



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

REVISIÓN DE MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DE COEFICIENTES SÍSMICOS HORIZONTALES EN DEPÓSITOS DE RELAVES CHILENOS

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

JAIME ANDRÉS OLIVARES ALLENDES

PROFESOR GUÍA:
CÉSAR PASTEN PUCHI

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
ROBERTO GESCHE SCHULER
KARINA MONSALVE STANGE
GULLIBERT NOVOA GODOY

Este trabajo ha sido financiado por:
AMTC Proyecto basal AFB230001

SANTIAGO DE CHILE
2023

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE:** Ingeniero Civil

ESTUDIANTE: Jaime Andrés Olivares Allendes

FECHA: 2023

PROFESOR GUÍA: César Pastén Puchi

REVISIÓN DE MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DE COEFICIENTES SÍSMICOS HORIZONTALES EN DEPÓSITOS DE RELAVES CHILENOS

La minería del cobre produce grandes cantidades de relaves, los cuales deben ser almacenados en forma segura en depósitos de relaves conformados por presas de material granular. El comportamiento sísmico de estas obras son una preocupación si no son bien diseñadas, construidas y operadas, ya que pueden desencadenar una falla con graves impactos ambientales y sociales. En Chile, el diseño de presas de relaves contempla, entre otros, un análisis de estabilidad mediante el método de equilibrio límite en condición pseudo-estática, considerando coeficientes sísmicos horizontales (k_h) que representan la sollicitación sísmica de un terremoto como una fuerza horizontal equivalente. Este estudio se centra en la creación y análisis de un catastro con información de 125 depósitos de relaves, con el objetivo de revisar los métodos más utilizados para estimar k_h . Este catastro considera también información geométrica, sísmica y geotécnica, que influye en los cálculos de los factores de seguridad de los análisis de estabilidad de taludes de las presas. Además, se analizan una serie de relaciones entre k_h y otros parámetros, como, por ejemplo, la altura de la presa, la aceleración máxima del terreno (PGA), los asentamientos determinados numéricamente, la ubicación geográfica y factores de seguridad pseudo estáticos. Este trabajo se desarrolla en colaboración con el Departamento de Evaluación de Proyectos Mineros del Servicio Nacional de Geología y Minería, que ha puesto a disposición estudios de estabilidad de taludes, análisis dinámicos, informes de caracterizaciones geotécnicas y estudios de amenaza sísmica. Los resultados de este estudio indican que los k_h adoptados para la condición de un terremoto máximo creíble varían entre 0,11 y 0,4; mientras que para una condición de terremoto operacional varían entre 0,04 y 0,4. También, que el método más utilizado para estimar coeficientes sísmicos, en un 44% de los casos, es el de Saragoni (1993), que sólo considera el PGA del terremoto de diseño y no considera las características dinámicas y geométricas de las presas. El segundo método más utilizado, en un 14,4% de los casos, es el método del Decreto 86 que depende de la cantidad de personas que habitan dentro de la distancia peligrosa del proyecto.

Agradecimientos

Quiero expresar mi más profundo agradecimiento a las personas que han sido pilares fundamentales en estos años. En primer lugar, a mi novia Moreen, cuyo amor, paciencia y apoyo incondicional han sido mi fuente de fortaleza y motivación.

A mi familia, especialmente a mi hermana, mi padre y mi madre, les estoy eternamente agradecido por su amor inquebrantable y su constante apoyo. Han sido mi refugio e inspiración en cada paso de este camino.

Reconocer a mi profesor guía, Cesar Pastén, cuya sabiduría, orientación y confianza en mis capacidades han sido cruciales para mi desarrollo académico y personal. A los miembros de la comisión, Roberto Gesche, Karina Monsalve y Gullibert Novoa, agradezco sinceramente su valiosa retroalimentación, tiempo y dedicación a mi trabajo.

Finalmente, a mis amigos de la universidad, con quienes he compartido seis años de amistad y compañerismo, gracias por los momentos memorables y el apoyo mutuo en nuestro viaje educativo. Juntos, hemos creado recuerdos que atesoraré por siempre.

No puedo dejar de mencionar mi profundo agradecimiento al Advanced Mining Technology Center (AMTC) por el financiamiento de este trabajo, en el marco del proyecto "Consolidación de base de datos con los coeficientes sísmicos proyecto Basal AFB230001". Esta contribución ha sido esencial para la realización de esta investigación y mi desarrollo profesional.

Este trabajo no solo es un reflejo de mi esfuerzo, sino también de la generosidad y el apoyo de todas estas personas. A todos ustedes, mi más sincero agradecimiento.

"La excelencia ingenieril no solo se mide por la estructura, sino por el impacto que tiene en la sociedad."

Thomas Telford

Tabla de contenido

Capítulo 1 : Introducción	1
1.1. Contexto y motivación	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo general.....	2
1.2.2. Objetivos específicos	2
1.3. Estructura del documento.....	2
Capítulo 2 : Revisión de Antecedentes	3
2.1. Desechos mineros	3
2.2. Depósitos de relaves.....	3
2.3. Tipos de relaves	5
2.4. Tipos de depósitos de relaves.....	6
2.5. Catastro de depósitos de relaves en Chile	6
2.6. Estabilidad física en depósitos de relaves	7
2.6.1. Criterios de aceptabilidad en Chile	7
2.6.2. Práctica internacional.....	10
2.7. Métodos para estimar coeficientes sísmicos horizontales.....	11
2.7.1. Coeficientes sísmicos.....	11
2.7.2. Método de Saragoni (1993)	12
2.7.3. A partir de la norma NCh433 of. 96 mod. 2012	12
2.7.4. Método de la Guía DS248 para pequeña minería (1993)	15

