de ciclos, los que se pueden exportar en formato de archivo de texto con los valores correspondientes.

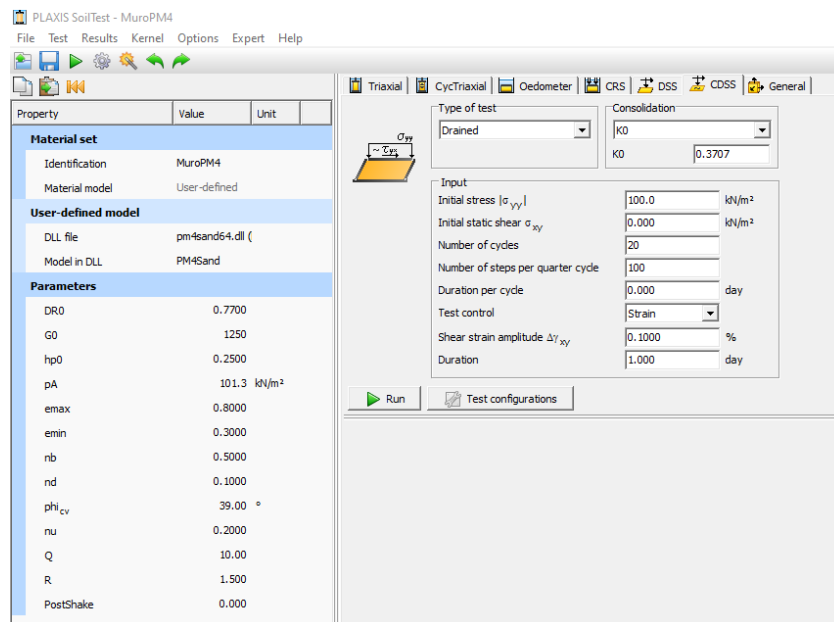


Figura 41: Interfaz herramienta SoilTest.

