



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

Departamento de Obras Civiles

EVALUACIÓN DE LA AMPLIFICACIÓN DE ACELERACIÓN EN PRESAS DE RELAVES EN CHILE

Memoria de Título presentada por

María Jesús Vidal Carachi

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

Ingeniería Civil

Profesor Guía
Pablo Heresi Venegas

Profesor Correferente
Cristian Cruz Doggenweiler

Junio de 2025



CONSTANCIA DE VALIDACIÓN Y CONFIDENCIALIDAD DE MONOGRAFÍA A REPOSITORIO ACADÉMICO

1.- IDENTIFICACIÓN DEL TRABAJO ACADÉMICO

Tipo de monografía (marcar una opción): ☒ Memoria o trabajo de título; ☐ Tesis de Postgrado;

Título del trabajo: Evaluación de la amplificación de aceleración en presas de relaves en Chile

Nombre del candidato(a): María Jesús Vidal Carachi

Carrera / Grado: Ingeniería Civil

Campus: Santiago San Joaquín ; **Departamento:** Obras Civiles

2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, Pablo Heresi Venegas, en mi calidad de profesor(a) guía/director(a) del trabajo académico mencionado anteriormente **DEJO CONSTANCIA** que:

- He revisado esta versión del documento y corresponde a la versión final aprobada del trabajo.
- El trabajo cumple con los requisitos académicos y de formato establecidos por la institución

3.- EVALUACIÓN DE CONFIDENCIALIDAD POR PROPIEDAD INDUSTRIAL

☒ El trabajo **NO contiene información que amerite confidencialidad** y puede ser publicado de inmediato en repositorio con acceso abierto.

☐ El trabajo **CONTIENE** información con potenciales implicancias de propiedad industrial o intelectual y requiere un periodo de confidencialidad (embargo) por:

☐ 6 meses; ☐ 12 meses; ☐ 2 años; ☐ 3 años; ☐ 5 años; ☐ 10 años

Fundamentación de la necesidad de confidencialidad (obligatorio si se solicita embargo):

4.- FIRMAS

Profesor(a) guía o director(a) de memoria o tesis:

Fecha: 15/09/2025

; Firma:

Estudiante o Candidato(a):

Fecha: 15/09/2025

; Firma:

Este formulario debe ser insertado como página 2 de la memoria o tesis, completado y firmado por estudiante y profesor(a) antes de la entrega en portal PRISMA de Biblioteca USM.

Tabla de contenido

1	Introducción.....	4
2	Objetivo(s).....	5
2.1	Objetivo general.....	5
2.2	Objetivos específicos	5
3	Marco teórico	5
3.1	Análisis pseudo-estático.....	5
3.1.1	Coeficiente sísmico estático horizontal	6
3.1.2	Coeficiente sísmico de fluencia.....	6
3.2	Análisis de la aceleración sísmica en presas de tierra.....	7
3.2.1	Gazetas (1987).....	7
3.2.2	Cascone y Rampello (2003)	8
3.2.3	Elia, Amorosi, Chan y Kavvadas (2011).....	9
3.2.4	Alonso Cubillos (2017)	10
4	Análisis dinámico en presas de relaves en Chile.....	12
4.1	Consideraciones generales	12
4.2	Geometría de las presas	12
4.3	Condiciones de borde.....	14
4.4	Puntos de monitoreo de la respuesta sísmica	14
4.5	Caracterización geotécnica de los materiales.....	14
4.6	Amortiguamiento	18
4.6.1	Calibración amortiguamiento histerético.....	18
4.7	Selección de registros sísmicos.....	19
4.8	Frecuencia máxima transmisible.....	20
4.9	Periodo fundamental de las presas	21
5	Resultados	22
5.1	Coeficiente sísmico de fluencia de las presas	22
5.2	Periodo fundamental de vibración de las presas	22
5.3	Desplazamientos verticales en el coronamiento de las presas	23
5.4	Análisis de la amplificación de aceleración	25
6	Conclusiones y recomendaciones.....	30
7	Referencias	32
	Anexos.....	34
	Anexo 1: Coeficiente sísmico de fluencia de las presas	34
	Anexo 2: Periodo fundamental de vibración de las presas	35

EVALUACIÓN DE LA AMPLIFICACIÓN DE ACELERACIÓN EN PRESAS DE RELAVES EN CHILE

Resumen

Chile enfrenta importantes desafíos para garantizar la estabilidad sísmica de las presas de relaves, debido a los grandes volúmenes de desechos mineros y al historial de fallas relacionadas con eventos sísmicos del país. Por tanto, resulta fundamental evaluar con precisión la aceleración sísmica en diferentes niveles de las presas para obtener un análisis fiable de la estabilidad sísmica de los taludes.

Frente a esto, la presente investigación tiene por objetivo evaluar las aceleraciones máximas en cuatro presas de relaves en Chile de diferentes alturas proporcionales entre sí, estableciendo una relación entre la intensidad en campo libre y las aceleraciones observadas dentro del muro.

Se emplea un análisis dinámico bidimensional mediante el programa computacional FLAC 8.0, considerando la acción de 22 solicitaciones sísmicas. Previamente, se desarrolla un análisis pseudo-estático de equilibrio límite en las cuatro presas, alcanzando un valor aproximado del coeficiente k_y de 0.3 en todos los casos. Los resultados indican que la altura de la estructura no ejerce una influencia significativa en el valor del coeficiente k_y , en virtud de que las secciones son geométricamente proporcionales y comparten las mismas propiedades geotécnicas, dado que el análisis pseudo-estático no incorpora parámetros de rigidez del material.

Mediante el monitoreo del desplazamiento vertical en el coronamiento, se demuestra la estabilidad de almacenamiento de las presas. Además, se evidencia que el período fundamental de vibración no presenta una relación lineal o directamente proporcional con el desplazamiento vertical.

Las aceleraciones horizontales máximas en el coronamiento aguas abajo varían entre 2.4 y 4.1 veces el valor de PGA en campo libre. A lo largo de la profundidad, la presa de 70[m] advirtió niveles más bajos de amplificación, mientras que no se observa una discrepancia significativa entre las presas de 23.3[m] y 35[m] atribuible a la diferencia de altura ni a la variación en la velocidad de onda de corte. Además, se identifica una alta variabilidad en la amplificación de la aceleración, particularmente en las estructuras de mayor altura. Este comportamiento destaca la importancia de considerar un conjunto diverso de registros sísmicos en el análisis, lo que subraya la influencia del contenido energético de la señal de entrada y su interacción con el período fundamental de la presa.

Palabras claves: análisis dinámico, FLAC, presa de relaves, amplificación de la aceleración.

1 Introducción

Internacionalmente, Chile es reconocido como un líder en la industria minera en virtud de su destacada participación en la producción de cobre, posicionándose en el primer lugar a nivel global, contribuyendo con un 24% de la producción de este metal (Consejo Minero, 2025). Asimismo, es el segundo productor a nivel mundial de litio y molibdeno con cifras de participación de 27% y 17%, respectivamente (Consejo Minero, 2025). No obstante, este liderazgo también conlleva responsabilidades y desafíos, especialmente en lo que respecta a la gestión y monitoreo de los desechos mineros almacenados en depósitos de relaves.

En la actualidad, Chile deposita alrededor de 537 millones de toneladas de relaves al año, según datos otorgados por las empresas mineras al Sernageomin (Servicio Nacional de Geología y Minería, 2023), es decir, “(...) cada 36 horas se depositan relaves mineros equivalentes a un cerro Santa Lucía (...)” (El Mostrador, 2023). Considerando esta cantidad de desechos mineros y que los incidentes de fallas de las presas de relaves del país se atribuyen principalmente a eventos sísmicos, se presentan importantes retos en términos de garantizar la estabilidad de su almacenamiento frente a dichos eventos (Villavicencio et al., 2014).

Para llevar a cabo un estudio del comportamiento dinámico de los depósitos, éste requiere una evaluación relativamente precisa de la aceleración sísmica en diferentes niveles de la presa para obtener un análisis fiable de la estabilidad sísmica de los taludes (Nimbalkar et al., 2018). Estudios previos han abordado este desafío mediante la obtención de perfiles de aceleración máxima a lo largo de la línea central de la presa y la evaluación de la relación de amplificación de la aceleración respecto a la base de la presa (Cascone & Rampello, 2003; Elia et al., 2011).

Frente a esto, la presente investigación tiene como objetivo evaluar las aceleraciones máximas en cuatro presas de relaves en Chile, estableciendo una relación entre la intensidad en campo libre y las aceleraciones observadas dentro del muro. Para ello, se empleará un análisis dinámico mediante el método de diferencias finitas en el programa computacional de modelación numérica FLAC versión 8.0.

2 Objetivo(s)

2.1 Objetivo general

El objetivo principal de la investigación corresponde a analizar la relación entre la intensidad en campo libre y las aceleraciones máximas observadas en presas de relaves en Chile.

2.2 Objetivos específicos

- **OE1:** Obtener la distribución de la amplificación de la aceleración en la altura del muro de cada presa, con respecto a la respuesta en campo libre.
- **OE2:** Obtener amplificación de la aceleración en el coronamiento de las presas en función del periodo fundamental de vibración.

3 Marco teórico

3.1 Análisis pseudo-estático

Hace más de un siglo, para evaluar la estabilidad de estructuras en suelos, se ha empleado un enfoque simplificado conocido como análisis pseudo-estático, el cual asume que la estructura está en equilibrio estático y representa los efectos del sismo mediante aceleraciones constantes, verticales y horizontales, generando fuerzas inerciales, F_v y F_h , en el centroide de la masa que desliza a lo largo de la superficie de falla (Kramer, 1996). Sin embargo, diversos autores recomiendan excluir los efectos verticales, centrándose únicamente en las fuerzas horizontales, lo cual ocurre en la práctica chilena (Barrera & Campaña, 2005; Martínez et al., 2011). La magnitud de esta fuerza F_h se describe en la Ecuación (1) (Kramer, 1996).

$$F_h = \frac{a_h \cdot W}{g} = k_h \cdot W \quad (1)$$

Donde: a_h corresponde a la aceleración pseudo-estática horizontal, g es la aceleración de gravedad, W es el peso de la masa que desliza y k_h el coeficiente sísmico estático horizontal.

Este enfoque pseudo-estático permite evaluar la estabilidad de taludes en términos del cálculo del factor de seguridad, FS , en superficies de falla planas, circulares y no circulares, cuyas geometrías se indican en la Figura 1. De manera general, el factor de seguridad es definido por la Ecuación (2) (Kramer, 1996).

$$FS = \frac{\text{Resistencia al corte disponible}}{\text{Esfuerzo de corte requerido para el equilibrio}} \quad (2)$$

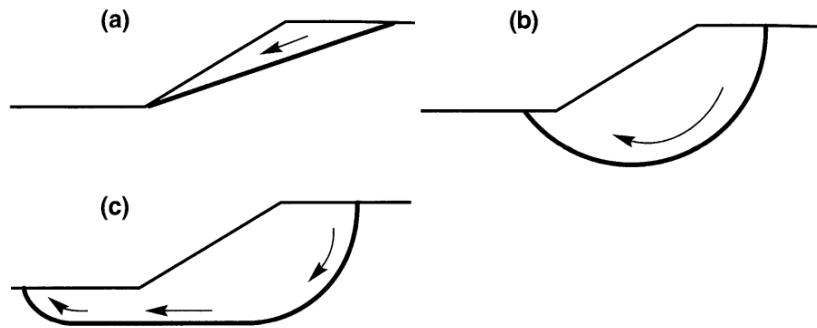


Figura 1: Geometrías comunes de superficies de falla: (a) plana; (b) circular; (c) no circular.

Fuente: Kramer (1996).

3.1.1 Coeficiente sísmico estático horizontal

El coeficiente k_h posee un valor empírico, el cual se encuentra influenciado por diferentes factores, como la aceleración máxima en campo libre, las dimensiones de la estructura de suelo, las características del sismo, entre otras (Barrera & Campaña, 2005).

A través de los años, ciertos autores han propuesto diferentes valores y expresiones para su determinación. En Chile, las ecuaciones formuladas por Saragoni (1993), expuestas en la Ecuación (3), basadas en el trabajo propuesto por Noda y Uwabe (1976), son frecuentemente empleadas para determinar el coeficiente sísmico k_h , como respalda Barrera y Campaña (2005).

$$k_h = \begin{cases} 0.3 \cdot \frac{PGA}{g} & , \text{ si } PGA \leq 6.6 \text{ m/s}^2 \\ 0.22 \cdot \left(\frac{PGA}{g}\right)^{0.33} & , \text{ si } PGA > 6.6 \text{ m/s}^2 \end{cases} \quad (3)$$

Donde: PGA corresponde a la aceleración máxima del suelo.

3.1.2 Coeficiente sísmico de fluencia

El coeficiente sísmico de fluencia, k_y , se define como el coeficiente que genera una fuerza inercial F_h sobre una masa potencialmente deslizante, resultando en un factor de seguridad igual a la unidad y provocando desplazamientos permanentes en un análisis pseudo-estático. El valor de k_y puede calcularse mediante análisis de estabilidad utilizando métodos de equilibrio límite (Bray & Travasarou, 2011; Makdisi & Seed, 1978).

3.2 Análisis de la aceleración sísmica en presas de tierra

3.2.1 Gazetas (1987)

En 1987, Gazetas identifica y estudia los fenómenos principales relacionados con la respuesta dinámica de una presa de tierra, así como los factores que la afectan. En particular, evaluó el efecto de la dependencia de la rigidez del suelo respecto a la presión de confinamiento en una presa uniforme de 120[m] de altura.

La presa fue modelada bajo un análisis lineal y no lineal (moderada y fuertemente inelástico), empleando los métodos “Shear Beam” (viga de corte) y “Layered Inelastic Shear Beam” (LISB, por sus siglas en inglés), respectivamente. En cuanto al módulo de corte, se consideró que éste aumenta proporcional a z^m , donde z corresponde a la profundidad medida desde el coronamiento y m varía paramétricamente de 0 (homogéneo) a 1/3 y a 2/3 (no homogéneas) (Gazetas, 1987).

La Figura 2 compara las distribuciones de la aceleración máxima en la profundidad de la presa de 120[m], sometida al movimiento registrado en Taft en 1952 escalado a una aceleración máxima de 0.40[g], obtenidas del análisis lineal elástico y análisis no lineal moderada y fuertemente inelástico (Gazetas, 1987). A partir de la figura, se observa una reducción significativa de la respuesta en el coronamiento de aproximadamente 1.5[g] durante oscilaciones lineales a 0.5[g] en el caso fuertemente inelástico, afectando la respuesta fuertemente inelástica de forma beneficiosa a las aceleraciones experimentadas en la parte superior de la presa, además de disminuir los efectos de la inhomogeneidad del material (Gazetas, 1987).

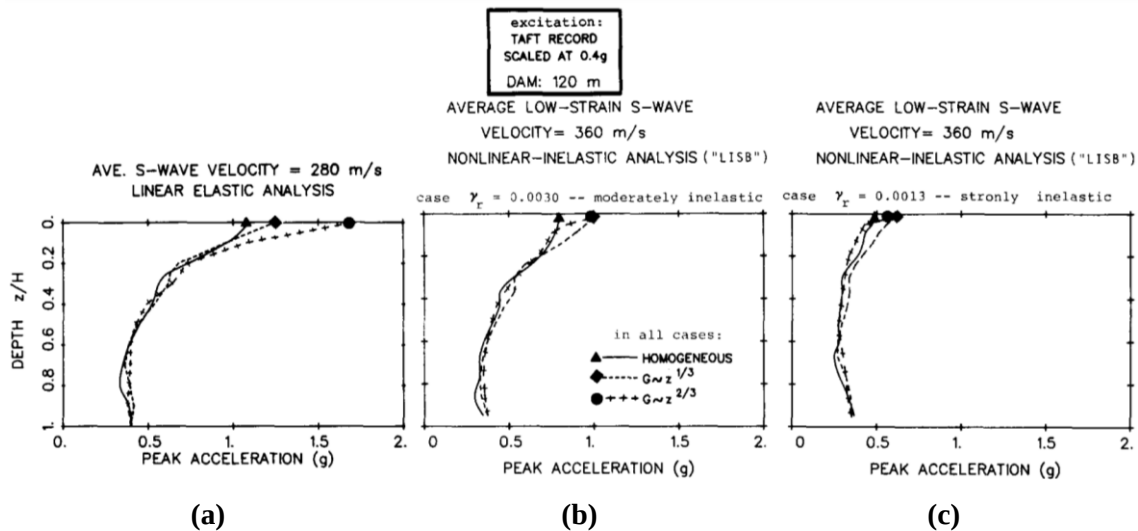


Figura 2: Distribución en la profundidad de la respuesta máxima de aceleración. (a) Análisis lineal elástico. (b) Análisis no lineal moderadamente inelástico. (c) Análisis no lineal fuertemente inelástico. Fuente: Gazetas (1987).