2.7.5. Método del Decreto Supremo 86 (1970)	15
2.7.6. Método de Saragoni y Garrido (2022)	16
2.7.7. Método de Bray, Macedo y Travasarou (2018).....	17
2.7.8. Otros métodos	18
Capítulo 3 : Metodología de Construcción del catastro	22
3.1. Consideraciones éticas y legales	22
3.2. Construcción del catastro	22
3.2.1. Información general	24
3.2.2. Ubicación	24
3.2.3. Características del depósito	24
3.2.4. Coeficientes sísmicos.....	25
3.2.5. Informes	25
3.2.6. Geometría de la presa	26
3.2.7. Amenaza sísmica	26
3.2.8. Parámetros geotécnicos.....	26
3.2.9. Análisis	26
Capítulo 4 : Análisis del catastro	27
4.1. Presentación y análisis de resultados	27
4.2. Información general	27
4.2.1. Estado y tipo de instalación	27
4.2.2. Ubicación de los depósitos analizados.....	29
4.3. Métodos con los que se estimaron los coeficientes sísmicos.....	32

4.4. Análisis de Coeficientes Sísmicos	36
4.4.1. Aceleración máxima y coeficiente sísmico horizontal	36
4.4.2. Coeficiente sísmico operacional y máximo creíble	37
4.4.3. Coeficiente sísmico horizontal y altura de la presa	38
4.4.4. Distribución de coeficiente sísmico horizontal OBE y MCE	40
4.4.5. Coeficiente sísmico vertical y horizontal.....	43
4.4.6. Coeficiente sísmico horizontal y factores de seguridad.....	44
4.4.7. Número de secciones transversales.....	46
4.4.8. Deformaciones	47
4.5. Cambios de coeficientes sísmicos en el tiempo	50
4.5.1. Caso depósito 1	50
4.5.2. Caso depósito 2	51
4.5.3. Caso depósito 3	52
4.5.4. Caso depósito 4	53
4.5.5. Caso depósito 5	53
4.5.6. Caso depósito 6	54
Capítulo 5 : Distribución espacial de coeficientes sísmicos	57
5.1. Información general	57
5.2. Coeficiente sísmico horizontal y zonificación NCh433	57
5.3. PGA y zonificación NCh433	60
5.3.1. Tipos de sismos.....	63

Capítulo 6 : Discusión.....	65
6.1. Métodos para estimar kh	65
6.2. Limitaciones.....	65
6.3. Presas de altura mayor a 100 m	66
6.4. Variabilidad temporal	66
6.5. Depósitos aguas arriba	67
Capítulo 7 : Conclusiones y recomendaciones	68
7.1. Conclusiones	68
7.2. Recomendaciones.....	69
Glosario de siglas	71
Bibliografía	72
Anexo	74

Índice de tablas

Tabla 1: Cantidad de depósitos de relaves (SERNAGEOMIN, 2022).....	7
Tabla 2: Valor de la aceleración efectiva máxima por zona (NCh433,1996).....	14
Tabla 3: Valor de coeficiente sísmico estructural C máximo en función del factor de modificación de respuesta R, coeficiente de importancia S y aceleración efectiva máxima A0 (INN,2012)	14
Tabla 4: Coeficientes sísmicos según Guía DS248	15
Tabla 5: Ecuaciones para determinar el coeficiente sísmico horizontal	20
Tabla 6: Clasificación de depósitos de relaves por métodos para estimar kh	32
Tabla 7: Cantidad de depósitos que consideran el coeficiente sísmico vertical para casos OBE y MCE, según clasificación por D50.....	43
Tabla 8: Cantidad de perfiles según tipo de depósito	47
Tabla 9: Asentamientos estimados relativos del coronamiento del muro principal del depósito	48
Tabla 10: Cantidad de casos según tipo de sismo OBE y MCE	64
Tabla 11: Catastro de depósitos de relaves analizado.....	74

Índice de figuras

Figura 1: Esquema de un depósito de relaves convencional (Carvajal M.,2018).....	4
Figura 2: Tipos de relaves (Cacciuttolo y Marinovic, 2022).....	5
Figura 3: Zonificación sísmica de la norma NCh433 of 96.....	13
Figura 4: Comparación de los métodos de Saragoni (1993) y Saragoni y Garrido (2022)	17
Figura 5: Información presente en el catastro creado	23
Figura 6: Estado de los 125 depósitos de relaves analizados	28
Figura 7:Tipo de instalación de los 125 depósitos de relaves analizados.....	28
Figura 8: Depósitos por región de Chile y tipo de instalación.....	29
Figura 9: Depósitos por región de Chile y clasificación según el Decreto 50.....	30
Figura 10: Depósitos en cada zona sísmica de la norma NCh 433.....	31
Figura 11:Distribución de valores de kh para el OBE (106 casos)	33
Figura 12:Distribución de valores de kh para el MCE (92 casos).....	34
Figura 13: Coeficiente sísmico horizontal como función de la aceleración máxima del suelo (198 casos).....	36
Figura 14: Coeficiente sísmico horizontal MCE vs Coeficiente sísmico OBE de 50 depósitos.....	38
Figura 15:Coeficiente sísmico vs Altura según estado de depósitos para 177 casos	39
Figura 16: Coeficiente sísmico vs altura según tamaño del depósito para 177 casos.	40
Figura 17: Distribución de coeficientes sísmicos OBE y MCE, para 198 casos.....	41
Figura 18: Distribución de los coeficientes sísmicos OBE y MCE, para 122 casos Activos	42