## Anexo B: Ensayos SoilTest CDSS

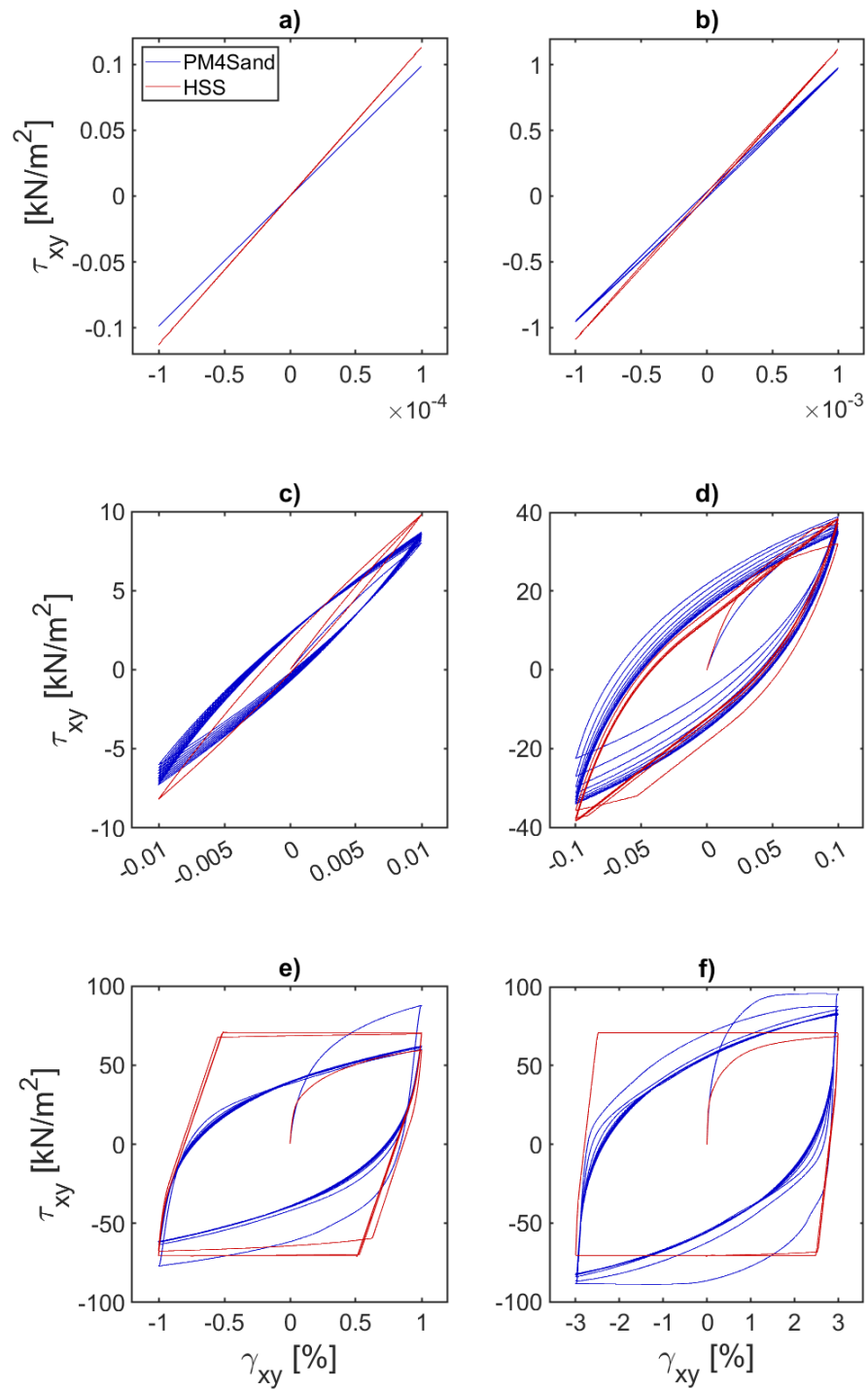


Figura 42: Ensayo CDSS en SoilTest para  $\sigma_v = 0.1$  MPa, a)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.0001\%$ , b)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.001\%$ , c)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.01\%$ , d)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.1\%$ , e)  $\Delta\gamma_{xy} = 1\%$ , f)  $\Delta\gamma_{xy} = 3\%$ .