Gazetas (1987) presenta, además, otro conjunto de resultados típicos calculados mediante el modelo LISB, correspondiente a una presa de tierra de 40[m] de altura compuesta por un material rígido de arcilla limosa. En la Figura 3 se exponen las distribuciones de las aceleraciones máximas en función de la profundidad, ante la acción de cinco movimientos sísmicos históricos escalados a tres aceleraciones máximas diferentes: 0.2[g], 0.4[g] y 0.7[g]. Gazetas (1987) identificó una reducción en la amplificación de la respuesta en el

coronamiento al aumentar la aceleración del terreno de 0.2[g] a 0.4[g] y, finalmente a 0.7[g], con un valor aproximado que disminuye de 2.1 a 1.6, y luego a 1.0.

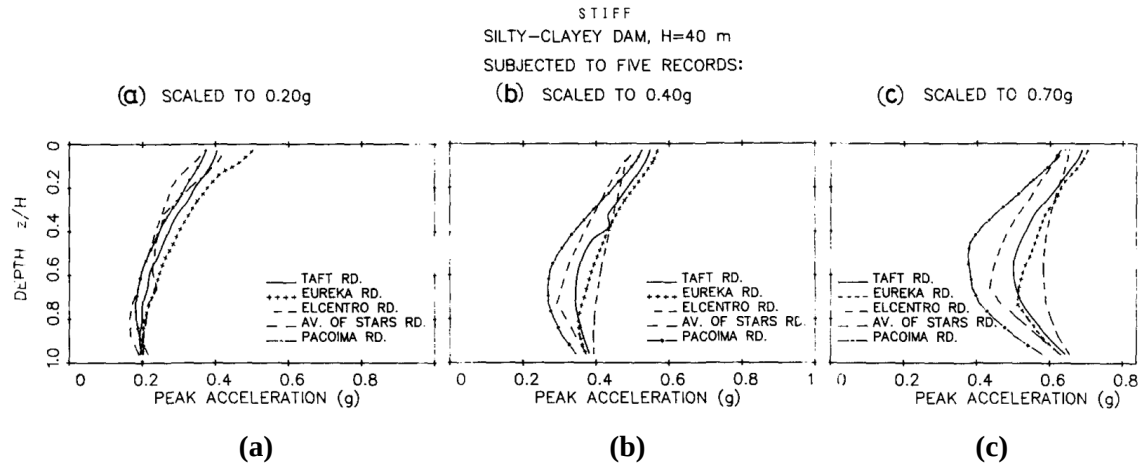


Figura 3: Distribución en la profundidad de la respuesta máxima de aceleración para una presa de H=40[m] mediante análisis LISB. Fuente: Gazetas (1987).

3.2.2 Cascone y Rampello (2003)

En 2003, Cascone y Rampello evaluaron la estabilidad sísmica de la presa de tierra Marana Capacciotti ubicada en Puglia, Italia. En particular, para los análisis de respuesta 2D mediante el software de elementos finitos QUAD4M, se consideraron 5 acelerogramas de entrada artificiales y 5 reales, en ambos casos escalados a una aceleración máxima del suelo de 0.35[g]. Respecto a los acelerogramas artificiales, fueron generados en base al espectro de respuesta proporcionado por el Eurocódigo N°8 (EC8) para suelo tipo A.

Los perfiles de aceleración máxima obtenidos a lo largo de la línea central de la presa de 48[m] de altura, derivados del análisis de respuesta 2D para acelerogramas de entrada artificiales y reales, son presentados en las Figuras 4(a) y 4(b), respectivamente. Se identificó que las aceleraciones máximas no varían significativamente para profundidades mayores a 20[m], mientras que la respuesta para el tercio superior de la presa aumentó sustancialmente (Cascone & Rampello, 2003).

Adicionalmente, Cascone y Rampello (2003) determinaron perfiles de la relación de amplificación de la aceleración a lo largo de la línea central de la presa respecto a la aceleración en la base de la presa, tal como se observa en las Figuras 4(c) y 4(d), relativo a los acelerogramas de entrada artificiales y reales, respectivamente. Ambos perfiles exhibieron una respuesta similar: amplificación notable en el tercio superior de la presa, leve deamplificación en el tercio central y relación cercana a 1 en el tercio inferior. Los valores máximos de la amplificación, entre 2.0 y 2.3, se encontraron en el coronamiento de la presa. Asimismo, los autores incluyen un área sombreada correspondiente a la envolvente de 13 análisis de respuesta de presas publicados en la literatura, los cuales consideran tanto presas de tierra ideales como reales, con alturas entre 40[m] y 150[m]. Esta envolvente permitió verificar la consistencia de los resultados del estudio realizado por Cascone y Rampello (2003).

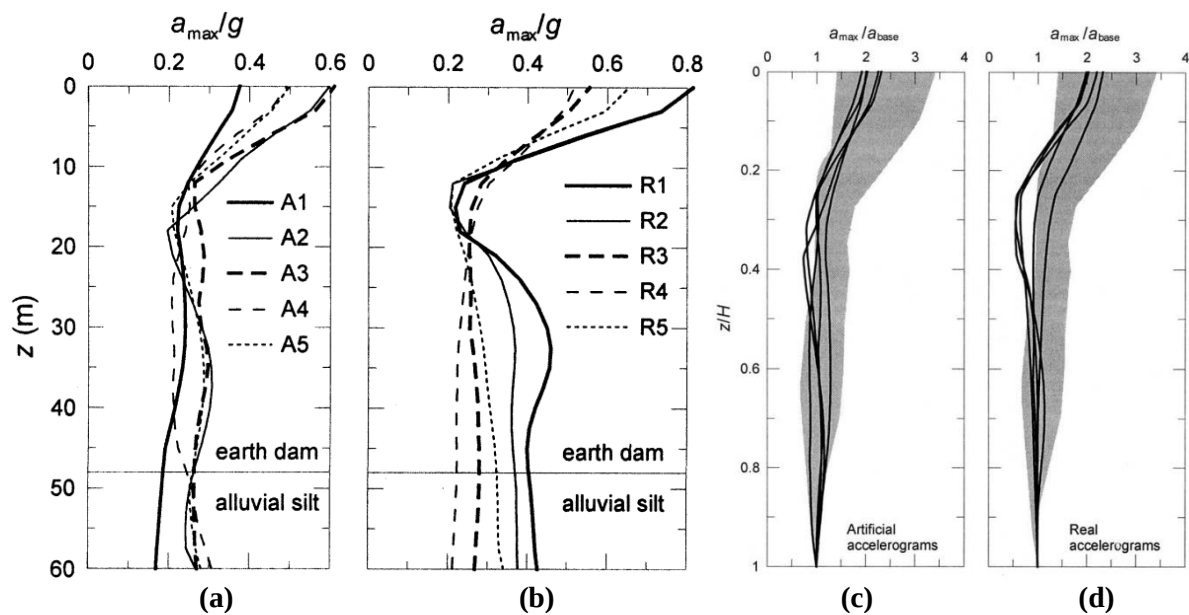


Figura 4: Perfiles de aceleración máxima a_{max}/g para acelerogramas de entrada: (a) artificiales y (b) reales. Perfiles de la relación de amplificación de aceleración a_{max}/a_{base} para acelerogramas de entrada: (c) artificiales y (d) reales. Fuente Cascone y Rampello (2003).

3.2.3 Elia, Amorosi, Chan y Kavvadas (2011)

En 2011, Elia et al. evaluaron la estabilidad sísmica de la presa San Pietro de 49[m] de altura ubicada en Italia, utilizando un enfoque no lineal implementado en un programa de elementos finitos no comercial. Para el análisis se aplicaron dos movimientos sísmicos de entrada: uno real y otro artificial, ambos escalados a una aceleración máxima del suelo de 0.35[g].

Como resultado del análisis, Elia et al. (2011) presentan los perfiles de la relación de amplificación de la aceleración a lo largo de la línea central de la presa respecto a la aceleración en la base de ésta, tal como se observa en la Figura 5. Ambos perfiles se caracterizan por una amplificación significativa en la cresta de la presa, con un factor aproximado de 2.3, y un valor cercano a 1 en el suelo de fundación. Además, se incluye en la figura mediante el área sombreada, la literatura reportada por Cascone y Rampello (2003).

Asimismo, con el fin de realizar una comparación directa entre el comportamiento dinámico de la presa de San Pietro y una segunda presa italiana, Marana Capacciotti, Elia et al. (2011) sometieron ambas a un mismo movimiento sísmico de entrada, NOCERA, escalado a una aceleración máxima de 0.275[g]. Los perfiles de amplificación determinados se exponen en la Figura 6. Elia et al. (2011) observaron que en el coronamiento de la presa de San Pietro se produce una mayor amplificación, alcanzando un valor de 4.0, lo cual se atribuye a que el registro NOCERA sacude al sistema cerca de su periodo fundamental de vibración. Por otro lado, la segunda presa presentó un valor de amplificación cercano a 1.5.

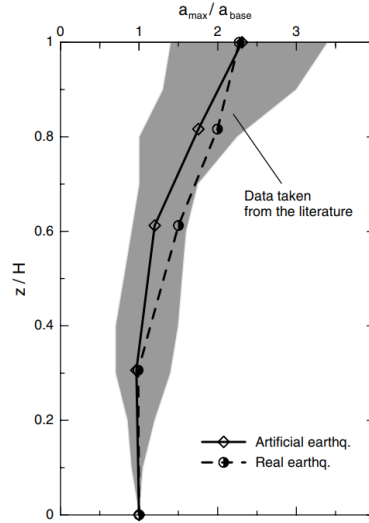


Figura 5: Perfil de la relación de amplificación de aceleración a_{max}/a_{base} para la presa de San Pietro y comparación con los resultados de la literatura. Fuente: Elia et al. (2011).

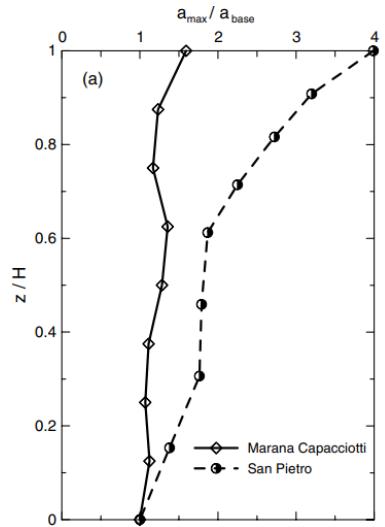


Figura 6: Comparación de los perfiles de a_{max}/a_{base} a lo largo de los ejes de las presas Marana Capacciotti y San Pietro. Fuente: Elia et al. (2011).

3.2.4 Alonso Cubillos (2017)

Basado en el trabajo de Makdisi y Seed (1978), Cubillos propone y desarrolla en 2017 una metodología para estimar los desplazamientos permanentes provocados por solicitaciones sísmicas en muros de tranques de relaves chilenos, a partir de las aceleraciones generadas en el muro obtenidas mediante método de elementos finitos. Según lo descrito por Makdisi y Seed (1978), la Figura 7 detalla el cálculo de la aceleración promedio, $K_{av}(t)$ que actúa sobre la masa deslizante en un instante de tiempo t . Este parámetro se obtiene calculando la fuerza total que actúa a lo largo del límite de la superficie de deslizamiento, basada en los esfuerzos normales y cortantes correspondientes a los elementos finitos en dicho límite.

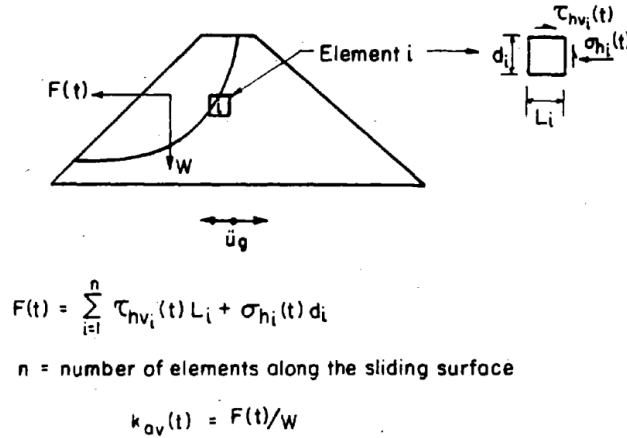


Figura 7: Cálculo de la aceleración promedio a partir del análisis de respuesta por elementos finitos.

Fuente: Makdisi y Seed (1978).

La Figura 8 presenta la envolvente de las curvas de k_{max} normalizadas por la aceleración en el coronamiento según el trabajo de Cubillos (2017), comparadas con los resultados de Makdisi y Seed (1978). Cubillos (2017) identificó un cambio abrupto a partir de $y/H = 0.1$, en contraste con la disminución gradual propuesta por los autores originales, atribuido a la variación radical de la respuesta asociada a las superficies cercanas al coronamiento. Además, reportó una menor disminución de la razón $k_{max}/\ddot{u}_{max}$ en función de la profundidad de la superficie, obteniendo un valor de aproximadamente 0.53 para una superficie que abarca toda la altura del muro, superior al ~ 0.34 informado por Makdisi y Seed (1978).

Adicionalmente, Cubillos (2017) registró en el coronamiento una amplificación promedio de la aceleración máxima de 4.8 respecto a campo libre, determinada a partir del análisis de cuatro registros sísmicos chilenos.

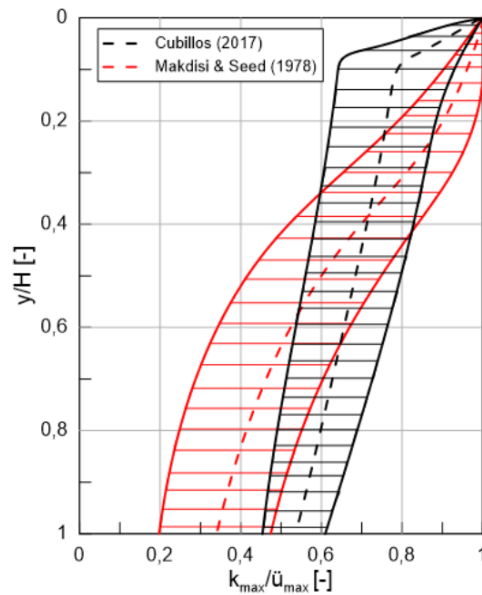


Figura 8: Comparación de curvas de variación del coeficiente de aceleración máxima. Fuente:

Cubillos (2017).

4 Análisis dinámico en presas de relaves en Chile

4.1 Consideraciones generales

Con el propósito de evaluar la amplificación de la aceleración en presas de relaves en Chile, se analizan las respuestas máximas de aceleración de cuatro presas a partir de un modelo bidimensional bajo la acción de registros sísmicos históricos del país, mediante la herramienta computacional de diferencias finitas FLAC versión 8.0. En las zonas de investigación no se considera presencia de fluidos, por lo tanto, no se incluyen presiones de poros en la modelación.