Figura 19:Distribución de los coeficientes sísmicos OBE y MCE, para 76 casos No Activos.	42
Figura 20: Coeficiente sísmico horizontal vs vertical.	44
Figura 21:a) Coeficientes sísmicos horizontales (kh OBE=0 implica falta de información), b) factores de seguridad pseudoestáticos y c) Altura. Análisis para 125 depósitos. ..	45
Figura 22:Asentamientos como función de la altura del muro principal para 27 depósitos.	48
Figura 23:Asentamientos estimados relativos como función de la altura del muro principal, para 27 depósitos.	49
Figura 24: kh en función de los asentamientos relativos en el coronamiento para 22 casos.	50
Figura 25: Análisis de la condición de cierre (MCE), a) kh en función del tiempo y b) Factor de Seguridad en función del tiempo.	56
Figura 26: Mapeo kh OBE a lo largo de Chile.....	58
Figura 27: Mapeo de kh MCE a lo largo de Chile.	59
Figura 28: kh OBE (N=107) y kh MCE (N=91), según zonificación sísmica NCh433 ..	60
Figura 29: Mapeo PGA OBE a lo largo de Chile	61
Figura 30: Mapeo PGA MCE a lo largo de Chile.....	62
Figura 31:PGA OBE (N=53) y PGA MCE (N=57) según zonificación NCh433	63
Figura 32: kh OBE (N=33) y kh MCE (N=38), según tipo sismo NCh433.	64

Capítulo 1: Introducción

1.1. Contexto y motivación

Chile es un país cuyo principal motor económico es la actividad minera, la que produce desechos provenientes de diversas etapas, entre ellas se encuentra el proceso de flotación de sulfuros de cobre generando residuos, entre ellos relaves. Estos desechos se almacenan en grandes instalaciones conocidas como depósitos de relaves, existiendo 764 en el país según el último catastro realizado por el Servicio Nacional de Geología y Minería (SERNAGEOMIN, 2022). Estas corresponden a obras ingenieriles diseñadas para contener en forma segura el relave, satisfaciendo las exigencias legales impuestas para su diseño, construcción y operación, que en Chile corresponde al Decreto Supremo 248 (Ministerio de Minería, 2007).

El óptimo diseño y la evaluación del desempeño de estas estructuras es un tema que preocupa a mineras y empresas de ingeniería especializadas, producto de que cada día se producen presas de relaves más altas y extensas, aumentando exponencialmente las consecuencias en caso de rotura (Browker y Chambers, 2015). Es por ello, que los análisis de estabilidad de estas ha sido un tema estudiado hace décadas por diversos investigadores, quienes han utilizado desde análisis simples hasta modelos más avanzados.

En efecto, uno de los métodos más utilizados para analizar la respuesta sísmica de presas de relaves es el análisis pseudoestático, en donde el problema es tratado como uno estático y la fuerza horizontal es expresada como el producto de un coeficiente sísmico (k_h) y el peso de una potencial masa deslizante (Seed y Martin, 1966). La determinación de estos coeficientes puede realizarse utilizando diversos métodos, que difieren en su complejidad y cuya elección, por lo general no se justifica.

En el ámbito de la minería, tanto las empresas mineras como las consultoras desempeñan un papel crucial en la generación de informes técnicos que son requisitos fundamentales en la normativa vigente, específicamente en el Decreto N° 50 (D50) y el Decreto Supremo N° 248 (DS248). Estos documentos abarcan una amplia gama de estudios e informes, entre los que se destacan análisis de estabilidad de taludes, análisis dinámicos, así como informes detallados de caracterizaciones geotécnicas y estudios de amenaza sísmica, de los cuales se ha tenido acceso temporal durante la realización de esta memoria.

Debido a lo expuesto anteriormente, este trabajo se centra en analizar los métodos más utilizados en Chile para determinar los coeficientes sísmicos operacionales y máximos creíbles, así como también relacionar estos coeficientes sísmicos con aceleraciones máximas, zonas de Chile, tipos de sismos, factores de seguridad y deformaciones.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Revisar críticamente los métodos para establecer los coeficientes sísmicos utilizados en presas de relaves convencionales y no convencionales chilenas.

1.2.2. Objetivos específicos

1. Consolidar un catastro con los coeficientes sísmicos utilizados en todas las operaciones de depósitos de relaves proporcionadas por SERNAGEOMIN.
2. Revisar críticamente los métodos utilizados en Chile para estimar los coeficientes sísmicos en pequeños, medianos y grandes depósitos.
3. Evaluar casos de estudios seleccionados en depósitos de relaves chilenos.
4. Elaborar un mapa con las aceleraciones máximas consideradas según los informes de amenaza sísmica de distintas operaciones en el territorio chileno.
5. Recomendar métodos y mejores prácticas a la hora de estimar coeficientes sísmicos en depósitos de relaves.

1.3. Estructura del documento

Este documento se estructura en siete capítulos, además de esta introducción. En el Capítulo 2, se presenta una revisión de antecedentes bibliográficos en los cuales se sustenta este trabajo, mostrando principalmente las referencias que abordan los métodos para estimar coeficientes sísmicos y los criterios de aceptabilidad por parte de las autoridades chilenas. En el Capítulo 3, se especifican los métodos utilizados para llevar a cabo este estudio, mencionando el paso a paso de la construcción del catastro y cada uno de sus parámetros. El capítulo 4 trata sobre el análisis del catastro creado, presentando de manera detallada la información recopilada y las correlaciones obtenidas en cuanto a la geometría, sector, parámetros geotécnicos, medidas de amenaza sísmica y por sobre todo los coeficientes sísmicos en los depósitos de relaves estudiados. El Capítulo 5 muestra un mapa de las aceleraciones máximas estimadas de los informes de amenaza sísmica a lo largo de Chile, tanto para el caso operacional como para el máximo creíble. En el Capítulo 6, se presentarán la discusiones del trabajo y finalmente en el capítulo 7 se abordarán las conclusiones y las recomendaciones, cabe considerar que estas son de carácter objetivo y dependen netamente de la información recopilada.