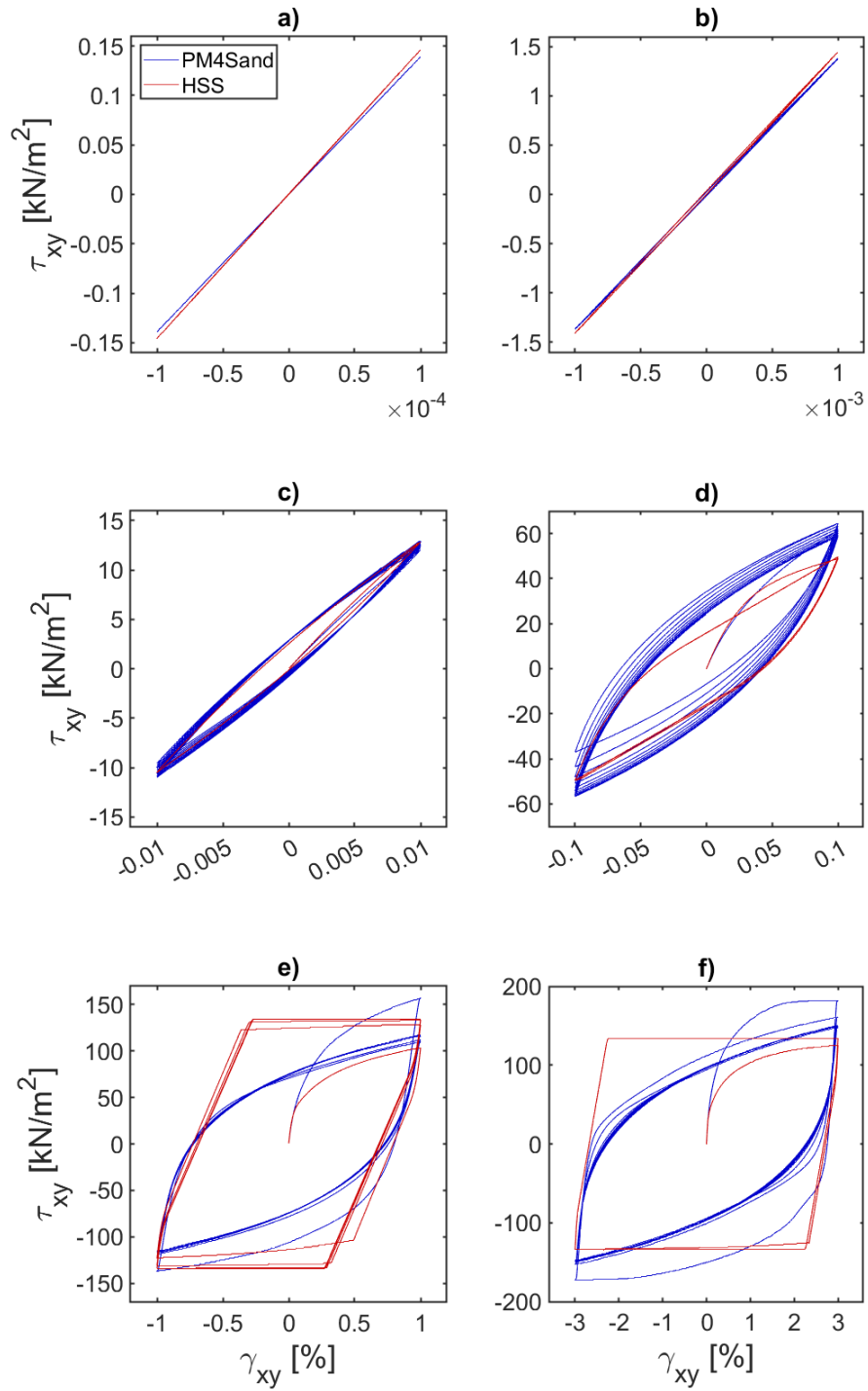


Figura 43: Ensayo CDSS en SoilTest para  $\sigma_v = 0.2$  MPa, a)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.0001\%$ , b)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.001\%$ , c)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.01\%$ , d)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.1\%$ , e)  $\Delta\gamma_{xy} = 1\%$ , f)  $\Delta\gamma_{xy} = 3\%$ .