En cuanto a la definición de la malla de diferencias finitas y el ancho del modelo, se vio condicionado por la cantidad de elementos ofrecidos por la versión gratuita del software. Para abordar lo descrito y optimizar el diseño de la malla, se efectúa un proceso iterativo que considera las recomendaciones de Kuhlemeyer y Lysmer (1973). En este sentido, los autores sugieren acotar el tamaño vertical entre nodos a un décimo o un octavo de la longitud de onda de corte asociada con la frecuencia máxima de la onda de entrada.

Para determinar correctamente el estado tensional inicial de los modelos, se incluye en el cálculo de los estados de equilibrio estático las secuencias constructivas de las estructuras.

Respecto a los materiales del muro y relaves, se establece que la velocidad de onda de corte varía en función de la presión de confinamiento efectiva. En consecuencia, los módulos de corte y compresibilidad volumétrica también dependen de esta variable. Lo anterior se implementa dentro del software mediante una rutina de programación en lenguaje FISH.

4.2 Geometría de las presas

Los casos de estudio corresponden a cuatro secciones de diferentes alturas proporcionales entre sí, con un ancho de coronamiento de 10[m] en todos los casos, mientras que el talud aguas abajo y aguas arriba posee una relación de 3H:1V y 2H:1V, respectivamente. La revancha establecida es de 5[m], mientras que el espesor del material de fundación alcanza los 30[m].

En las figuras 9, 10 y 11 se muestran las geometrías de las secciones bidimensionales en estudio, las cuales incluyen las respectivas etapas de crecimiento de los depósitos. Es importante destacar que las presas N°1 y N°3 comparten la misma geometría, con una altura de 35[m], como se presenta en la Figura 9. Sin embargo, difieren en el valor de la velocidad de onda de corte del material del muro, como se describirá más adelante. Por otro lado, la presa N°2 y N°4 poseen una altura de 70[m] y 23.3[m], respectivamente.

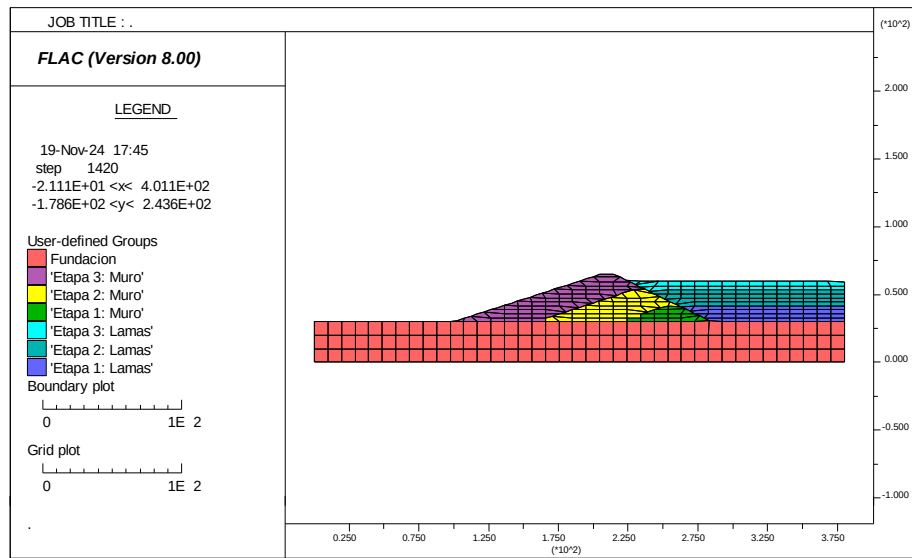


Figura 9: Geometría Presa N°1 y N°3 – Muro de 35[m].

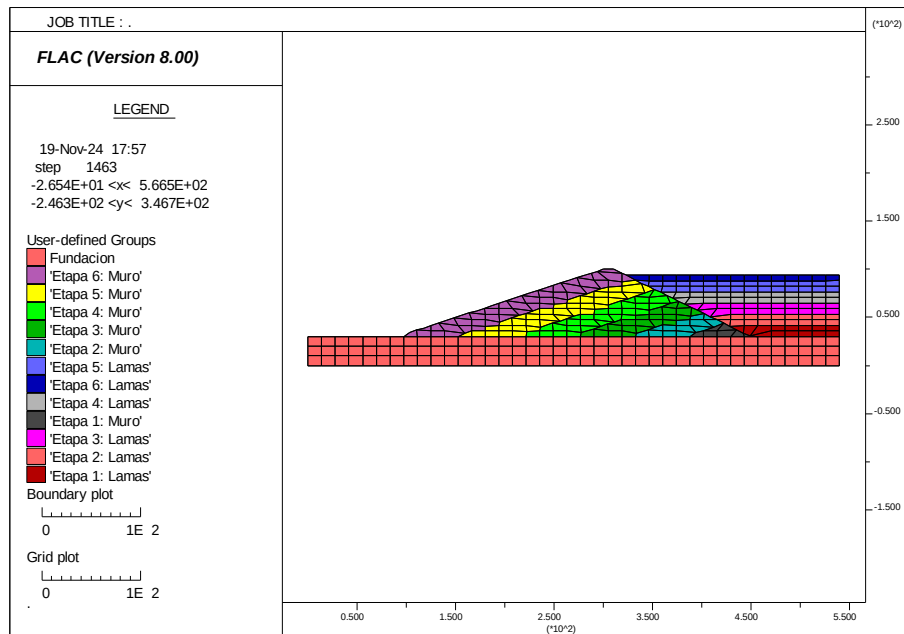


Figura 10: Geometría Presa N°2 – Muro de 70[m].

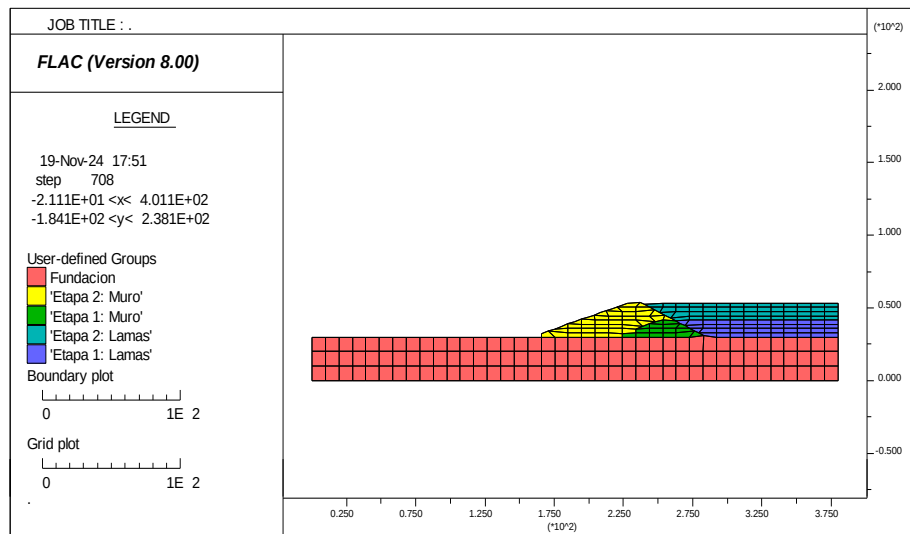


Figura 11: Geometría Presa N°4 – Muro de 23.3[m].

4.3 Condiciones de borde

En una primera etapa, para determinar las tensiones iniciales asociadas al peso propio de cada depósito, se resuelve el modelo estático con una condición de bordes fijos. Sin embargo, éstas se tornan inadecuadas en un contexto dinámico al producir una reflexión de las ondas que viajan hacia el exterior del modelo, impidiendo así la adecuada radiación de energía (Itasca Consulting Group, 2019).

Lo anterior se podría solucionar aumentando el tamaño del modelo, con tal que la amortiguación del material absorba la mayor parte de la energía de las ondas reflejadas desde los límites, aunque esto significa una alta carga computacional. Una alternativa más eficiente es el uso de fronteras absorbentes o viscosas (“quiet”), que permiten casi completamente la absorción de energía que se aproximan a los límites de modelo. Esta investigación utiliza la condición “xquiet” en la base del modelo. Asimismo, se implementan bordes que simulan el campo libre en las fronteras laterales de las estructuras (Itasca Consulting Group, 2019).

4.4 Puntos de monitoreo de la respuesta sísmica

El presente estudio dinámico evalúa la respuesta máxima de aceleración en todos los nodos de la malla del muro correspondiente a cada estructura. De igual manera, se monitorea la respuesta máxima de aceleración y velocidad en campo libre en el nodo (3,4).

Adicionalmente, se establece un punto de monitoreo en el coronamiento, en el talud aguas abajo, para el control del desplazamiento vertical.

4.5 Caracterización geotécnica de los materiales

El comportamiento mecánico del suelo de fundación de las presas compuesto por roca monzodiorita, se describe mediante modelo constitutivo lineal elástico. Los parámetros geotécnicos considerados, expuestos en la Tabla 1, incluyen una velocidad de onda de corte de 1097[m/s] para el estrato de suelo, además, se estimó una densidad de 2.66[Mg/m³] y un coeficiente de Poisson de 0.30, según datos reportados en la literatura (Eloranta, 2004; Eshaghi et al., 2019). Finalmente, el módulo de corte se estimó mediante la Ecuación (4), mientras que el módulo de compresibilidad volumétrica según las relaciones dispuestas en las Ecuaciones (5) y (6).

$$G_{max} = \rho \cdot V_s^2 \quad (4)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (5)$$

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (6)$$

Donde: G_{max} corresponde al módulo de corte inicial, E es el módulo de Young, K es el módulo volumétrico y ν representa el módulo de Poisson.

Tabla 1: Parámetros geotécnicos considerados para el material de fundación.

Parámetro	Fundación
Densidad de masa ($\rho, Mg/m^3$)	2.66
Velocidad de onda de corte ($V_s, m/s$)	1097
Módulo de corte (G, kPa)	3.2E+06
Módulo de compresibilidad volumétrica (K, kPa)	6.94E+06

Para los materiales correspondientes al muro y relaves, se aplicó el modelo constitutivo elasto-plástico con criterio de falla de Mohr-Coulomb. En lo que respecta a las propiedades de los módulos de corte y volumétrico de los materiales, ambos varían en función de la tensión efectiva. Para obtener los módulos iniciales de corte y compresibilidad volumétrica, se aplicaron las Ecuaciones (4) a (6). La velocidad V_s se definió en función del nivel de confinamiento, siguiendo la forma propuesta por Palma (2004) y Peña (2008) para depósitos de relaves, descrita en la Ecuación (7), adaptando los parámetros a las condiciones específicas de este análisis.

$$V_s = K \cdot \sigma_c'^n \quad (7)$$

Donde: σ_c' representa la presión de confinamiento promedio efectiva, K y n corresponden a una constante de un mismo suelo.

Para calibrar los parámetros K y n , se utilizaron perfiles de velocidad de onda de corte del muro y relaves de un depósito de relaves chileno, determinados a partir de los ensayos Downhole y MASW, respectivamente. Las velocidades V_s se definieron en función del nivel de confinamiento efectivo, el cual fue determinado mediante el software FLAC. Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 12. De igual modo, se calcularon las curvas aproximadas para la variación de la velocidad V_s en función del confinamiento, empleando líneas de tendencia potencial que permitieron determinar los valores de las constantes K y n .

A modo de resumen, en la Tabla 2 se presentan los valores de la velocidad de onda de corte obtenidos a partir del procedimiento descrito, en función del nivel de confinamiento efectivo. Es importante destacar que, en el caso de la presa N°3, la velocidad de onda de corte del material del muro se impone en 1.5 veces el valor definido inicialmente.

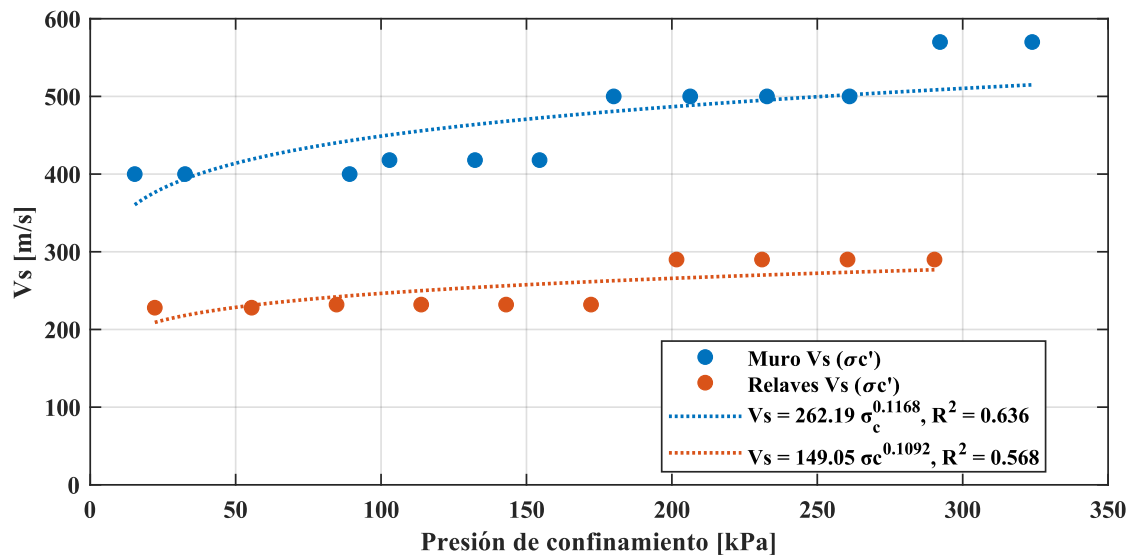


Figura 12: Variación de la velocidad de onda de corte del muro y relaves, en función del nivel del nivel de confinamiento efectivo.

Tabla 2: Velocidad de onda de corte, V_s [m/s], del muro y relaves.

Presencia	Muro	Relaves
N°1, N°2 y N°4	$262.19 \cdot \sigma_3'^{0.12}$ $V_{s,min} = 400 \text{ [m/s]}$	$149.05 \cdot \sigma_3'^{0.11}$ $V_{s,min} = 228 \text{ [m/s]}$
N°3	$393.29 \cdot \sigma_3'^{0.12}$ $V_{s,min} = 600 \text{ [m/s]}$	

Nota: σ_3' : presión efectiva en kPa.

A continuación, la Figura 13 compara los perfiles de velocidad de onda de corte en función de la profundidad, incluyendo los del depósito de relaves chileno obtenidos mediante ensayos Downhole y MASW, y los estimados a partir de la relación calibrada en función del nivel de confinamiento efectivo.

El material del muro en análisis está compuesto por gravas (gruesas y finas arenosas) y arenas. De acuerdo a la base de datos proporcionada por Geotechdata.info (2013a, 2013b, 2013c), se adoptaron los valores de $1.9 \text{ [Mg/m}^3\text{]}$ para la densidad de masa y 35° para el ángulo de fricción interna, con cohesión nula. Para los relaves, según las clasificaciones en el sistema USCS (Unified Soil Classification System) reportadas por Rojas-González et al. (1985) y los datos otorgados por Geotechdata.info (2013a, 2013b, 2013c), se adoptó un valor de $1.7 \text{ [Mg/m}^3\text{]}$ para la densidad de masa y 30° para el ángulo de fricción interna, con cohesión nula. En resumen, los parámetros utilizados en FLAC, para los materiales correspondientes al muro y relaves, se detallan en la Tabla 3.