Capítulo 2: Revisión de Antecedentes

2.1. Desechos mineros

En el contexto de la minería, el término de "desechos mineros" comprende una variedad de residuos generados tanto directa como indirectamente de las actividades mineras. Se clasifican principalmente en tres tipos: primero, la roca estéril, que son aquellos materiales geológicos que no son rentables para ser procesados bajo las condiciones técnicas y económicas; segundo, los desechos derivados del lavado o tratamiento del mineral, que generalmente presentan una consistencia líquida o fangosa y, por ende, se contienen en estanques aislados del acceso público por razones de seguridad y protección ambiental; y tercero, los residuos resultantes de las técnicas de extracción y procesamiento minero, como los relaves. La gestión adecuada de estos desechos es esencial para la sostenibilidad y la mitigación del impacto ambiental en la industria minera (Díaz, 2019).

En efecto, el sector minero en sus diversas operaciones produce contaminación que puede afectar el medio ambiente y la salud humana, en particular, los depósitos de relaves constituyen una parte crítica de esta problemática debido a las posibles consecuencias que podría tener una falla de esta instalación. Producto de lo anterior, se requiere una normativa ambiental y sectorial robusta para lograr que los proyectos de depósitos sean estables a lo largo del tiempo.

Este trabajo se centrará específicamente en los desechos mineros denominados relaves. Según el DS248, se define el término relave como “suspensión de sólidos en líquidos, formando una pulpa, que se generan y desechan en las plantas de concentración húmeda de especies minerales que han experimentado una o varias etapas en circuito de molienda fina” (Ministerio de Minería, 2007).

2.2. Depósitos de relaves

Los depósitos de relaves corresponden a toda obra estructurada en forma segura para contener los relaves provenientes de una planta de concentración húmeda de especies de minerales. Además, contempla sus obras anexas. Su función principal es la de servir como depósito, generalmente, definitivo de los materiales sólidos proveniente del relave transportado desde la planta, permitiendo así la recuperación, en gran medida, del agua que transporta dichos sólidos (Ministerio de Minería, 2007).

A continuación, se presenta un esquema común en este tipo de estructuras las cuales están presente en la Figura 1, mostrando sus principales características:

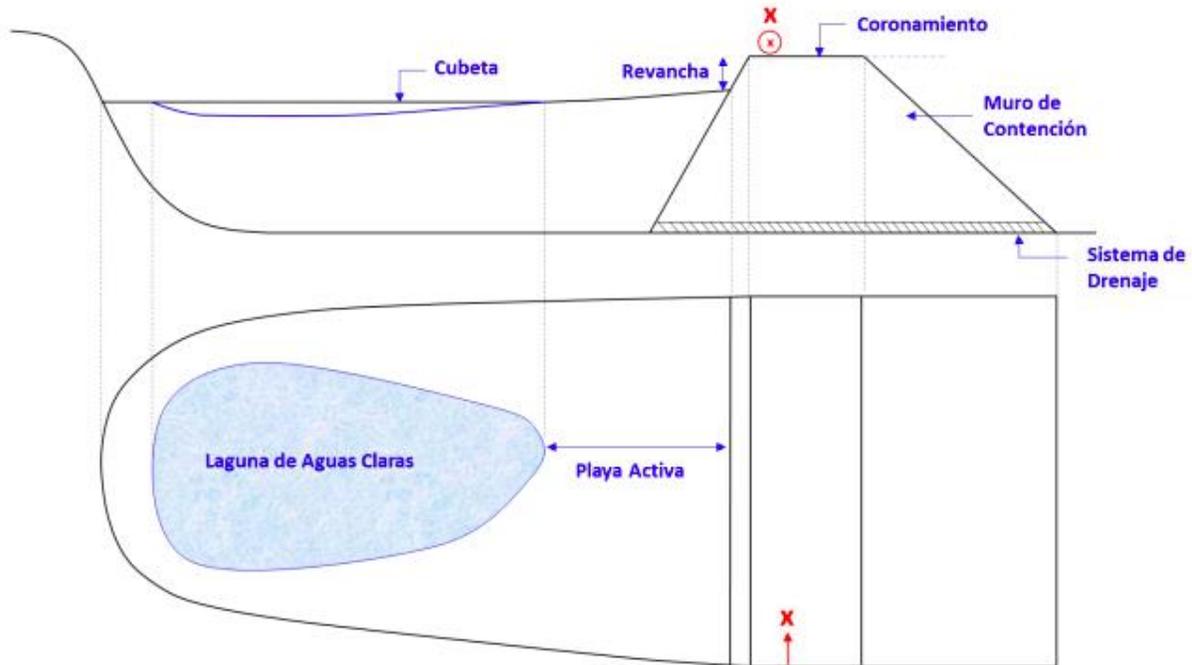


Figura 1: Esquema de un depósito de relaves convencional (Carvajal M.,2018)