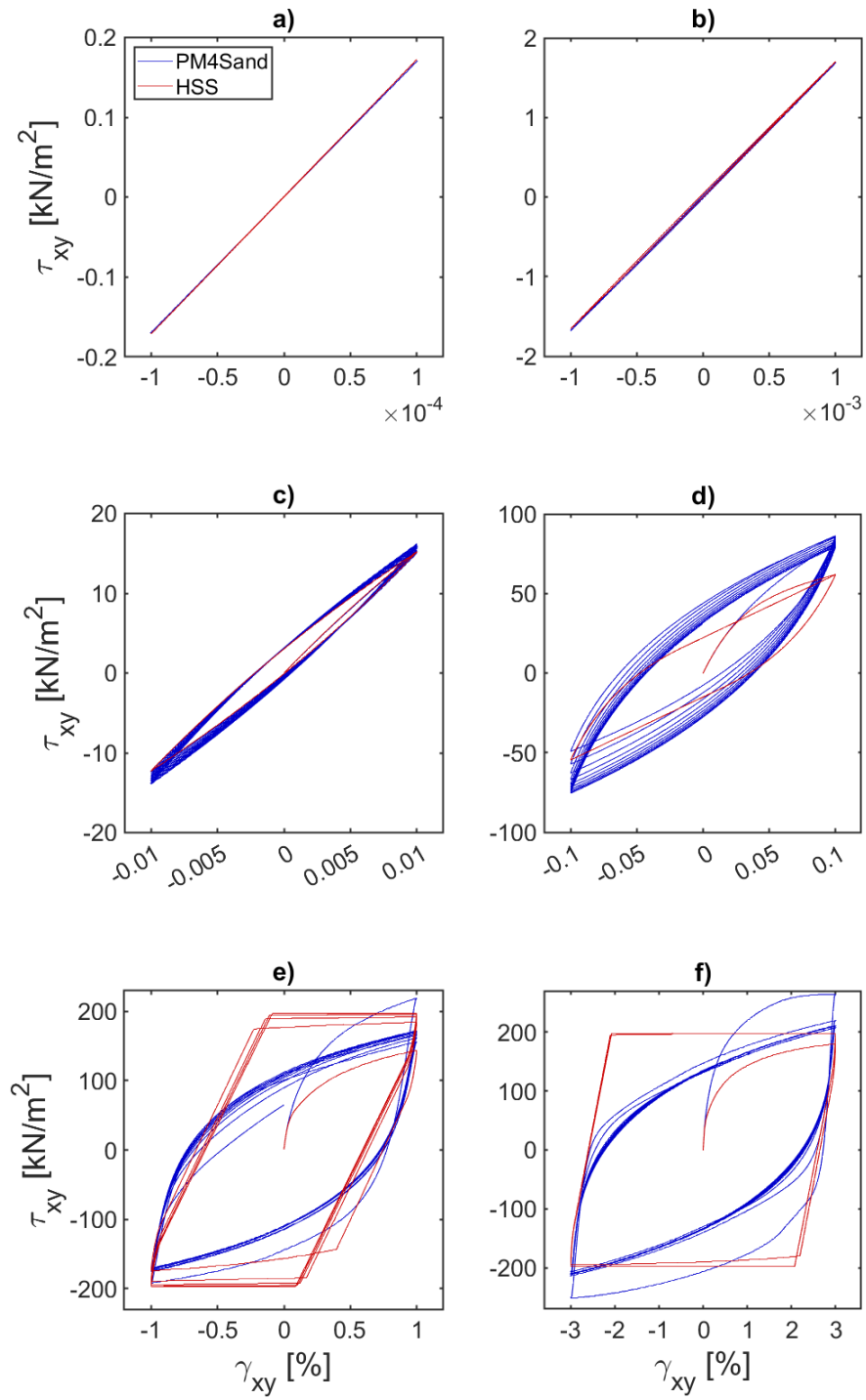


Figura 44: Ensayo CDSS en SoilTest para  $\sigma_v = 0.3$  MPa, a)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.0001\%$ , b)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.001\%$ , c)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.01\%$ , d)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.1\%$ , e)  $\Delta\gamma_{xy} = 1\%$ , f)  $\Delta\gamma_{xy} = 3\%$ .

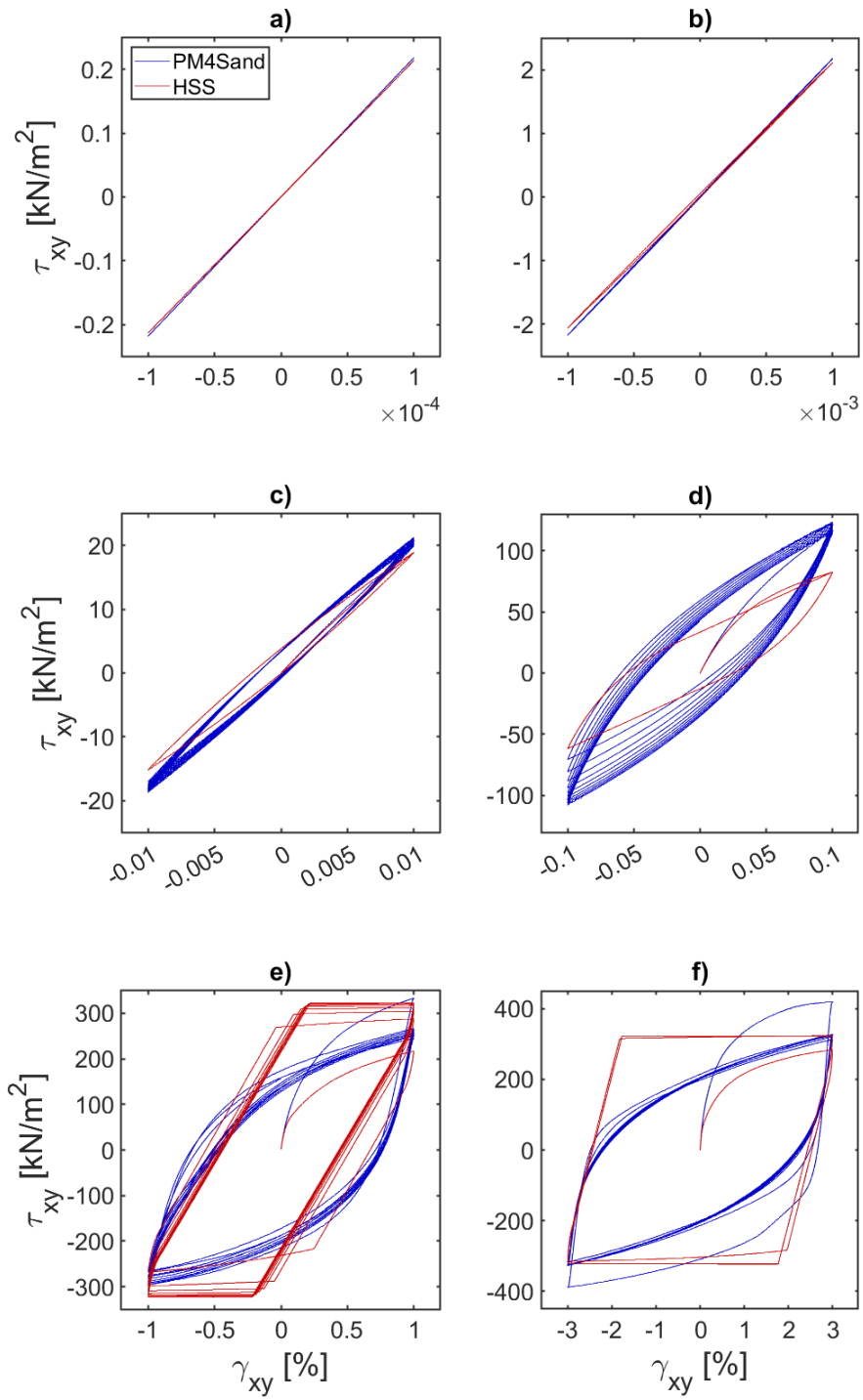


Figura 45: Ensayo CDSS en SoilTest para  $\sigma_v = 0.5 \text{ MPa}$ , a)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.0001\%$ , b)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.001\%$ , c)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.01\%$ , d)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.1\%$ , e)  $\Delta\gamma_{xy} = 1\%$ , f)  $\Delta\gamma_{xy} = 3\%$ .