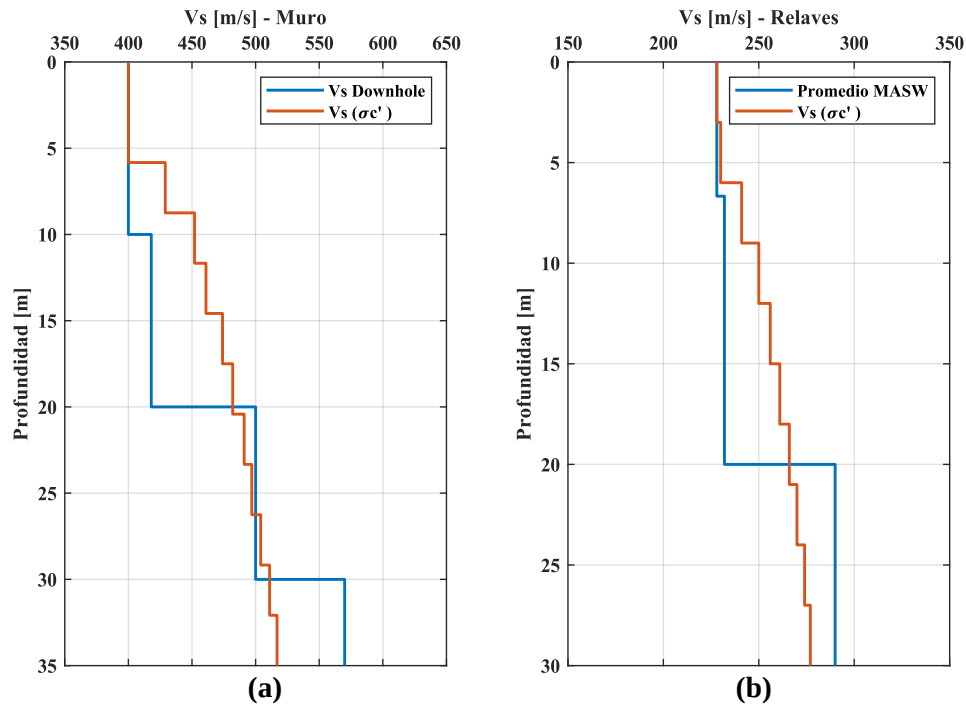


Figura 13: Perfil de velocidad de onda de corte en función de la profundidad: (a) Muro, (b) Relaves.

Adicionalmente, tras la caracterización geotécnica de los materiales, se efectúa un análisis sísmico de la estabilidad de las presas bajo el método pseudo-estático de equilibrio límite en Geo-Slope utilizando la metodología de Fellenius. Con el objeto de determinar el coeficiente k_y se realiza un proceso iterativo del coeficiente sísmico estático horizontal, ajustando su valor hasta alcanzar un factor de seguridad igual a $FS = 1.0$. Las superficies potenciales de falla se evalúan considerando la fundación como lecho de roca y asumiendo el criterio de rotura de Mohr-Coulomb para el muro y los relaves, empleando los parámetros de densidad de masa, ángulo de fricción interna y cohesión, especificados en la Tabla 3.

Tabla 3: Parámetros geotécnicos considerados para los materiales de las presas y relaves.

Parámetro	Muro	Relaves
Densidad de masa ($\rho, Mg/m^3$)	1.9	1.7
Ángulo de Fricción interna ($\phi, ^\circ$)	35	30
Módulo de corte (G, MPa)	Presas N°1, N°2 y N°4 Presas N°3 $130.61 \cdot \sigma_3'^{0.24}$ $293.88 \cdot \sigma_3'^{0.24}$	$37.77 \cdot \sigma_3'^{0.22}$
Cohesión (c, kPa)	0	0
Coeficiente de Poisson (ν)	0.30	0.30

Nota: σ_3' : presión efectiva en kPa.

4.6 Amortiguamiento

En la modelación se emplea un amortiguamiento de Rayleigh para el suelo de fundación con una fracción de amortiguamiento crítico $\xi_{min} = 2\%$ y una frecuencia f_{min} igual a la frecuencia fundamental del estrato, la cual se determina a partir del método de la función de transferencia. Mientras que, para incorporar la disipación de energía cíclica y la no linealidad del suelo en los materiales correspondientes al muro y relaves, se utiliza el amortiguamiento histerético otorgado por FLAC, específicamente mediante la función *sigmoidal-3*.

4.6.1 Calibración amortiguamiento histerético

Para efectuar la calibración de la función *sigmoidal-3*, se llevó a cabo el procedimiento descrito en el ejemplo de FLAC3D proporcionado por Itasca Consulting Group (2025), en el cual, para generar las curvas de reducción y variación del amortiguamiento, se somete un modelo de una zona a varios niveles de deformación cíclica. Además, se establecen las curvas objetivo de la variación del amortiguamiento y módulo de corte, basadas en las propuestas por Seed e Idriss (1970) y Rojas-González et al. (1985), para los materiales correspondientes al muro y relaves, respectivamente. Estas se presentan en la Figura 14.

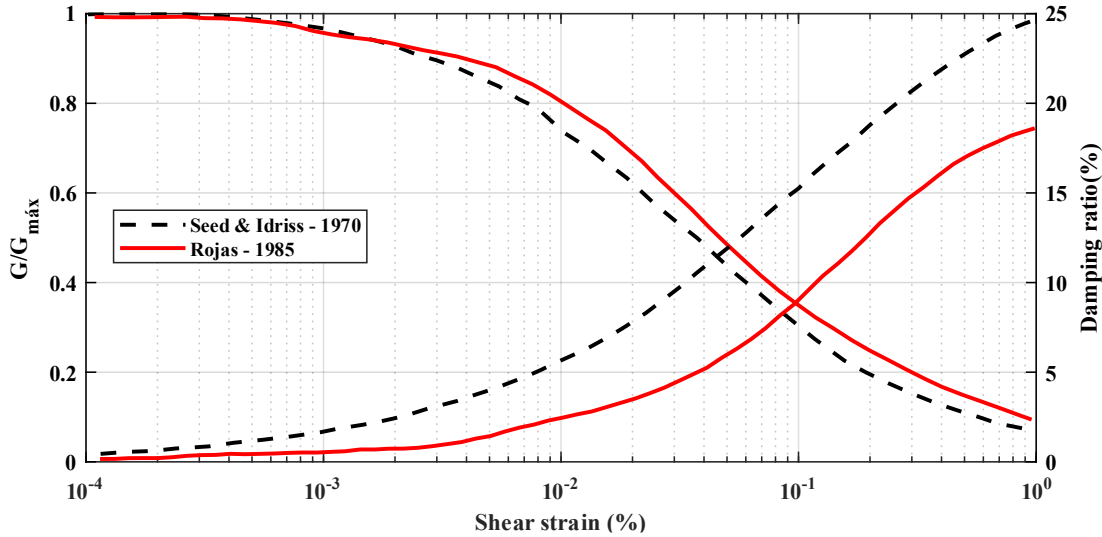


Figura 14: Curvas de variación del módulo de corte y amortiguamiento. Fuente: modificado de Rojas-González et al. (1985) y Seed e Idriss (1970).

En el caso del material del muro, Figuras 15(a) y 15(b), se distinguen las curvas de degradación del módulo de corte y la curva de amortiguamiento obtenidas a través de FLAC, tras el proceso de calibración de la función *sigmoidal-3*. Los parámetros del ajuste para este modelo fueron: $a = 1.014$, $b = -0.559$ y $x_o = -1.465$. A su vez, se incluyen las curvas objetivo según la literatura de Seed e Idriss (1970) para facilitar la comparación.

De manera similar, para el material de los relaves, se realizó el procedimiento de calibración según lo planteado por Rojas-González et al. (1985). Los parámetros obtenidos del ajuste fueron: $a = 1.014$, $b = -0.550$ y $x_o = -1.249$. Las curvas calibradas y objetivo se encuentran dispuestas en las Figuras 16(a) y 16(b).

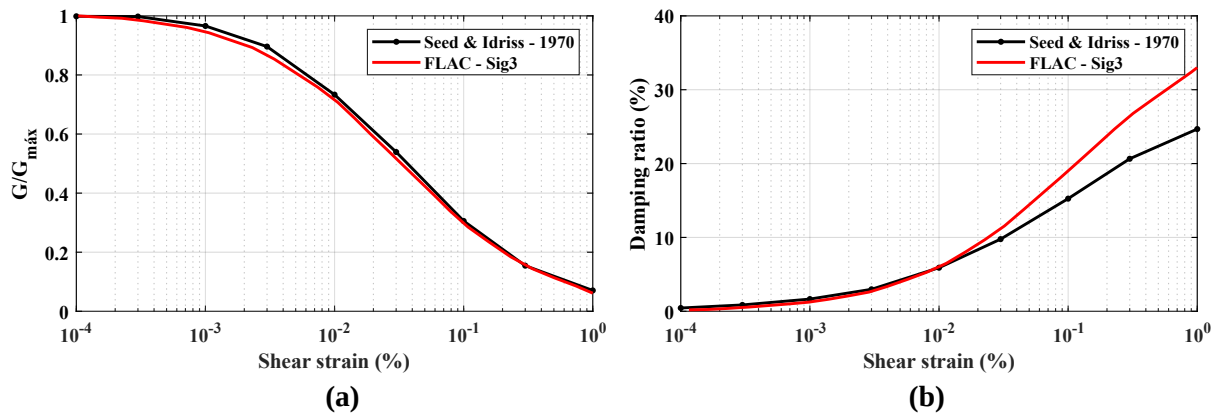


Figura 15: Curvas de variación del módulo de corte y amortiguamiento del material del muro.

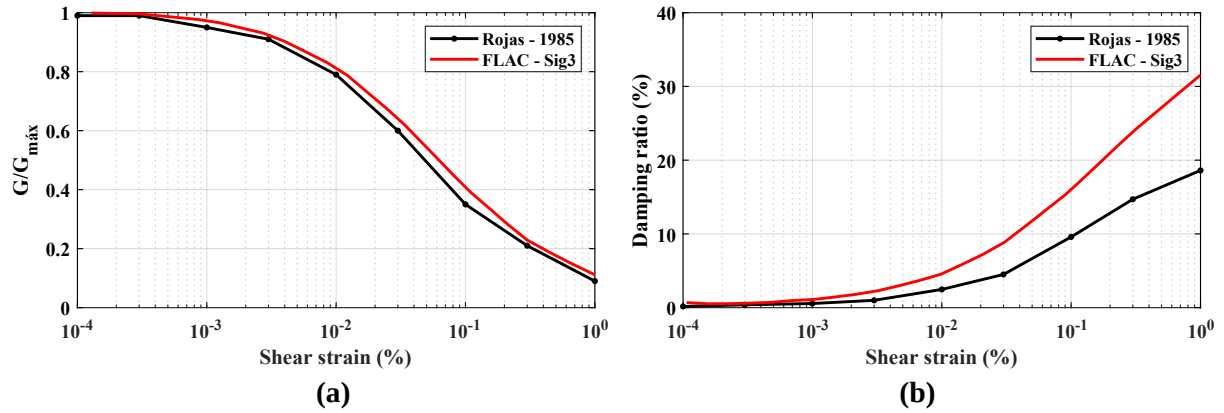


Figura 16: Curvas de variación del módulo de corte y amortiguamiento del material de relaves.

4.7 Selección de registros sísmicos

Con el propósito de analizar la respuesta sísmica, se seleccionaron 22 registros sísmicos chilenos medidos a nivel de roca en estaciones con $V_{s,30} > 700[m/s]$, utilizando la componente horizontal Este-Oeste de cada evento, los cuales se describen en la Tabla 4. Estos registros procesados mediante corrección de línea base, corresponden a los terremotos ocurridos en Maule (2010), Iquique (2014) e Illapel (2015), con magnitudes M_w de 8.8, 8.2 y 8.4, respectivamente.

Para la modelación en FLAC, la entrada sísmica debe ser aplicada en la base del modelo, por ende, al ser medidos los registros de la Tabla 4 en el afloramiento rocoso (outcrop), la entrada correcta puede obtenerse a partir de un análisis de deconvolución (Itasca Consulting Group, 2019). Sin embargo, dado que el movimiento registrado en el afloramiento rocoso incluye la superposición de ondas incidentes y reflejadas, y considerando la condición de esfuerzo cortante nulo en la superficie libre, los movimientos de propagación hacia arriba y hacia abajo en la capa superior son iguales, asumiendo un comportamiento elástico del material rocoso (Itasca Consulting Group, 2019; Zhao et al., 2019).

En consecuencia, el movimiento del afloramiento rocoso corresponde al doble del movimiento incidente en el lecho rocoso. Por lo tanto, el movimiento de propagación para la entrada en FLAC se extrae como 1/2 del movimiento medido en el afloramiento rocoso (Itasca Consulting Group, 2019; Zhao et al., 2019).

Tabla 4: Características de los registros sísmicos considerados en el análisis.

ID	Mw	Fecha	Estación	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	IA (m/s)
1	8.8	27/02/2010	Papudo	0.297	16.70	2.25	2.80
2	8.8	27/02/2010	Valparaíso	0.131	7.37	2.42	0.27
3	8.2	01/04/2014	T08A	0.429	24.55	5.39	3.38
4	8.2	01/04/2014	PB11	0.498	27.82	4.25	2.89
5	8.4	16/09/2015	C23	0.506	17.78	2.87	12.61
6	8.8	27/02/2010	Stgo. Centro	0.215	21.92	4.97	2.12
7	8.2	01/04/2014	HMBCX	0.203	16.36	5.43	1.15
8	8.2	01/04/2014	PB16	0.024	3.45	1.21	0.05
9	8.2	01/04/2014	PSGCX	0.166	11.68	2.49	0.77
10	8.2	01/04/2014	T05A	0.279	18.46	5.10	2.40
11	8.2	01/04/2014	T06A	0.274	21.96	5.00	1.88
12	8.2	01/04/2014	T09A	0.386	18.70	3.65	5.19
13	8.2	01/04/2014	TA01	0.170	10.91	2.82	0.84
14	8.4	16/09/2015	C06	0.336	12.81	2.92	5.19
15	8.4	16/09/2015	C09	0.173	6.85	2.23	0.87
16	8.4	16/09/2015	C10	0.312	12.58	4.32	1.42
17	8.4	16/09/2015	C19	0.129	7.57	2.14	0.47
18	8.4	16/09/2015	C22	0.098	8.39	2.53	0.28
19	8.4	16/09/2015	C27	0.080	3.10	1.10	0.22
20	8.4	16/09/2015	V22A	0.022	2.40	0.70	0.03
21	8.4	16/09/2015	VA01	0.039	2.16	0.69	0.11
22	8.4	16/09/2015	VA03	0.133	5.54	1.03	1.11

En FLAC, el registro sísmico puede ser aplicado en el modelo mediante cuatro maneras diferentes (Itasca Consulting Group, 2019):

- a) Historia de aceleraciones.
- b) Historia de velocidades.
- c) Historia de tensiones (o presión).
- d) Historia de fuerzas.

En caso de que el modelo presente bordes absorbentes (quiet boundary), como en esta investigación, la carga sísmica no puede ser aplicada en forma de historia de aceleraciones o velocidades, pues la condición del tipo absorbente se ve anulada. En su lugar, se introduce el registro en forma de tensión de corte, de acuerdo con la Ecuación (8).

$$\sigma_s = 2 \cdot (\rho \cdot V_s) \cdot v_s \quad (8)$$

Donde: σ_s correspondiente a la tensión de corte y v_s al historial de velocidades del registro sísmico.

4.8 Frecuencia máxima transmisible

De acuerdo con las recomendaciones de Kuhlemeyer y Lysmer (1973) respecto a la distancia vertical entre nodos, expuestas en las Ecuaciones (9) y (10), es posible determinar la frecuencia máxima transmisible que garantiza, de manera conservadora, una correcta propagación de las ondas dentro del modelo dinámico, como se describe en la Ecuación (11).

$$L_{m\acute{a}x} \leq \frac{\lambda}{10} \quad - \quad L_{m\acute{a}x} \leq \frac{\lambda}{8} \quad (9)$$

$$\lambda = V_s / f \quad (10)$$

$$f \leq \frac{V_s}{10 \cdot L_{m\acute{a}x}} \quad - \quad f \leq \frac{V_s}{8 \cdot L_{m\acute{a}x}} \quad (11)$$

Donde: $L_{m\acute{a}x}$ corresponde a la distancia máxima vertical de los elementos de la malla, λ es la longitud de onda de corte y f es la frecuencia máxima transmisible.