- a. **Muro de contención o presa:** Obra de ingeniería que permite contener los residuos sólidos que en ella se descargan, es decir, delimita la cubeta (SERNAGEOMIN, 2018).
- b. **Coronamiento:** Parte superior del prisma resistente o muro de contención, muy cercano a la horizontal (Ministerio de Minería, 2007).
- c. **Revancha:** Es la diferencia menor, en cota, entre la línea de coronamiento del muro de contención y la superficie inmediatamente vecina de la fracción lamosa o de la superficie del agua, que se produce en los tranques y embalses de relaves (SERNAGEOMIN, 2018).
- d. **Cubeta:** Zona del depósito de relaves en la cual se acumularán, según el proceso de sedimentación, los sólidos de grano más finos de los relaves, en el caso de los Tranques de Relaves, o la totalidad de los relaves, en los otros sistemas de depositación (Ministerio de Minería, 2007).
- e. **Laguna de aguas claras:** Laguna de clarificación que se forma en la cubeta debido a la sedimentación o decantación de las partículas sólidas (SERNAGEOMIN, 2018).
- f. **Playa activa:** Zona donde se descargan los relaves en la cubeta, se le denomina playa porque usualmente esta seca en la superficie y se asemeja a una playa de arenas finas. Es la parte del depósito de relaves o lamas situada en las cercanías de la línea de vaciado (SERNAGEOMIN, 2018).
- g. **Sistema de drenaje:** Sistema utilizado para retirar al grado adecuado el agua del interior del muro, con el objetivo de deprimir al máximo el nivel freático en el interior del cuerpo del muro (SERNAGEOMIN, 2018).

2.3. Tipos de relaves

Los tipos de relaves que existen en la actualidad son:

- Relaves convencionales:** Suspensión de sólidos en líquidos, formando una pulpa, que se generan y desechan en las plantas de concentración húmeda de especies minerales que han experimentado una o varias etapas en circuito de molienda fina (Ministerio de Minería, 2007).
- Relaves espesados:** Relaves que son sometidos a un proceso de sedimentación, mediante espesadores, eliminándole una parte importante del agua que contienen (Ministerio de Minería, 2007).
- Relaves filtrados:** Relaves sometidos a un proceso de filtración, mediante equipos especiales de filtros, donde se asegure que la humedad sea menor a un 20% (Ministerio de Minería, 2007).
- Relaves en pasta:** Relaves que presentan una situación intermedia entre el relave espesado y el relave filtrado, corresponde a una mezcla de relaves sólidos y agua (entre 10 y 25% de agua) que contiene partículas finas, menores de 20μ , en una concentración en peso superior al 15%, muy similar a una pulpa de alta densidad (Ministerio de Minería, 2007).

En la Figura 2, se muestra la diferencia entre cada uno de los tipos de relaves, considerando sobre todo el incremento del contenido de sólidos de cada caso.

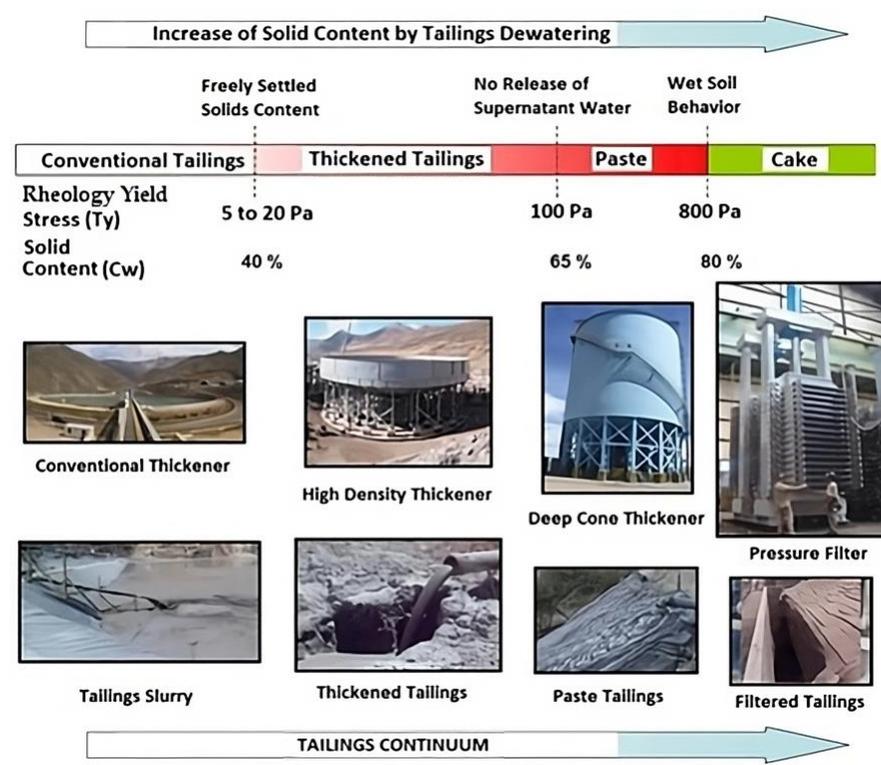


Figura 2: Tipos de relaves (Cacciuttolo y Marinovic, 2022)

2.4. Tipos de depósitos de relaves

Los tipos de depósitos de relaves que serán estudiados en este trabajo son:

- a. **Tranque de relaves:** Aquel depósito de relaves donde el muro de contención es construido con la fracción más gruesa del relave, las arenas (Ministerio de Minería, 2007).
- b. **Embalse de relaves:** Depósito de relaves donde el muro de contención está construido con material de empréstito y se encuentra impermeabilizado en el coronamiento y en su talud interno (Ministerio de Minería, 2007).
- c. **Piscinas de relaves:** Corresponden a un estanque de almacenamiento, generalmente ubicado en una depresión natural o en una excavación hecha específicamente para el caso de la depositación de relaves. Estas estructuras por lo general contienen un pretil de seguridad de baja altura.
- d. **Depósitos de relaves en Pasta:** Depósito que contiene relaves en pasta. Dado que este tipo de relave puede ser transportado eficientemente en tuberías (sin problemas de segregación) permite una gran flexibilidad en el desarrollo del concepto del sitio de emplazamiento, con la alternativa de no requerir una solución tipo embalse (construcción de muro con material de empréstito). Una vez depositado el material, se deja secar, luego acopiar, permitiendo así minimizar la superficie de suelo cubierto con relaves (Ramírez, 2007).
- e. **Depósitos de relaves Filtrados:** Depósitos con relaves filtrados. Existen dos casos usuales, el primero es hacer un domo de material (forma de cono) y el segundo caso se utilizan equipos de movimientos de tierras para construir módulos de material compactado, los cuales permiten conformar un depósito aterrazado de gran volumen (Ramírez, 2007).