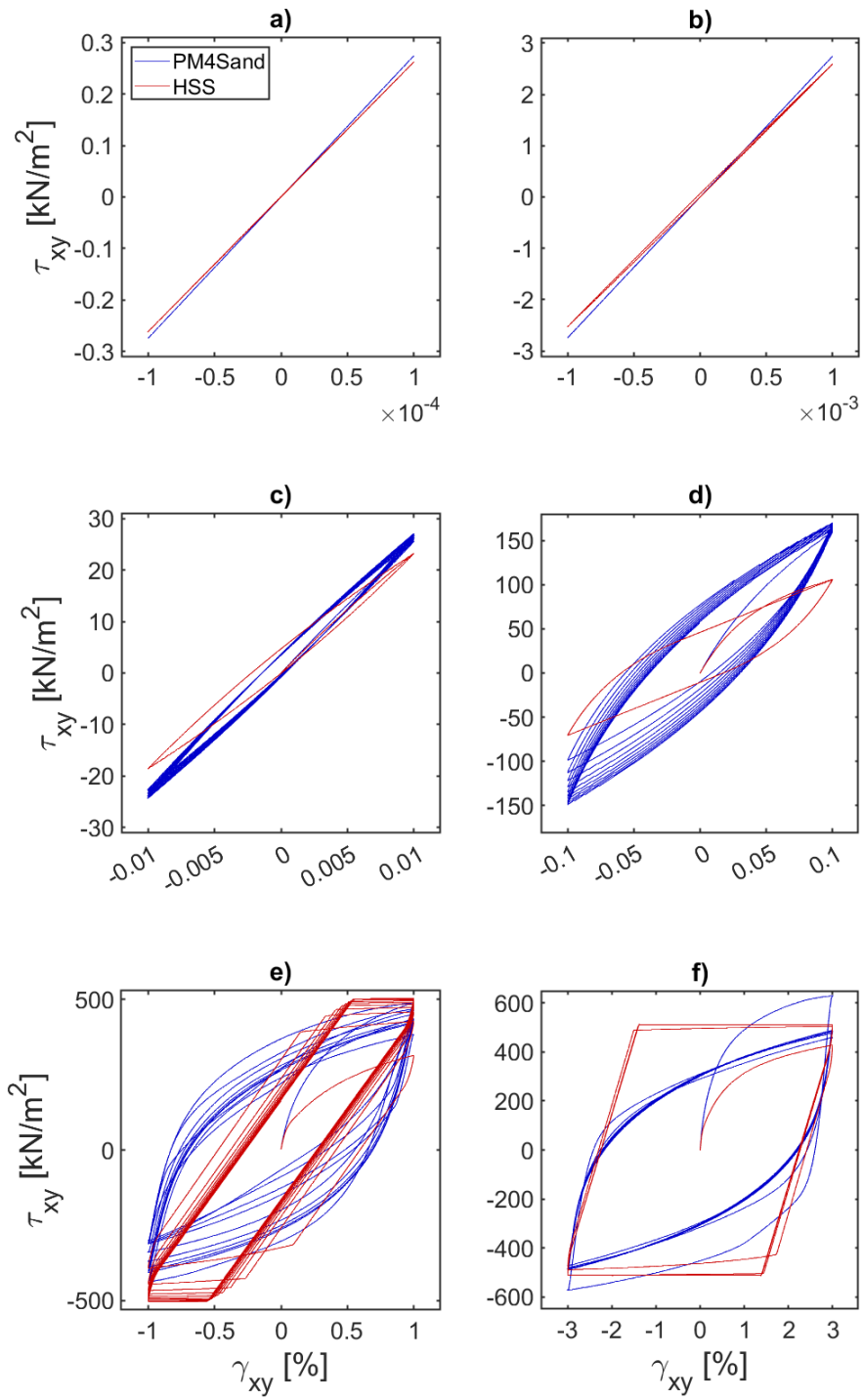


Figura 46: Ensayo CDSS en SoilTest para  $\sigma_v = 0.8 \text{ MPa}$ , a)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.0001\%$ , b)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.001\%$ , c)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.01\%$ , d)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.1\%$ , e)  $\Delta\gamma_{xy} = 1\%$ , f)  $\Delta\gamma_{xy} = 3\%$ .