A partir de la Ecuación (11), se calcularon los valores de la frecuencia máxima transmisible utilizando los casos más desfavorables posibles de cada material presente en las presas. Estos valores, detallados en la Tabla 5, permiten asegurar una correcta modelación de la mayoría de las frecuencias predominantes de los registros sísmicos utilizados.

Tabla 5: Frecuencia máxima de análisis en el modelo.

Material	H [m]	V_s [m/s]	L [m]	f [Hz]
Muro N°1	35	400	4.1	9.7 - 12.1
Muro N°2	70	426	7.4	5.7 - 7.2
Muro N°3	35	600	4.1	14.5 - 18.1
Muro N°4	23.3	413	3.3	12.7 - 15.9
Relaves	30	228	3.8	6.1 - 7.6
Fundación	30	1097	10.0	11.0 - 13.7

4.9 Periodo fundamental de las presas

Para identificar el periodo fundamental este estudio utiliza el método de la función de transferencia, la cual se determina mediante el cociente entre las transformadas de Fourier de salida y entrada. Las frecuencias de la estructura se obtienen a partir de los valores máximos obtenidos de dicha función, donde la menor de ellas se identifica como la frecuencia fundamental de vibración (Hwang et al., 2007).

Para el cálculo de la función de transferencia, se emplea un registro sísmico de baja amplitud, específicamente, el registro sísmico N°1 escalado por un factor de 10^{-3} , con el fin de garantizar un comportamiento elástico de los materiales. Además, se aplica el método de suavizado desarrollado por Konno y Ohmachi (1998) en las transformadas de Fourier de entrada y salida.

En primera instancia, se simula únicamente la fundación y se determina la función de transferencia a través de un punto de control en campo libre y otro en la base del estrato de suelo, ambos ubicados en el eje central del modelo. De igual manera para las presas, se establecen 3 puntos de control, expuestos en la Figura 17, correspondientes a: coronamiento, base del muro y campo libre, este último ubicado en el nodo (3,4).

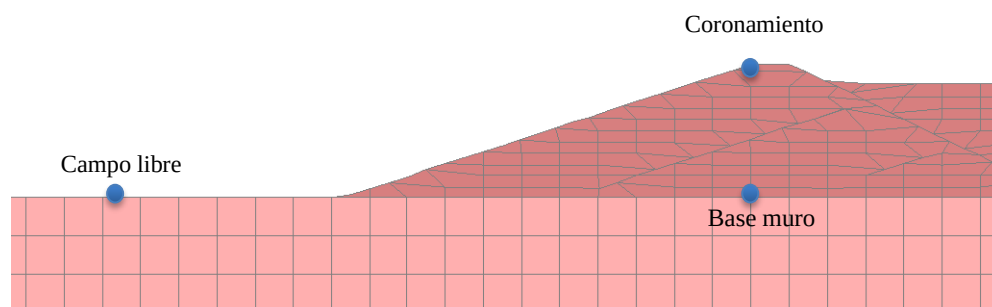


Figura 17: Ubicación de los puntos de control establecidos para determinar las funciones de transferencia.

5 Resultados

5.1 Coeficiente sísmico de fluencia de las presas

El análisis pseudo-estático realizado en Geo-Slope para cada estructura permitió determinar los valores del parámetro k_y necesarios para alcanzar un factor de seguridad igual a la unidad, los cuales se resumen en la Tabla 6. Los resultados evidencian que, al mantener la proporcionalidad geométrica y material entre las secciones, la altura no ejerce una influencia significativa en el valor del coeficiente sísmico de fluencia, siendo independiente de los módulos de rigidez, lo que resulta concordante con lo reportado en la literatura técnica (Veylon et al., 2017).

Las superficies de deslizamiento potencialmente críticas para cada una de las presas, determinadas por el programa, se presentan en la sección Anexo 1. En los cuatro casos estudiados, se apreció que las superficies críticas son superficiales, en conformidad con el comportamiento usual de muros compuestos por materiales de nula o baja cohesión, dado que la profundidad de la superficie crítica de deslizamiento aumenta a medida que incrementa cohesión (Cubillos, 2017; Veylon et al., 2017).

Tabla 6: Coeficientes sísmicos de fluencia de las presas.

N° Presa	H [m]	k_y
1	35	0.299
2	70	0.299
3	35	0.299
4	23.3	0.298

5.2 Periodo fundamental de vibración de las presas

A partir de la función de transferencia obtenida con el registro sísmico N°1 escalado, se obtuvo un periodo fundamental de 0.11[s] para el material de fundación, lo cual es coincidente con el valor teórico para estratos horizontales mediante la Ecuación (12), cuyo resultado es 0.109[s].

$$T = \frac{4 \cdot H}{V_s} \quad (12)$$

En cuanto a las presas, la Tabla 7 presenta los periodos fundamentales promedio obtenidos mediante la función de transferencia determinada entre el coronamiento y los puntos de control definidos. Según los

resultados, los valores alcanzados se encontraron dentro del rango teórico establecido por las ecuaciones para estratos horizontales y para un elemento triangular, según las Ecuaciones (12) y (13), respectivamente.

La concordancia existente entre los datos obtenidos y las predicciones teóricas sugiere que las modelaciones realizadas y las condiciones de borde empleadas son adecuadas para representar el comportamiento dinámico de la presa.

$$T = \frac{2.61 \cdot H}{V_s} \quad (13)$$

Tabla 7: Período fundamental de las presas: resultados de la función de transferencia y fórmulas teóricas.

N° Presa	H [m]	Vs promedio [m/s]	T [s]	Ec.12	Ec.13
1	35	466	0.24	0.20	0.30
2	70	511	0.46	0.36	0.55
3	35	695	0.15	0.13	0.20
4	23.3	448	0.17	0.14	0.21

Las funciones de transferencias calculadas se encuentran dispuestas en la sección Anexo 2.

5.3 Desplazamientos verticales en el coronamiento de las presas

Los resultados de las simulaciones dinámicas asociados a los desplazamientos verticales totales se exhiben en la Figura 18 en función de tres medidas de intensidad determinadas a partir del monitoreo de las respuestas en campo libre: (a) PGA, (b) PGV y (c) Intensidad de Arias. A partir de ello se observó una tendencia general en la que los desplazamientos aumentan conforme al incremento de las intensidades sísmicas en campo libre, lo cual concuerda con los resultados de investigaciones previas (Barrios, 2019; Villanueva, 2024). Este comportamiento se aprecia de mejor manera para la relación respecto a la Intensidad de Arias, presente en la Figura 18(c).

En particular, los registros sísmicos con PGA inferior a 0.1[g] generaron asentamientos prácticamente nulos o despreciables. En la estructura más flexible, con periodo fundamental de 0.46[s], se observaron mayores deformaciones, alcanzando un valor máximo registrado de 2.22[m]. En comparación, las presas de igual altura, con periodos fundamentales de 0.24[s] y 0.15[s], experimentaron desplazamientos totales máximos de 0.55[m] y 0.67[m], respectivamente. Por último, la presa con periodo fundamental de 0.17[s] mostró una menor vulnerabilidad a las solicitaciones sísmicas, con un desplazamiento total máximo de 0.36[m]. Estos resultados junto a las curvas de ajuste evidencian una influencia del periodo fundamental en la respuesta de desplazamiento. Asimismo, confirman que las magnitudes de los desplazamientos verticales no comprometen la revancha de las presas, garantizando la estabilidad de almacenamiento.

Adicionalmente, en algunos casos específicos se evidenció un aumento significativo en la respuesta de desplazamiento. Un ejemplo claro fue el caso de la presa N°3, donde se identificó un desplazamiento atípico bajo la solicitación sísmica N°22, lo cual se atribuye a que las frecuencias predominantes del registro se encuentran cercanas al periodo fundamental de la presa.

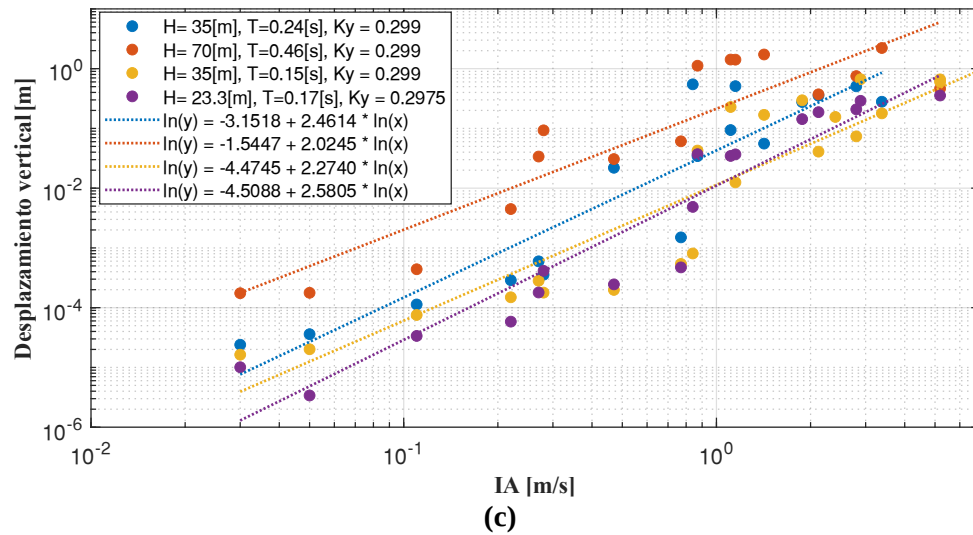
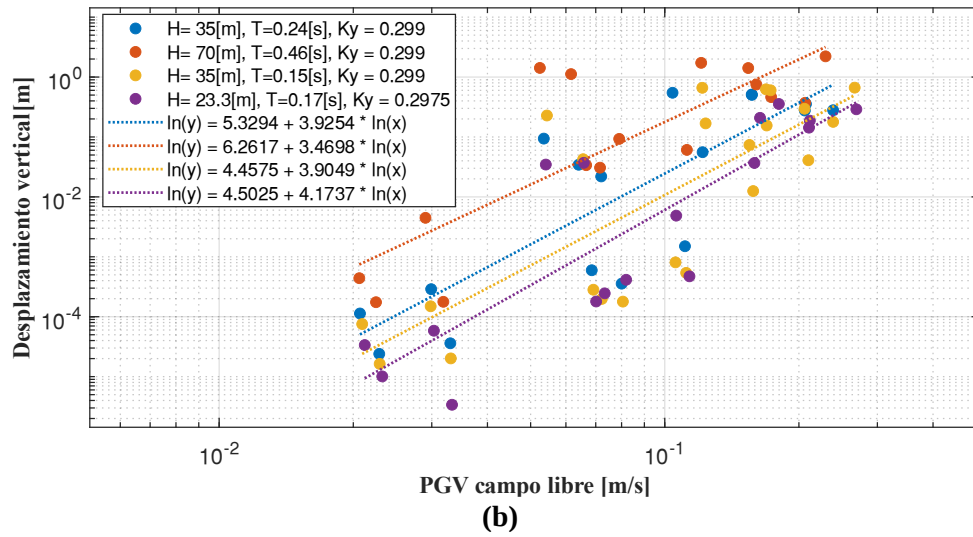
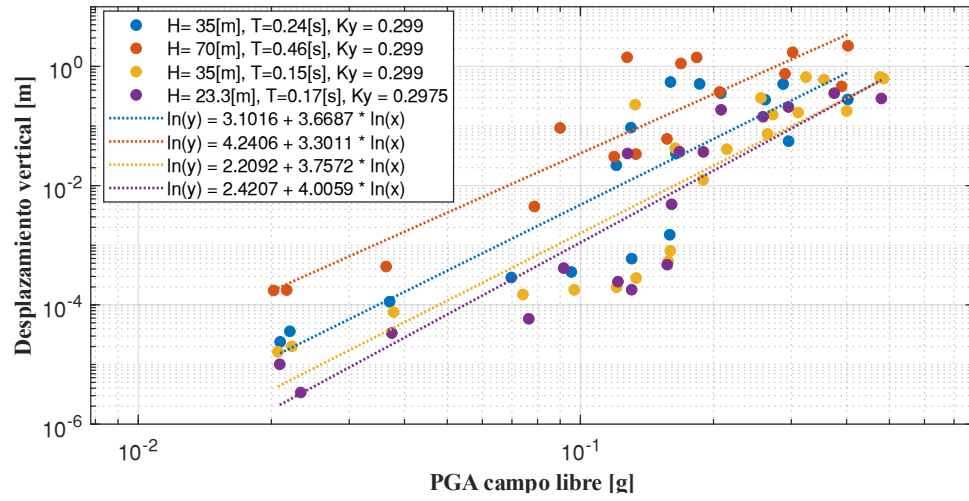


Figura 18: Desplazamiento vertical en el coronamiento en función de tres medidas de intensidad en campo libre: (a) PGA, (b) PGV y (c) Intensidad de Arias.

Además, mencionar que, en ciertos casos, la simulación en FLAC terminó de manera anticipada debido a un error de geometría “bad geometry”. Este error se debe a la presencia de un elemento distorsionado en la malla, lo que provoca que la relación entre las áreas de las subzonas triangulares de una zona cuadrilátera y el área total del elemento supere el límite permitido por el programa.

Ante este problema, el usuario debe reconfigurar manualmente la geometría de la malla en FLAC, lo cual podría afectar el análisis. Otra alternativa es generar un código de rezonificación, lo cual implica la modificación en la identificación de los nodos de los puntos de control. Debido a estas complicaciones, se decidió excluir las simulaciones en que se presente este error. En la Tabla 8, se indican las simulaciones válidas para el análisis y aquellas no consideradas.

Tabla 8: Simulaciones consideradas en el análisis.

ID Registro	Presa N°1	Presa N°2	Presa N°3	Presa N°4
1	✓	✓	✓	✓
2	✓	✓	✓	✓
3	✓	✓	✓	No
4	No	No	✓	✓
5	No	No	✓	No
6	✓	✓	✓	✓
7	✓	✓	✓	✓
8	✓	✓	✓	✓
9	✓	✓	✓	✓
10	No	No	✓	No
11	✓	No	✓	✓
12	No	✓	✓	✓
13	✓	No	✓	✓
14	No	No	✓	No
15	✓	✓	✓	✓
16	✓	✓	✓	No
17	✓	✓	✓	✓
18	✓	✓	✓	✓
19	✓	✓	✓	✓
20	✓	✓	✓	✓
21	✓	✓	✓	✓
22	✓	✓	✓	✓

5.4 Amplificación de la aceleración

Con el fin de calcular la distribución de la amplificación de la aceleración a lo largo de la altura del muro de cada estructura, se consideraron las aceleraciones máximas registradas en los puntos de control del muro de cada simulación válida en FLAC. Por cada registro sísmico, se obtuvo la relación entre la aceleración máxima en cada punto de control y la correspondiente en campo libre. Posteriormente, en cada punto de control se calculó el promedio de estos valores, considerando las simulaciones válidas, obteniendo la distribución promedio de la amplificación, según se observa en la Figura 19.

De manera general, se identificó que el factor de amplificación incrementa conforme aumenta la altura de los muros, concentrándose los máximos valores en el coronamiento (aguas abajo) de las estructuras, a excepción de la presa de mayor altura, la cual presenta la mayor amplificación de aceleración en el coronamiento aguas arriba con un valor de 5.26. Los valores dentro del muro de las secciones analizadas varían entre los siguientes rangos: Presa N°1 [0.88 - 4.11], Presa N°2 [0.79 - 5.26], Presa N°3 [0.88 - 3.55], y Presa N°4 [0.90 - 3.73].