2.5. Catastro de depósitos de relaves en Chile

Este estudio se centra en los depósitos de relaves ubicados en Chile y, por ende, requiere una comprensión detallada del estado actual de estos emplazamientos. Según el inventario más reciente del SERNAGEOMIN de 2022, existen 763 depósitos de relaves documentados en el país. Este registro incluye información diversa, incluyendo el nombre de la compañía minera, el nombre del depósito, ubicación geográfica, volúmenes autorizados, entre otros.

La Tabla 1 resume la cantidad de casos para cada tipo de instalación y considerando el estado del depósito según el catastro oficial de SERNAGEOMIN del año 2022.

Tabla 1: Cantidad de depósitos de relaves (SERNAGEOMIN, 2022)

Estado / Tipo	Tranque	Embalse	En pasta	Espesado	Filtrado	Total
Inactivo	393	73	0	1	5	473
Abandonado	167	6	0	0	0	173
Activo	51	43	4	5	7	110
En construcción	0	1	1	1	4	7
En revisión	0	1	0	0	0	1
Total	611	124	5	7	16	763

El alcance del trabajo de título incluye realizar la revisión de informes de todo tipo de depósito que se tenga información. Sin embargo, se priorizan los casos activos al día de hoy.

2.6. Estabilidad física en depósitos de relaves

2.6.1. Criterios de aceptabilidad en Chile

El proceso de selección del método de cálculo para la estabilidad de presas de relaves en Chile es complejo y varía de acuerdo con el contexto del proyecto y al juicio profesional del ingeniero responsable. En la práctica nacional, se enfatizan dos métodos principales. La primera es el Método de Equilibrio Límite, que aplicado junto con un Análisis Pseudoestático se intenta incorporar el efecto de un sismo. Este método asume que las fuerzas sísmicas actúan como fuerzas estáticas uniformes, aplicadas en el centroide de la masa de falla. Por ende, es esencial la definición de un coeficiente sísmico que refleje la aceleración horizontal máxima, las características del sismo, las dimensiones del depósito, entre otros factores. El segundo método es el Análisis Dinámico de Elementos Finitos, que ofrece un enfoque más preciso al tratar la estructura como una serie de elementos interconectados que responden dinámicamente a las fuerzas sísmicas.

De acuerdo con las prácticas establecidas en el documento "Análisis de estabilidad de presas de relave - práctica chilena" de Barrera y Campaña (2004), que sigue siendo ampliamente referenciado por las consultoras de ingeniería en Chile, se propone que en presas de relaves de altura inferior a 40 metros es suficiente diseñar con métodos de equilibrio límite (MEL), mientras que para presas con alturas que oscilan entre los 40 y 75 metros, es adecuado realizar un diseño preliminar utilizando métodos de equilibrio límite complementándose con la verificación de deformaciones mediante las metodologías de Makdisi & Seed o Newmark y para presas de altura superior a 75 metros, se recomienda diseñar con MEL y verificar con un análisis dinámico formal. Finalmente, los FS mínimos recomendados son: $FS_{estatico} = 1,5$; $FS_{sismico} = 1,1$; $FS_{post_sismico} = 1,5$. Sin embargo, este documento es previo a las normativas vigentes en la actualidad.

En la actualidad, existen dos decretos que regulan el proyecto, la construcción y la operación de presas de relaves en Chile. En primer lugar, está el Decreto Supremo 248 (DS248) y por otro lado está el Decreto 50 (D50) del Ministerio de Obras Públicas (MOP). En los siguientes apartados se detalla cada una de estas normativas.

2.6.1.1. Decreto Supremo 248

Consiste en un reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de depósitos de relaves. Tal como se indica en el artículo 59 aplica a todos “los proyectos que sean presentados desde la fecha de vigencia del presente Decreto así como también modificaciones de los depósitos existentes, cuando aquellas impliquen variación de las condiciones bajo las cuales fue aprobado el proyecto original” (Ministerio de Minería, 2007).

En este documento, se realizan consideraciones en cuanto a la salud y seguridad de las personas, la protección del medio ambiente y la utilización racional de los recursos naturales. Además, se recalca el hecho de que con el paso de los años existe un avance en los métodos de diseño, construcción y operación de presas de relaves. Finalmente, surge la necesidad de precisar las exigencias técnicas para obtener la aplicación de conceptos más avanzados en la construcción de depósitos de relaves de la minería chilena.

El segundo Título describe qué son los Procedimientos para la Aprobación de Proyectos de Diseño, Construcción y Operación de Depósitos de Relaves, de parte del Servicio. En este Título se especifica como debe ser la presentación del proyecto de depósitos de relaves en cuanto a sus antecedentes. Cabe considerar que esta sección de la normativa es clave para el entendimiento de esta memoria, debido a que las compañías mineras se ven obligadas a presentar documentos técnicos que incluyan por ejemplo “Análisis de estabilidad de taludes”.