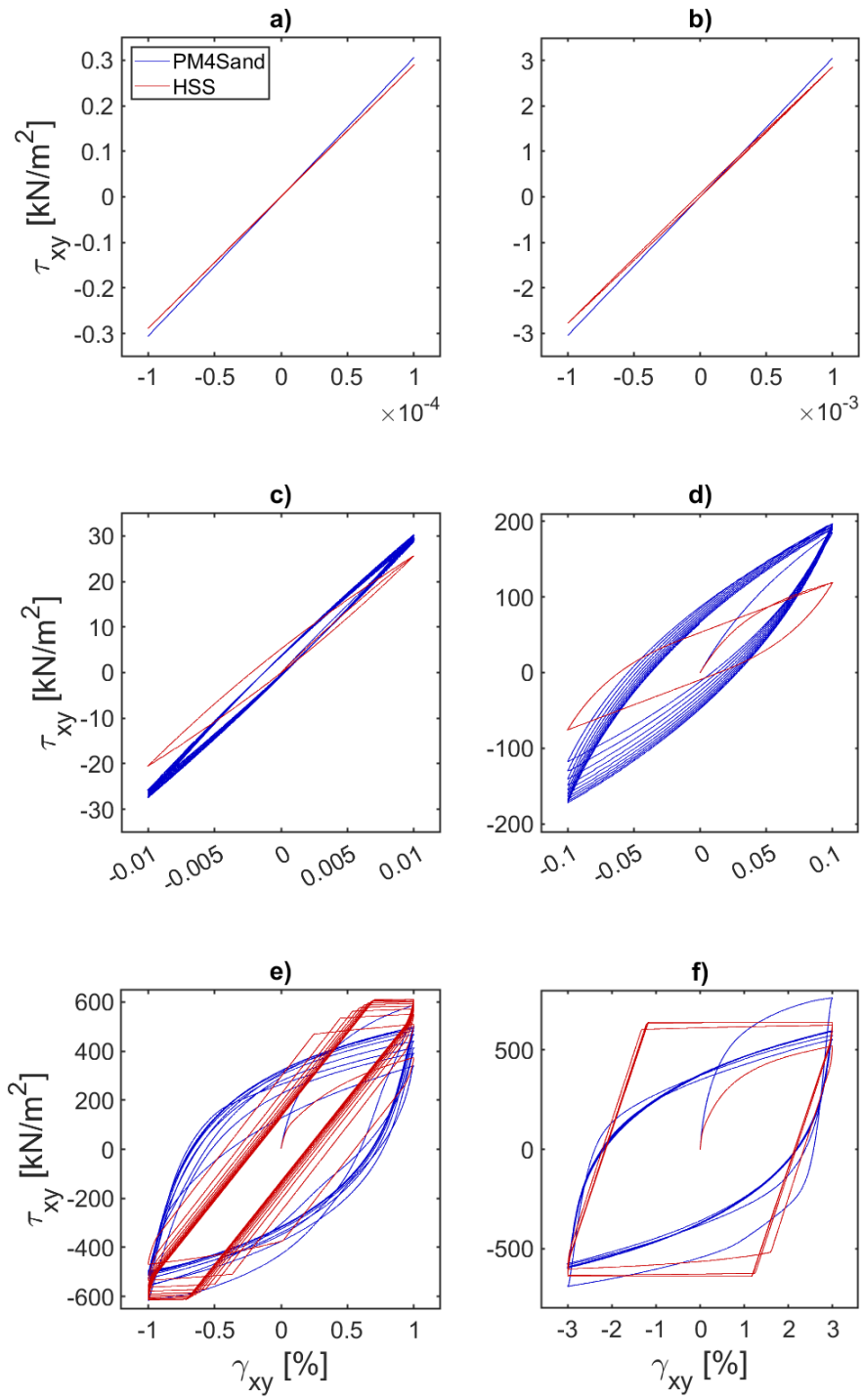


Figura 47: Ensayo CDSS en SoilTest para  $\sigma_v = 1.0 \text{ MPa}$ , a)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.0001\%$ , b)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.001\%$ , c)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.01\%$ , d)  $\Delta\gamma_{xy} = 0.1\%$ , e)  $\Delta\gamma_{xy} = 1\%$ , f)  $\Delta\gamma_{xy} = 3\%$ .

## Anexo C: Desplazamientos horizontales y asentamientos en puntos de control en el coronamiento

Tabla 14: Desplazamientos horizontales y asentamientos para modelos PM4Sand y HSS, para puntos de monitoreo aguas arriba, centro y aguas abajo del coronamiento.