Las presas de igual altura, mostradas en las Figuras 19(a) y 19(c), presentaron un patrón de distribución similar, lo cual sugiere que la diferencia en el módulo de corte no influye significativamente en la amplificación de las aceleraciones sísmicas. En contraste, la presa de menor altura, ilustrada en la Figura 19(d), exhibe variaciones mínimas respecto a las presas de 35[m] de altura. Por otro lado, la presa de 70[m] de altura, Figura 19(b), exhibió un comportamiento distinto, donde las zonas interiores del muro presentaron valores comparativamente menores a los observados en las demás estructuras, sugiriendo que a mayor altura esta variable posee mayor influencia en la amplificación de la aceleración.

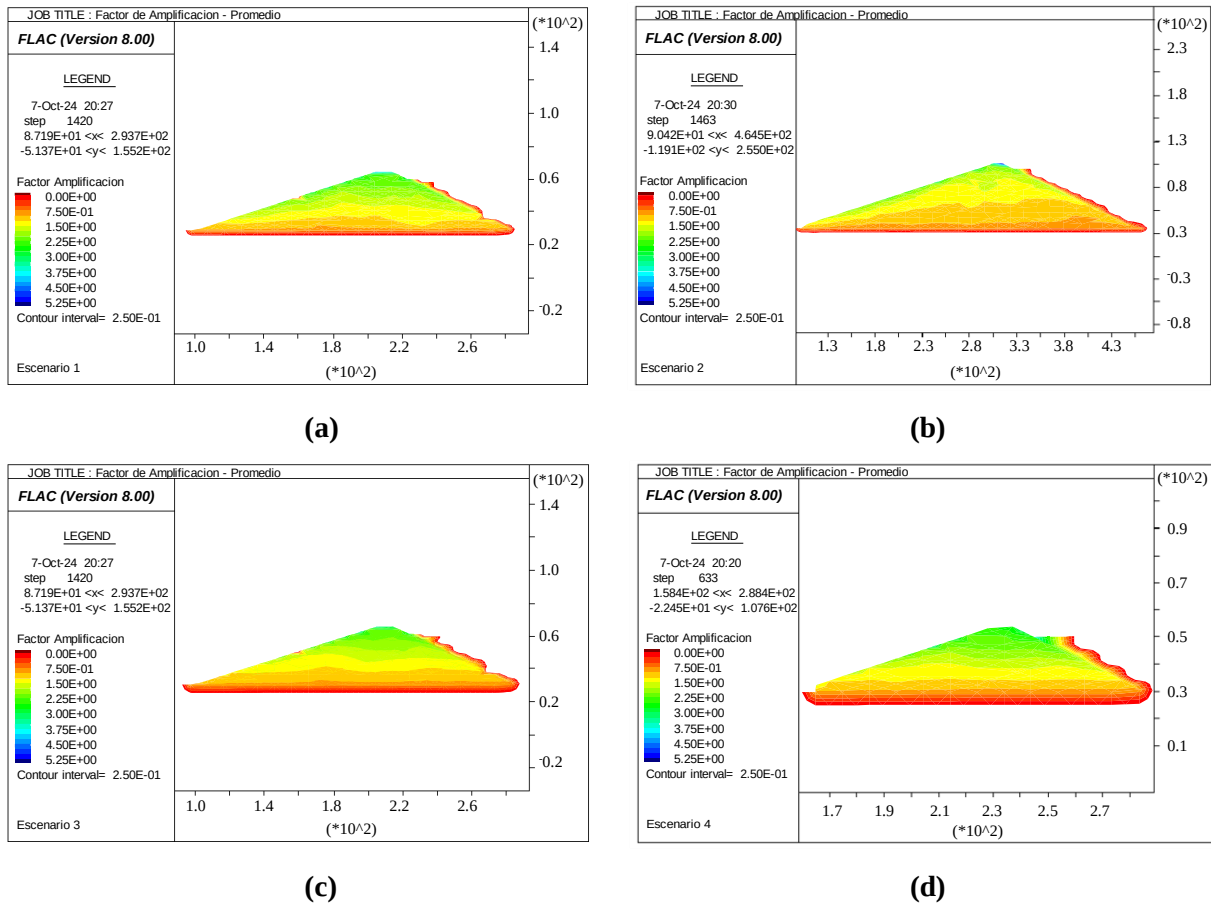


Figura 19: Distribución de la amplificación promedio de la aceleración dentro del muro, respecto a campo libre. (a) Presa N°1. (b) Presa N°2. (c) Presa N°3. (d) Presa N°4.

Este estudio pretende analizar en detalle los perfiles de los factores de amplificación de aceleración correspondientes al eje del coronamiento aguas abajo expresados en términos de profundidad normalizada por la altura total del muro, lo cual se resume en la Figura 20. En este sentido, se incluye la amplificación correspondiente a cada registro sísmico (en color gris), y el promedio entre ellos (curva de color negro).

En los tres primeros casos, se observó que la amplificación de aceleración respecto al PGA en campo libre incrementa progresivamente desde la base hasta el coronamiento del muro, donde se distinguió una respuesta más pronunciada. En contraste, la presa N°4 no presentó una variación abrupta en el coronamiento. En esta zona, los factores de amplificación de las estructuras alcanzaron valores promedios máximos en un rango de 2.4 a 4.1.

A su vez, debido a ciertas sollicitaciones sísmicas, se evidenció un aumento significativo en el factor de amplificación en el coronamiento de las presas. Un ejemplo de ello es la presa N°1, la cual manifestó un valor de 8.0 ante la entrada sísmica N°15, al encontrarse las frecuencias predominantes del registro cercanas al periodo fundamental de la presa.

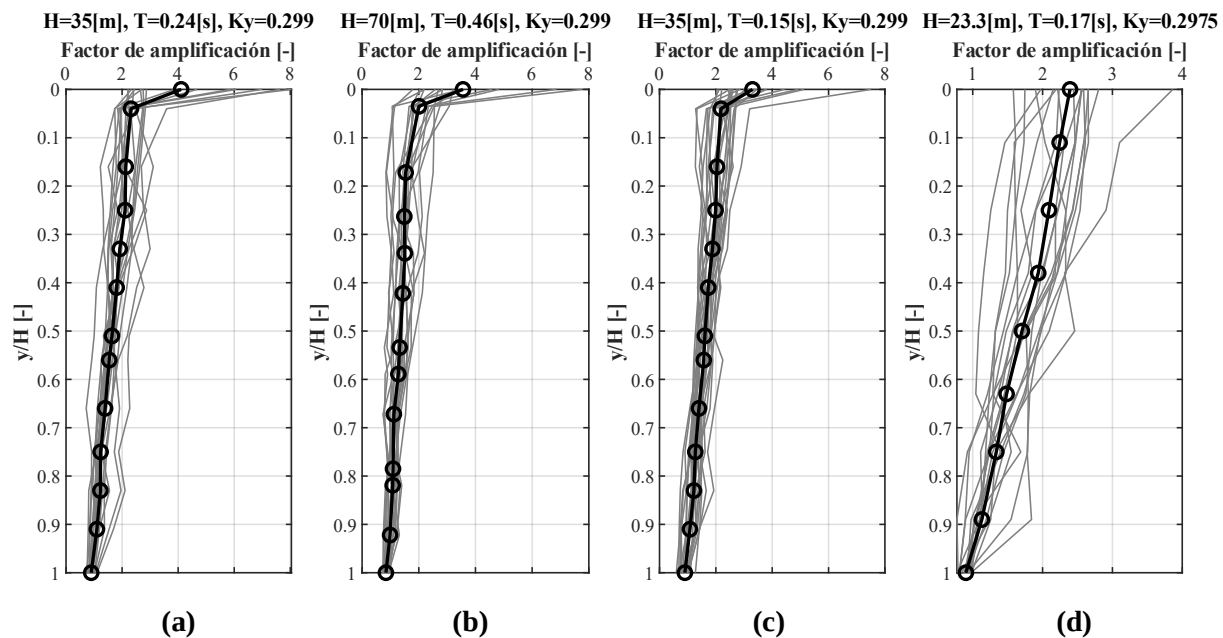


Figura 20: Distribución de la amplificación de la aceleración en el eje del coronamiento, respecto a campo libre. (a) Presa N°1. (b) Presa N°2. (c) Presa N°3. (d) Presa N°4.

Para facilitar la comparación entre las curvas promedio en el eje del coronamiento, estas son expuestas en Figura 21, observando que las presas N°1, N°3 y N°4 presentaron una respuesta bastante similar, con un valor de amplificación de 0.9 en la base del muro. La diferencia entre ellas radica en el punto de control correspondiente al coronamiento. Por otro lado, en general la presa N°2 evidenció niveles más bajos de amplificación en la profundidad del muro, alcanzando un valor de 0.8 en la base. En cuanto a las presas de igual altura, no se observó una discrepancia significativa en la amplificación de la respuesta ante la diferencia en la velocidad de onda de corte.

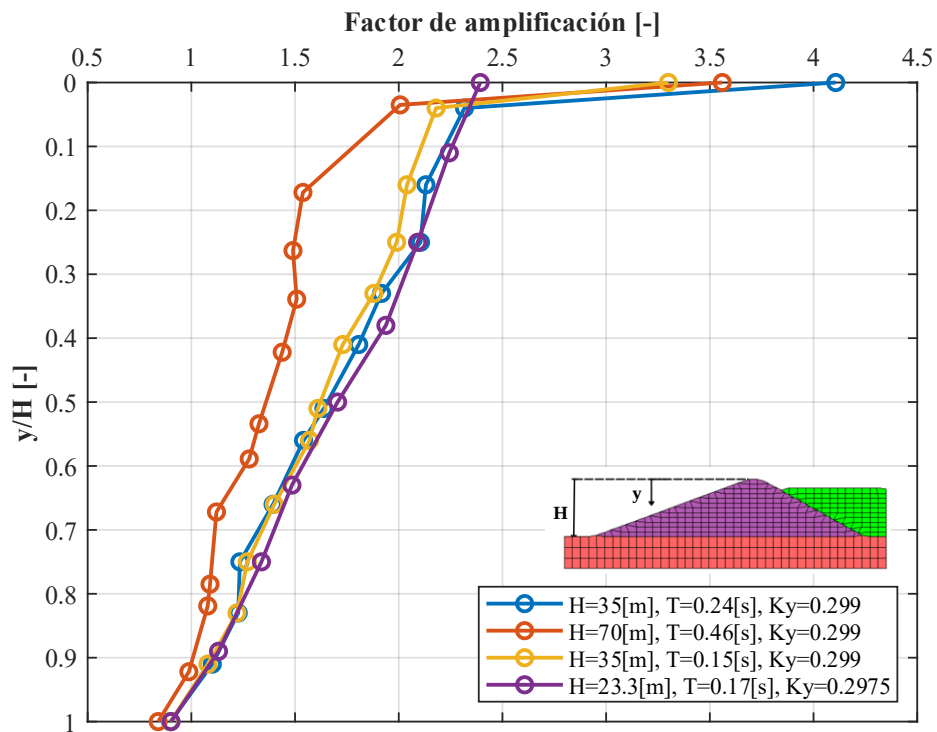


Figura 21: Distribución de la amplificación promedio de la aceleración en el eje del coronamiento, respecto a campo libre.

Adicionalmente, se efectuó una comparación de los resultados de amplificación de la aceleración obtenidos en este estudio con lo reportado por Gazetas (1987) y Cascone y Rampello (2003), lo cual se expone en las Figuras 22(a) y 22(b), respectivamente. Para la comparación con Gazetas (1987), las distribuciones de la aceleración máxima en la profundidad, mostradas en las Figuras 2 y 3, fueron expresadas en términos de amplificación respecto a la aceleración en la base del muro. Como resultado, la envolvente comprendida por los valores máximos y mínimos es representada mediante un área sombreada, acompañada por una línea punteada correspondiente al promedio del rango. Al igual que en el caso anterior, para la comparación con Cascone y Rampello (2003), se incluye la envolvente reportada mediante un área sombreada junto al promedio del rango. Con base a lo anterior, se permite verificar la consistencia de los resultados, los cuales en general exceden sin relevancia significativa el límite superior de las envolventes.

Asimismo, de manera complementaria, se elaboró un gráfico de caja para representar los factores de amplificación de la aceleración en el coronamiento de las presas en función del periodo fundamental, considerando la respuesta producto de cada sollicitación sísmica. Dicha información, ilustrada en la Figura 23, permite visualizar la variabilidad y dispersión de los valores de amplificación.

A excepción de la presa asociada al periodo de 0.24[s], en cada caso se distinguió la presencia de un valor atípico en el factor de amplificación asociado al registro sísmico N°22, mientras que para la presa de 70[m] se añade un segundo valor atípico, correspondiente al registro sísmico N°18.

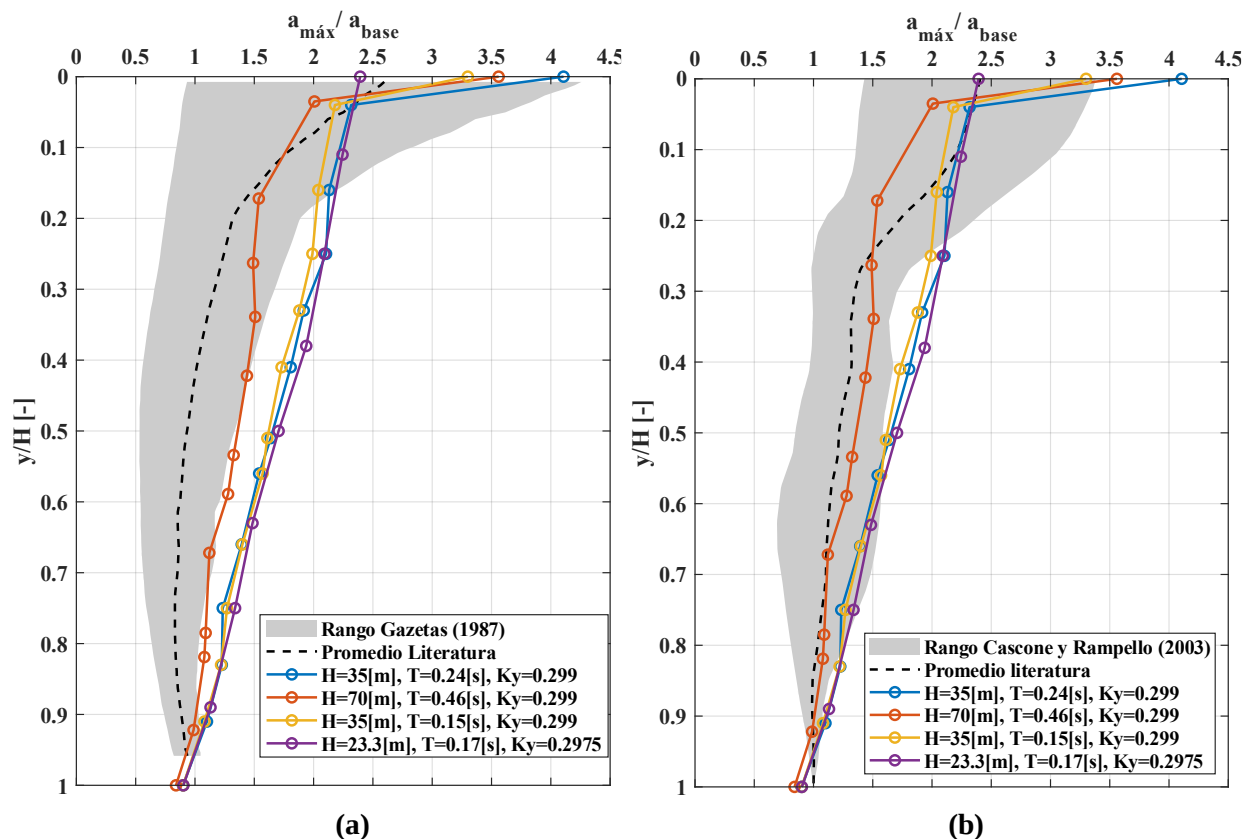


Figura 22: Comparación con resultados de la literatura: (a) Gazetas (1987). (b) Cascone y Rampello (2003).