A continuación, se especifican las diferentes fases de precisión según la importancia y la evaluación de los riesgos que el depósito pueda presentar para las áreas adyacentes:

- a. Fase I: Simulación de estabilidad estática (Análisis pseudo-estáticos) asumiendo licuefacción total de los relaves de la cubeta.
- b. Fase II: Simulación de estabilidad estática (Análisis pseudo-estáticos) con determinación simplificada de las presiones de poros.
- c. Fase III: Análisis dinámicos basados en ensayos de propiedades dinámicas de los suelos, incluyendo cálculos de desplazamientos.
- d. Fase IV: Análisis para condición de Cierre, incluyendo eventos solicitantes máximos y efectos del tiempo en las propiedades de los depósitos.

Adicionalmente, se pide que el sismo de diseño considerado debe obtenerse a partir de las estadísticas de las zonas sismogénicas de la región y estimar la aceleración máxima respectiva en la zona de emplazamiento del depósito.

2.6.1.2. Decreto 50

Corresponde a un decreto del año 2015, que establece las condiciones técnicas que deberán cumplirse en el proyecto, construcción y operación de las obras hidráulicas identificadas en el

artículo 294 del Código de Aguas. Este último artículo hace referencia a las obras que requieren la aprobación del Director General de Aguas para su construcción. Estas obras son:

- a. Los embalses de capacidad superior a cincuenta mil metros cúbicos de material, o cuyo muro tenga más de 5 metros de altura.
- b. Los acueductos que conduzcan más de dos metros cúbicos por segundo.
- c. Los acueductos que conduzcan más de medio metro cúbico por segundo, que se proyecten próximos a zonas urbanas, y cuya distancia al extremo más cercano del límite urbano sea inferior a un kilómetro y la cota de fondo sea superior a 10 metros sobre la cota de dicho límite.
- d. Los sifones y canoas que crucen cauces naturales.

Por ende, se entienden incluidos en las obras indicadas en la normativa los embalses o tranques de relaves. Es importante mencionar que los depósitos de relaves en pasta, filtrados y espesados con un 65% o más de concentración en peso de sólidos, quedan exentos de la aplicación de este reglamento. Con esta información, el texto se ordena en secciones llamadas Título, que serán presentadas a continuación.

El Segundo Título, es llamado Obras. En esta sección se expone la clasificación de los depósitos -esto servirá para el catastro que se analizará en los próximos capítulos-, tal como se muestra a continuación:

- a. Categoría A: Pequeños, de altura de muro máxima mayor a 5 m e inferior a 15 m, o bien de capacidad superior a $50.000 m^3$ e inferior a $1.500.000 m^3$.
- b. Categoría B: Medianos, de altura de muro máxima mayor o igual a 15 m e inferior a 30 m, o bien de capacidad igual o superior a $1.500.000 m^3$ e inferior a $60.000.000 m^3$.
- c. Categoría C: Grandes, de altura máxima de muro igual o superior a 30 m, o bien de capacidad igual o superior a $60.000.000 m^3$.

El Tercer Título presenta los proyectos, se describe la estructura y los tipos de documentos que deben presentar las empresas para la aprobación de los proyectos. Específicamente, se menciona que los documentos técnicos de cada una de las obras deben considerar memorias, planos y especificaciones técnicas.

Luego, el Título Cuarto expone el diseño de las obras. En esta sección, se presentan los criterios de diseño hidráulico y estructural para las diversas estructuras que se especificaron anteriormente. A continuación, se transcriben las consideraciones para el estudio sismológico, análisis de estabilidad y factores de verificación (Ministerio de Obras Públicas [MOP],2015):

- a) Estudio sismológico:

- i. Embalse Categoría A: Utilización de métodos simplificados para la obtención de la aceleración horizontal máxima del suelo. Si el resultado de este estudio determina una aceleración horizontal máxima menor a 0,20g, se adoptará este último valor.
- ii. Embalse Categoría B: Se deberá desarrollar un estudio sismológico específico para la zona de emplazamiento de las obras, el cual deberá considerar aspectos Determinísticos y Determinísticos-Probabilísticos, para obtener el Sismo Máximo Creíble y el Sismo de Diseño, respectivamente, y la correspondiente aceleración horizontal del suelo.
- iii. Embalse Categoría C: Se deberá atender las mismas consideraciones hechas para los embalses de Categoría B y, además, aplicar acelerogramas de sismos chilenos para de una magnitud de, al menos, $M_s=8,5$.

b) Análisis de estabilidad:

- i. Embalse Categoría A: Estático y pseudoestático, teniendo en consideración el estudio sismológico aplicable a esta Categoría.
- ii. Embalse Categoría B: Se elaborarán, al menos, los análisis estáticos y pseudo-estáticos, para los Sismos Máximo Creíble y de Diseño. Dependiendo de la sismicidad de la zona en que se encuentren las obras, del tipo de presa, de su fundación y de otras particularidades de interés para este tipo de análisis, aspectos que tienen que estar debidamente justificados en el proyecto, se deberá demostrar que no es necesario incluir un análisis dinámico para esta Categoría de embalse.
- iii. Embalse Categoría C: Estático y dinámico, para los Sismos Máximo Creíble y de Diseño.

c) Verificación de la estabilidad:

- i. Caso Estático: $FS \geq 1,4$
- ii. Caso pseudoestático: $FS \geq 1,2$

2.6.2. Práctica internacional

En lo relativo a la regulación de depósitos de relaves, Chile es uno de los pocos países que presenta parámetros de diseño y especificaciones concretas para la construcción, operación y cierre. El resto de los países, se basan en guías que entregan recomendaciones técnicas que son preparadas por organismos internacionales, como por ejemplo ICOLD (Comisión Internacional de Grandes Presas). En la mayoría de estos, al no contar con un reglamento específico que regule la construcción de depósitos de relaves es común que se conformen comités de expertos revisores, que se encarguen de examinar los aspectos técnicos relevantes para asegurar la estabilidad y pertinencia de estas estructuras. (Ministerio de Minería, 2018).