ID	Desplazamiento horizontal [m]						Asentamiento [m]					
	Aguas abajo		Centro	Aguas arriba		Aguas abajo		Centro	Aguas arriba		Aguas arriba	
	PM4Sand			HSS			PM4Sand			HSS		
1	0.53	0.36	0.23	0.16	0.13	0.10	0.50	0.44	0.45	0.16	0.14	0.11
2	1.61	1.14	0.55	0.64	0.61	0.57	1.61	1.43	1.43	0.43	0.44	0.43
3	0.43	0.30	0.16	0.22	0.19	0.16	0.39	0.37	0.36	0.19	0.16	0.14
4	0.58	0.41	0.25	0.31	0.30	0.27	0.59	0.53	0.56	0.21	0.17	0.13
5	0.51	0.32	0.14	0.19	0.16	0.13	0.52	0.42	0.46	0.20	0.17	0.14
6	0.24	0.10	0.00	0.09	0.06	0.04	0.22	0.20	0.21	0.10	0.07	0.06
7	0.26	0.17	0.07	0.09	0.07	0.06	0.25	0.22	0.22	0.10	0.08	0.07
8	0.08	0.04	0.01	0.02	0.02	0.02	0.07	0.07	0.07	0.02	0.02	0.02
9	0.73	0.40	0.00	0.22	0.13	0.07	0.90	0.75	0.67	0.25	0.19	0.15
10	0.36	0.22	0.09	0.11	0.09	0.06	0.33	0.31	0.30	0.08	0.06	0.05
11	0.57	0.37	0.18	0.19	0.16	0.12	0.49	0.42	0.45	0.17	0.13	0.12
12	0.78	0.60	0.34	0.43	0.39	0.32	0.71	0.66	0.65	0.35	0.29	0.26
13	0.22	0.10	0.00	0.07	0.04	0.02	0.20	0.17	0.17	0.08	0.06	0.04
14	0.12	0.05	0.00	0.04	0.03	0.02	0.12	0.12	0.12	0.05	0.04	0.03
15	0.54	0.31	0.11	0.28	0.22	0.21	0.55	0.47	0.49	0.25	0.21	0.19
16	0.30	0.19	0.06	0.25	0.21	0.16	0.38	0.34	0.31	0.20	0.15	0.12
17	0.39	0.22	0.04	0.21	0.17	0.16	0.34	0.32	0.32	0.14	0.11	0.10
18	0.31	0.20	0.08	0.12	0.09	0.07	0.33	0.30	0.30	0.15	0.12	0.11
19	0.76	0.59	0.33	0.40	0.37	0.31	0.70	0.61	0.66	0.31	0.27	0.22
20	0.21	0.08	0.00	0.06	0.03	0.01	0.19	0.16	0.16	0.09	0.07	0.06