Las medianas de los factores de amplificación para las presas con períodos fundamentales de 0.15[s], 0.17[s], 0.24[s] y 0.46[s] fueron 2.82, 2.44, 2.87 y 3.03, respectivamente. Es decir, de manera general, las medianas varían entre 2.4 y 3.0.

El rango intercuartil (IQR) es mayor en las dos presas con períodos más largos, lo que indica una mayor variabilidad en los factores de amplificación en comparación con las presas de menor periodo. A su vez, la presa con periodo de 0.17[s] refleja una mayor consistencia en los valores de amplificación y una distribución más estable. A excepción de esta última, el promedio de los datos se encuentra por encima de la mediana.

Si bien las presas N°3 y N°4 poseen períodos fundamentales similares, de 0.15[s] y 0.17[s] respectivamente, presentan diferencias en la variabilidad, lo cual podría estar influenciado por la diferencia en el valor del módulo de corte del muro.

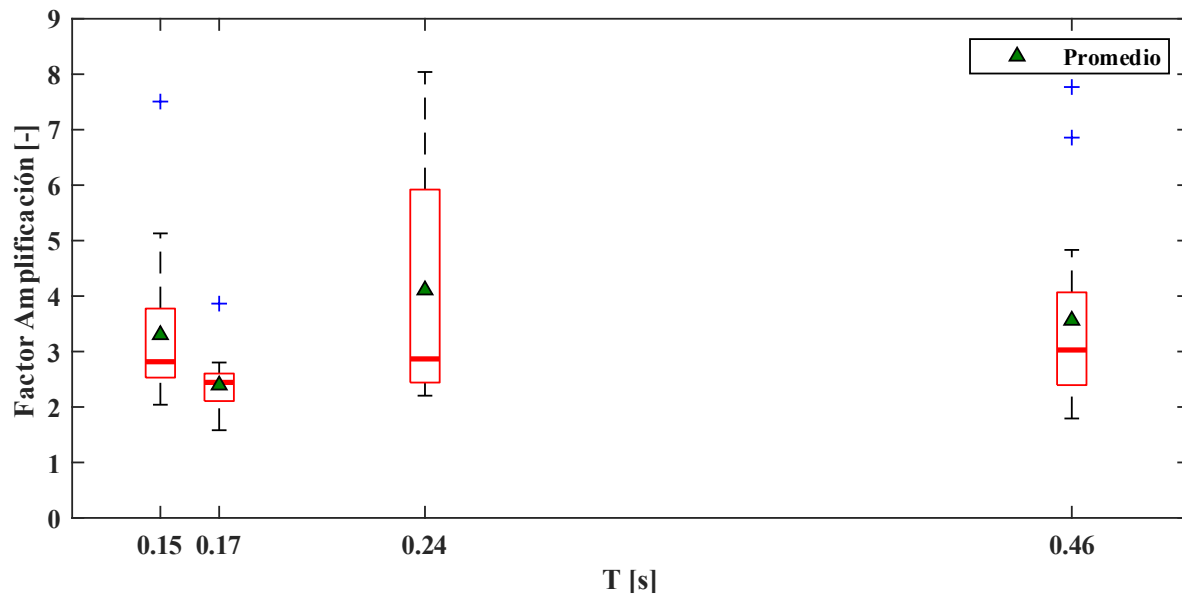


Figura 23: Distribución del factor de amplificación de la aceleración en el coronamiento de las presas en función del periodo fundamental.

6 Conclusiones y recomendaciones

Esta investigación realizó el análisis de la respuesta dinámica de cuatro presas de relaves chilenas producto de 22 sollicitaciones sísmicas a través del programa computacional de diferencias finitas FLAC 8.0, con el fin de evaluar la aceleración sísmica en diferentes niveles de las presas, estableciendo una relación entre la intensidad en campo libre y las aceleraciones observadas dentro de cada muro.

Previamente, se desarrolló un análisis pseudo-estático de equilibrio límite en las cuatro presas, alcanzando un valor aproximado del coeficiente k_y de 0.3 en todos los casos. Los resultados indican que la altura de la estructura no ejerce una influencia significativa en el valor del coeficiente k_y , en virtud de que las secciones son geoméricamente proporcionales y comparten las mismas propiedades geotécnicas, dado que el análisis pseudo-estático no incorpora parámetros de rigidez del material. Por consiguiente, la evidencia obtenida resulta concordante con la literatura (Veylon et al., 2017), donde se reporta que el efecto de escala posee una baja influencia en la geometría del bloque crítico de deslizamiento y, en consecuencia, en el coeficiente de fluencia.

Mediante el monitoreo del desplazamiento vertical en el coronamiento, se demostró la estabilidad de almacenamiento de las presas, bajo la caracterización geotécnica y configuración geométrica analizada. En los cuatro casos, la revancha no se ve comprometida, superando la altura mínima establecida por el Decreto Supremo N°248, correspondiente a 1[m]. Además, se evidencia que el período fundamental de vibración no presenta una relación lineal o directamente proporcional con el desplazamiento vertical.

En cuanto a la amplificación de la aceleración, se identificó que tiende a aumentar con la altura de los muros, alcanzando sus valores máximos en el coronamiento, generalmente en la zona aguas abajo. Sin embargo, en la presa de mayor altura, la mayor amplificación se observó en el coronamiento aguas arriba, con un valor de 5.26. Este comportamiento sugiere que la altura de la presa influye en la distribución de la amplificación sísmica, o podría ser generado por el tamaño horizontal entre nodos de la malla de elementos finitos.

Respecto a los perfiles de los factores de amplificación de aceleración, la principal diferencia se registró en el coronamiento, variando la amplificación entre 2.4 y 4.1. Las presas de 23.3[m] y 35[m] de altura presentaron una respuesta bastante similar a lo largo de la profundidad, sin observar una discrepancia significativa atribuible a la diferencia de altura ni a la variación en la velocidad de onda de corte. Por otro lado, la presa N°2, en general, advirtió niveles más bajos de amplificación en la profundidad del muro.

En relación con la respuesta en el coronamiento, se identificó una alta variabilidad en la amplificación de la aceleración, particularmente en las estructuras de mayor altura. Este comportamiento destaca la importancia de considerar un conjunto diverso de registros sísmicos en el análisis, lo que subraya la influencia del contenido energético de la señal de entrada y su interacción con el período fundamental de la presa, tal como se advirtió en el control de desplazamiento vertical y como afirman Elia et al. (2011). En consecuencia, es necesario evaluar un conjunto representativo de registros sísmicos para caracterizar con precisión el rango de posibles respuestas de amplificación.

Adicionalmente, se identificaron dos limitaciones principales en la investigación: ausencia de ensayos de laboratorio de las secciones analizadas que permitiesen caracterizar el comportamiento de los materiales de manera más realista; restricción en la cantidad de elementos de la malla impuesta por la versión gratuita del software, lo cual podría haber condicionado la exactitud de los resultados. Por ende, los resultados de las simulaciones en FLAC representan una primera aproximación de la evaluación de la amplificación de aceleración en las presas respecto al PGA en campo libre.

Para efectuar una investigación más exhaustiva, es preciso calibrar los parámetros del modelo constitutivo a partir de ensayos geotécnicos; asimismo, aumentar el tamaño del modelo utilizando una malla más refinada, con el objetivo de incrementar el valor asociado a la frecuencia máxima transmisible, garantizando una correcta propagación de las ondas dentro del modelo dinámico para un mayor rango de frecuencias y, de esta forma, obtener resultados más certeros.

En definitiva, para futuras investigaciones se requiere ampliar el análisis considerando otros tipos de depósitos, como estructuras de mayor altura o con presencia de laguna de aguas claras en la cubeta de relaves. Además, se sugiere emplear modelos constitutivos avanzados, siempre que se disponga de ensayos geotécnicos adecuados para calibrar los parámetros requeridos por ellos. Finalmente, sería pertinente validar los resultados de amplificación obtenidos en futuras modelaciones mediante mediciones directas de aceleraciones durante movimientos sísmicos reales.

7 Referencias

- Barrera, S., & Campaña, J. (2005). Análisis de estabilidad de presas de relaves. *Práctica Chilena. V Congreso Chile de Ingeniería Geotécnica. Santiago, Chile*, 1–10.
- Barrios, D. (2019). *Análisis de deformaciones de depósitos de relaves con muros de material de empréstito sometidos a sismos chilenos* [Tesis de pregrado, Universidad de Chile]. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/170193>
- Bray, J. D., & Travarasrou, T. (2011). Pseudostatic slope stability procedures. *5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, 255–266. Santiago, Chile.
- Cascone, E., & Rampello, S. (2003). Decoupled seismic analysis of an earth dam. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23(5), 349–365. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(03\)00035-6](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(03)00035-6)
- Consejo Minero. (2025). *Cifras actualizadas de la minería*. <https://consejominero.cl/mineria-en-chile/cifras-actualizadas-de-la-mineria/>
- Cubillos, A. (2017). *Método simplificado para estimar deformaciones cosísmicas permanentes en muros de tranques de relave chilenos* [Tesis de pregrado, Universidad de Chile]. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/150321>
- El Mostrador. (2023, June 1). *Relaves mineros a un temblor de una bomba de tiempo*. <https://www.elmostrador.cl/cultura/2023/06/01/advierten-sobre-peligros-como-derrumbes-y-cancer-para-la-poblacion-por-depositos-de-relaves-mineros/>
- Elia, G., Amorosi, A., Chan, A. H. C., & Kavvadas, M. J. (2011). Numerical prediction of the dynamic behavior of two earth dams in Italy using a fully coupled nonlinear approach. *International Journal of Geomechanics*, 11(6), 504–518. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0000043](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000043)
- Eloranta, P. (2004). *Drill hole KSH01A. Triaxial compression test (HUT). Oskarshamn site investigation (SKB P-reports; No. SKB P-04-183). Svensk Kärnbränslehantering AB*. <https://skb.se/publikation/22494>
- Eshaghi, E., Smith, R. S., & Ayer, J. (2019). Petrophysical characterisation (i.e. density and magnetic susceptibility) of major rock units within the Abitibi Greenstone Belt. *Laurentian University Mineral Exploration Research Centre, Publication Number MERC-ME-2019-144*. <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:220614418>
- Gazetas, G. (1987). Seismic response of earth dams: some recent developments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 6(1), 2–47. [https://doi.org/10.1016/0267-7261\(87\)90008-X](https://doi.org/10.1016/0267-7261(87)90008-X)
- Geotechdata.info. (2013a). *Angle of friction*. <https://www.geotechdata.info/parameter/angle-of-friction>
- Geotechdata.info. (2013b). *Cohesion*. <https://www.geotechdata.info/parameter/cohesion>
- Geotechdata.info. (2013c). *Dry unit weight*. <https://www.geotechdata.info/parameter/dry-unit-weight>
- Hwang, J. H., Wu, C. P., & Wang, S. C. (2007). Seismic record analysis of the Liyutan earth dam. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(11), 1351–1377. <https://doi.org/10.1139/T07-062>
- Itasca Consulting Group. (2019). *FLAC — Fast Lagrangian Analysis of Continua, Ver. 8.0. Dynamic Analysis. Minneapolis: Itasca*.
- Itasca Consulting Group. (2025). *One-zone sample exercised at several cyclic strain levels*. <https://docs.itascacg.com/itasca900/flac3d/zone/test3d/Dynamic/SeveralCyclicStrainLevels/SeveralCyclicStrainLevels.html>

- Konno, K., & Ohmachi, T. (1998). Ground-motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremor. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 88(1), 228–241.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall. pp. 436–437.
- kuhlemeyer, R. L., & Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(5), 421–427.
- Makdisi, F. I., & Seed, H. B. (1978). Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(7), 849–867. <https://doi.org/10.1061/ajgeb6.0000668>
- Martínez, R., Barrera, S., & Gómez, P. (2011). El método pseudoestático de estabilidad en presas: un análisis crítico. *Obras y Proyectos* 9, 30–37.
- Nimbalkar, S., Annapareddy, V. S. R., & Pain, A. (2018). A simplified approach to assess seismic stability of tailings dams. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10(6), 1082–1090. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.06.003>
- Noda, S., & Uwabe, T. (1976). Relation between seismic coefficient and ground acceleration for gravity quaywall. *6th World Conference on Earthquake Engineering*, 2, 1963–1968.
- Palma, S. (2004). *Propiedades geomecánicas asociadas al diseño sísmico de depósitos de relaves* [Tesis de maestría, Universidad de Chile].
- Peña, L. (2008). *Análisis sísmico de presas de arena de relave* [Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica de Chile]. <https://doi.org/10.7764/tesisUC/ING/1450>
- Rojas-González, L., Ben-Khalal, H., & Lewis, K. (1985). Dynamic properties and behavior of copper tailings. *11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1289–1292.
- Saragoni, G. R. (1993). Análisis del riesgo sísmico para la reconstrucción del Puerto de Valparaíso. *6tas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, 2, 165–178.
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1970). *Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses (Report No. EERC 70-10)*. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Veylon, G., Luu, L.-H., Mercklé, S., Bard, P.-Y., Delvallée, A., Carvajal, C., & Frigo, B. (2017). A simplified method for estimating Newmark displacements of mountain reservoirs. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 100, 518–528. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.07.003>
- Villanueva, N. (2024). *Comparación del comportamiento sísmico de una presa de relaves considerando los modelos constitutivos PM4SAND y HSS* [Tesis de maestría, Universidad de Chile]. <https://doi.org/10.58011/sd0g-j059>
- Villavicencio, G., Espinace, R., Palma, J., Fourie, A., & Valenzuela, P. (2014). Failure of sand tailings dams in a highly seismic country. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(4), 449–464.
- Zhao, W., Chen, W., Yang, D., Tan, X., Gao, H., & Li, C. (2019). Earthquake input mechanism for time-domain analysis of tunnels in layered ground subjected to obliquely incident P- and SV-waves. *Engineering Structures*, 181, 374–386. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.12.050>

Anexos

Anexo 1: Coeficiente sísmico de fluencia de las presas

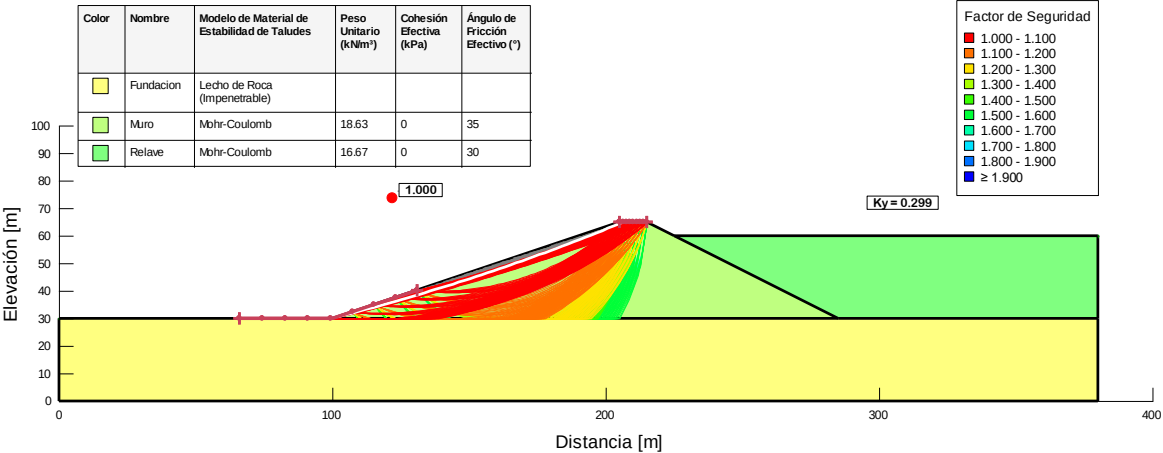


Figura 24: Análisis de estabilidad de Equilibrio límite – Presa N°1 y Presa N°3.

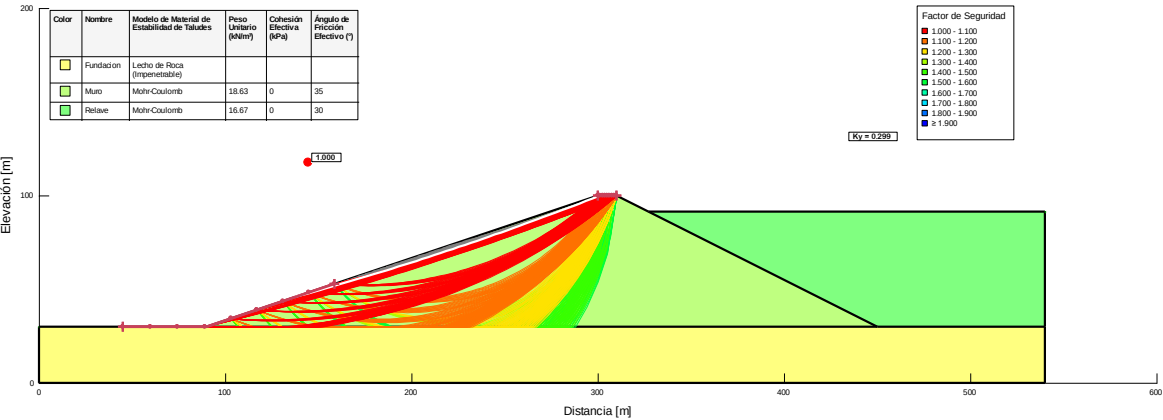


Figura 25: Análisis de estabilidad de Equilibrio límite – Presa N°2.

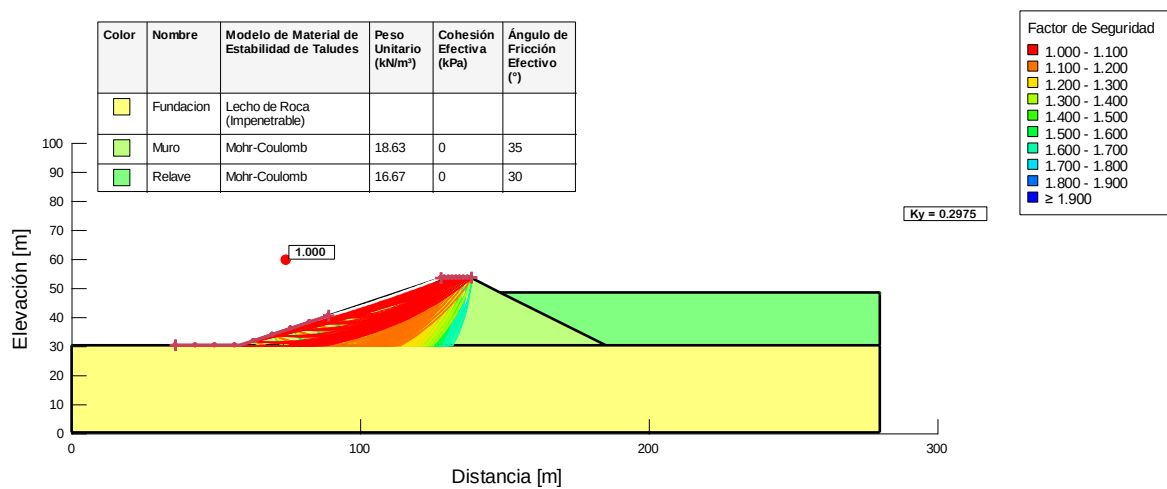


Figura 26: Análisis de estabilidad de Equilibrio límite – Presa N°4.

Anexo 2: Periodo fundamental de vibración de las presas

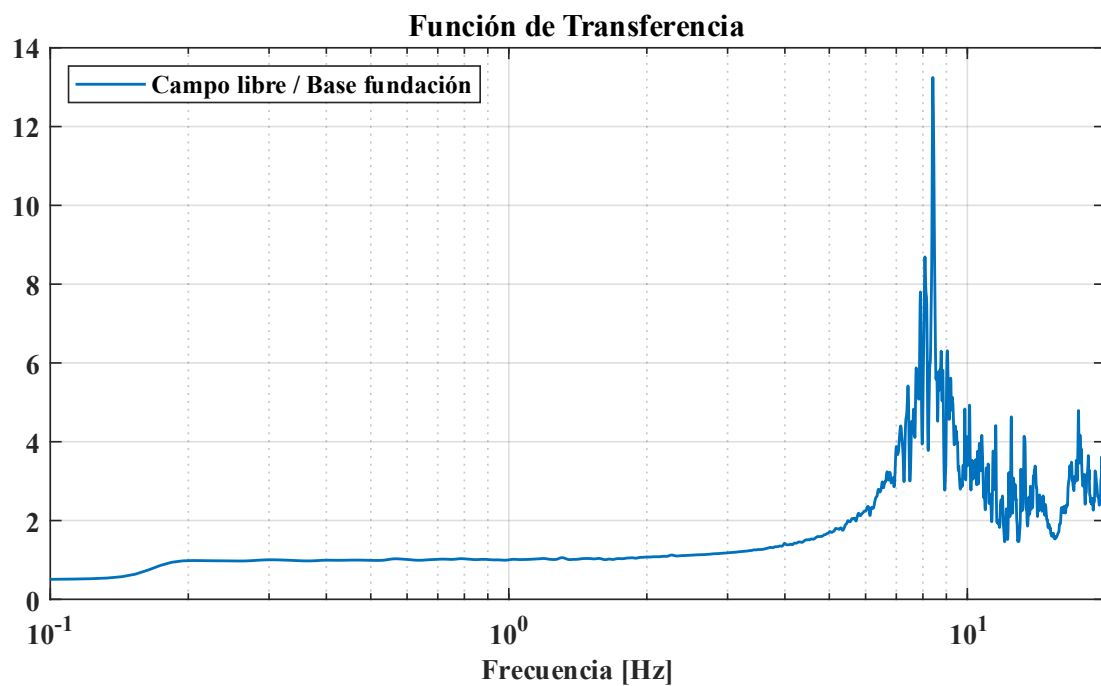


Figura 27: Función de transferencia fundación.

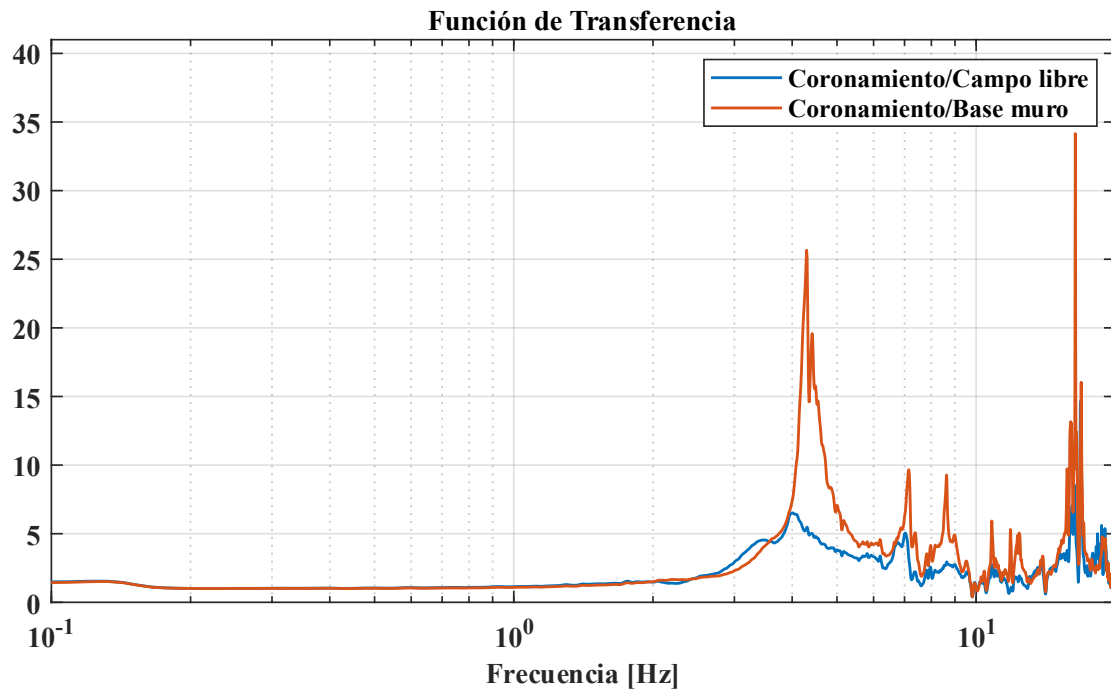


Figura 28: Función de transferencia Presa N°1.

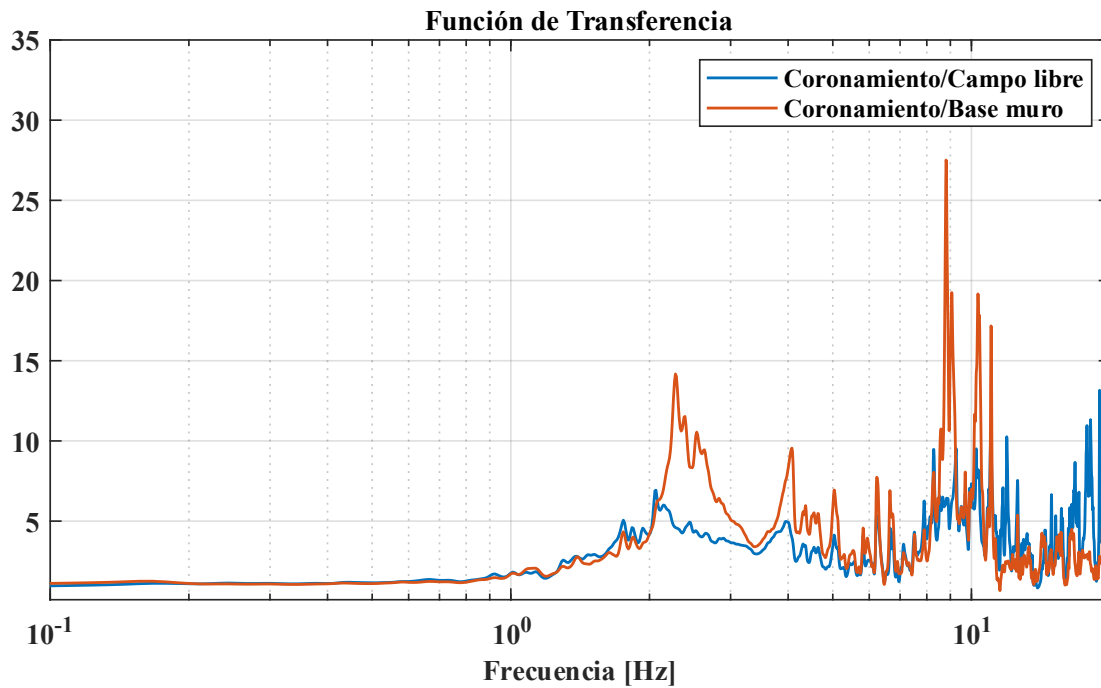


Figura 29: Función de transferencia Presa N°2.

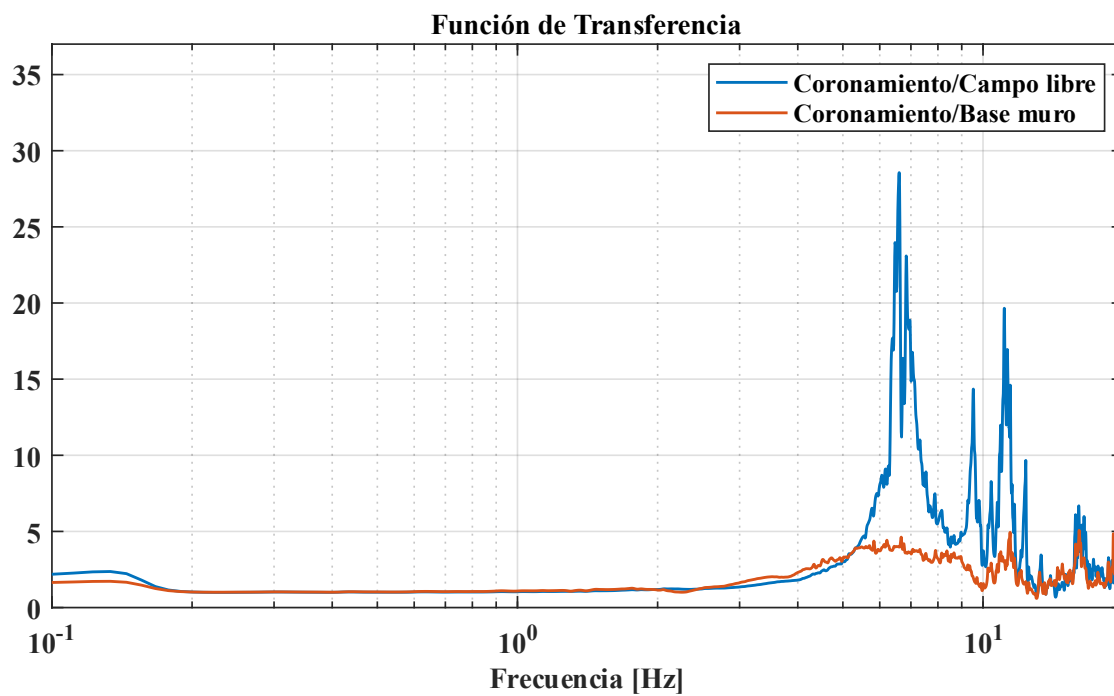


Figura 30: Función de transferencia Presa N°3.

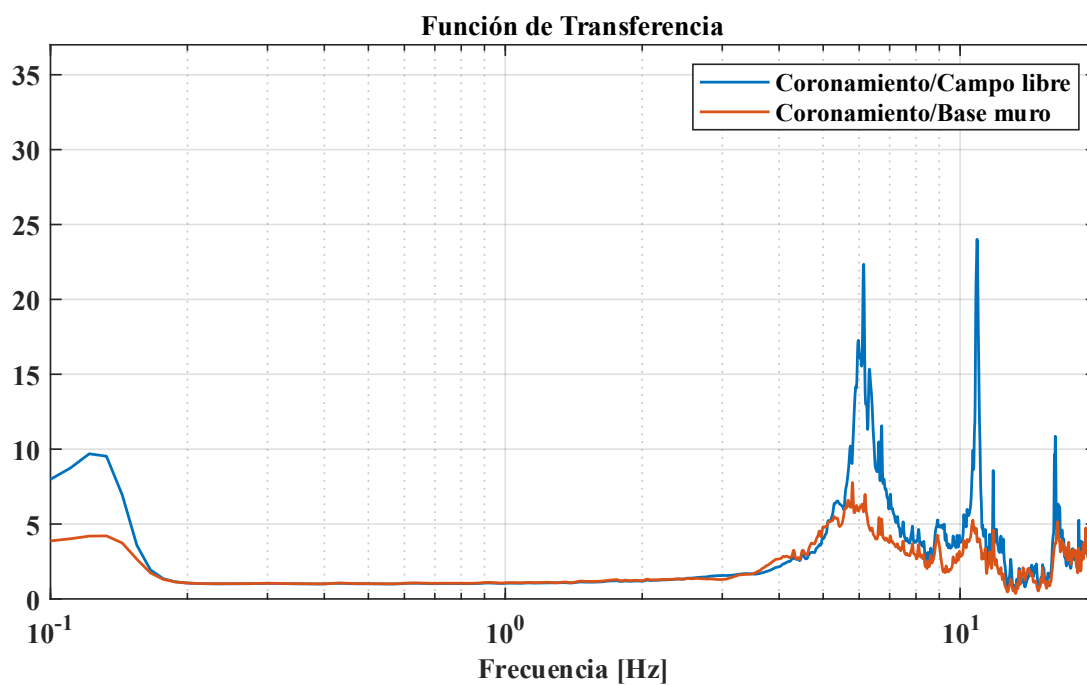


Figura 31: Función de transferencia Presa N°4.