## Anexo D: FFT y Sa

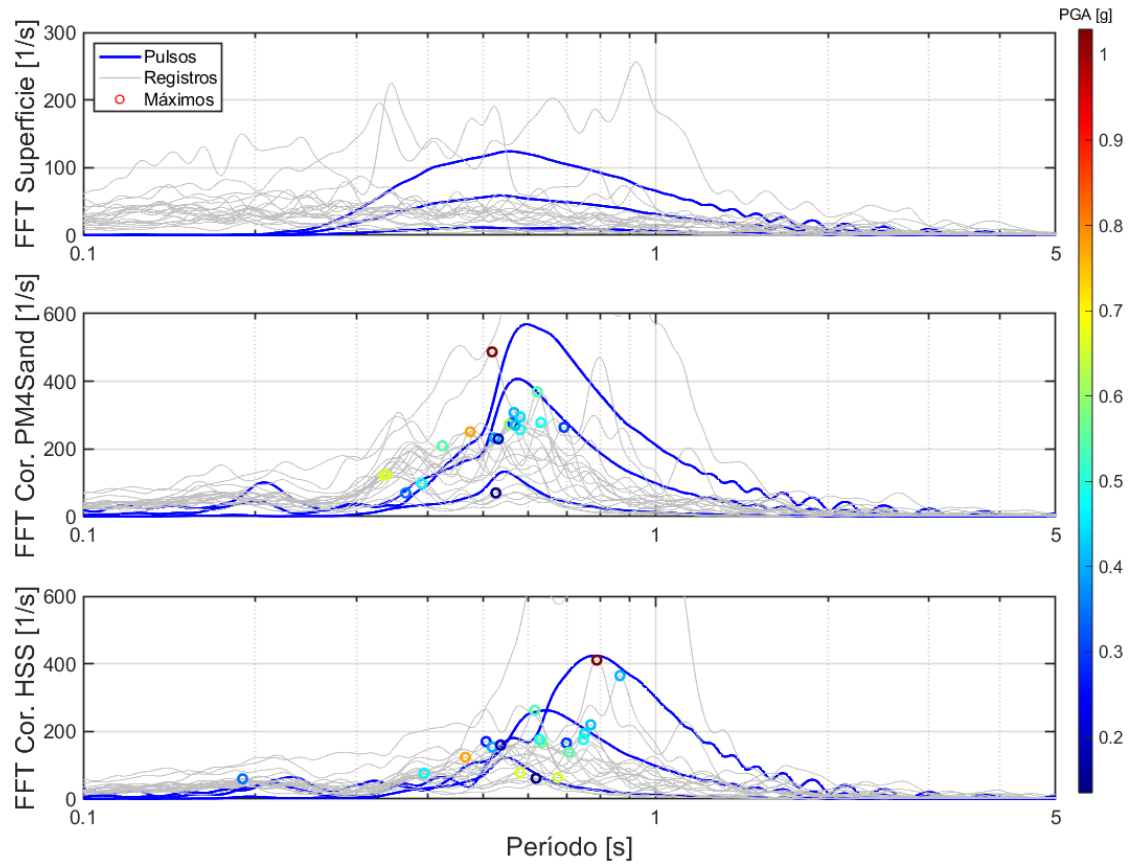


Figura 48: FFT en superficie y en centro del coronamiento para modelos PM4Sand y HSS, con máximos en función de PGA.

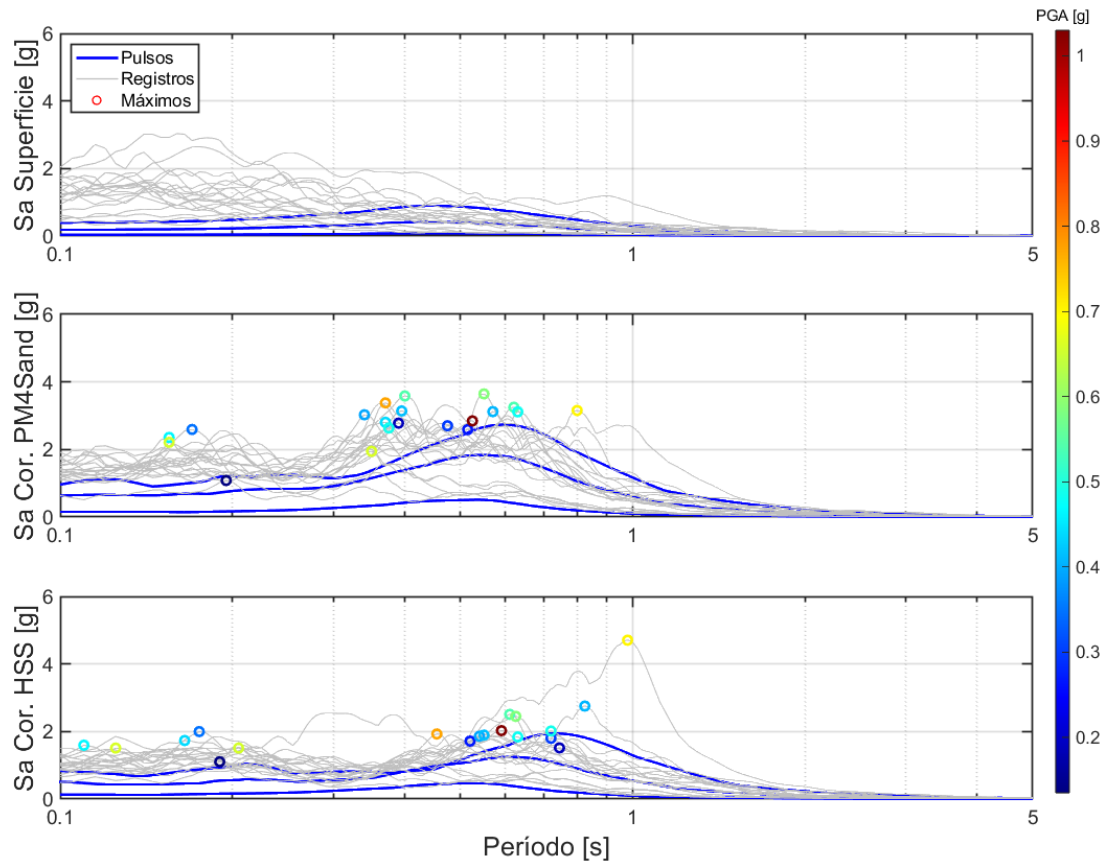


Figura 49: Sa en superficie y en centro del coronamiento para modelos PM4Sand y HSS, con máximos en función de PGA.