En Brasil, al igual que en Perú, se establece un catálogo de medidas para garantizar la estabilidad física. No obstante, dada la naturaleza sísmica de Perú, al igual que Chile, se pone un énfasis significativo en asegurar la capacidad de los depósitos para resistir sismos en todas sus fases. En

contraste, en Brasil se destaca una preocupación especial por la implementación de sistemas de drenaje para prevenir inundaciones, además de medidas para evitar la erosión, ya sea por agua o viento, así como el deslizamiento en general. Australia sigue las directrices establecidas por ANCOLD (Comité Nacional Australiano de Grandes Presas). En el Reino Unido y Estados Unidos, se siguen las recomendaciones de organismos internacionales como ICOLD, USSD (Sociedad Estadounidense de Presas), o estándares de la unión Europea (Ministerio de Minería, 2018).

Para el caso canadiense se trabaja con el Dam Safety Guidelines 2007 (2013 edition) de la Candian Dam Association (CDA), en donde se consideran los siguientes factores de seguridad:

- i. Caso Estático:
 - a. Término de construcción antes del relleno: $FS \geq 1,3$
 - b. Largo plazo: $FS \geq 1,5$

- ii. Caso sísmico:
 - a. Pseudo-estático: $FS \geq 1$
 - b. Post-sísmico: $FS \geq 1,2-1,3$

2.7. Métodos para estimar coeficientes sísmicos horizontales

2.7.1. Coeficientes sísmicos

Seed y Martin (1966) definen el coeficiente sísmico como un factor adimensional que sirve para analizar la respuesta sísmica de una estructura. Este coeficiente es fundamental en el análisis pseudoestático, un enfoque que simplifica el problema sísmico a uno estático al aplicar una fuerza horizontal equivalente al producto del coeficiente sísmico (k_h) por el peso de la masa potencialmente deslizante. La mayoría de ingenieros que adopta valores empíricos no ofrece ningún argumento lógico para el uso de estos valores particulares. Generalmente, se selecciona un valor porque es utilizado por otros ingenieros y, aunque existe cierta creencia de que dichos valores pueden tener una base racional, la mayoría desconoce su origen. Parece, por lo tanto, que el uso continuo de estos valores empíricos les ha dado cierta apariencia de criterio de diseño autorizado; sin embargo, nadie parece saber por qué los valores fueron seleccionados de esa manera (Seed y Martin, 1966). Estos autores hace aproximadamente 60 años, expone que existe un continuo uso de valores empíricos de coeficientes sísmicos, que hasta el día de hoy sigue existiendo, lo cual debería dejar de utilizarse.

Los mismos autores plantean que la especificación de un coeficiente sísmico sin detallar el método de análisis puede no lograr el efecto deseado. Además, indican que existen varios métodos disponibles para asignarle un valor al coeficiente sísmico de diseño, ya sea la adopción de reglas empíricas, el supuesto de una respuesta de cuerpo rígido o el uso de un análisis de una respuesta elástica (Seed y Martin, 1966).

2.7.2. Método de Saragoni (1993)

El método de Saragoni (1993) se desarrolla en un informe de riesgo sísmico para la reconstrucción del Puerto de Valparaíso. Este se basa en expresiones de Noda et al. (1975) para el diseño de muros gravitacionales de muelles (Gravity Quaywall), realizando una estimación de los coeficientes sísmicos a partir de registros de terremotos, considerando acelerógrafos japoneses tipo “SMAC” que no miden adecuadamente las frecuencias altas, características de los terremotos chilenos (Saragoni,1993).

La ecuación (1) muestra la relación obtenida según los autores japoneses para estimar los coeficientes sísmicos en muros gravitacionales:

$$k_h = \begin{cases} 0,3 \cdot \frac{PGA}{g} & \text{para } PGA \leq 0,67 g \\ 0,2 \cdot \left(\frac{PGA}{g}\right)^{0,2} & \text{para } PGA > 0,67 g \end{cases} \quad (1)$$

Para esos años se desarrolló un nuevo acelerógrafo tipo “ERS”, que registra las altas frecuencias de una forma similar al acelerógrafo “Kinematics SMA I” utilizado en Chile en ese entonces. Por lo tanto, se logró obtener una ecuación midiendo un sismo en Japón con el instrumento “ERS”, se correlacionó con el instrumento “SMAC” y finalmente se tomó la razón entre las aceleraciones máximas típicas para Japón y Chile. Con esto la ecuación (2) muestra la relación que se obtuvo para los terremotos interplaca chilenos:

$$k_h = \begin{cases} 0,3 \cdot \frac{PGA}{g} & \text{para } PGA \leq 0,67 g \\ 0,22 \cdot \left(\frac{PGA}{g}\right)^{1/3} & \text{para } PGA > 0,67 g \end{cases} \quad (2)$$

Donde k_h corresponde al coeficiente sísmico horizontal y PGA la aceleración máxima horizontal del sismo considerado en unidades de aceleración gravedad, obtenida de informes de amenaza sísmica de los sectores en análisis.

2.7.3. A partir de la norma NCh433 of. 96 mod. 2012

La Norma Chilena de diseño sísmico de edificios (INN,1996) plantea una zonificación sísmica del territorio chileno, de acuerdo con la Figura 3.

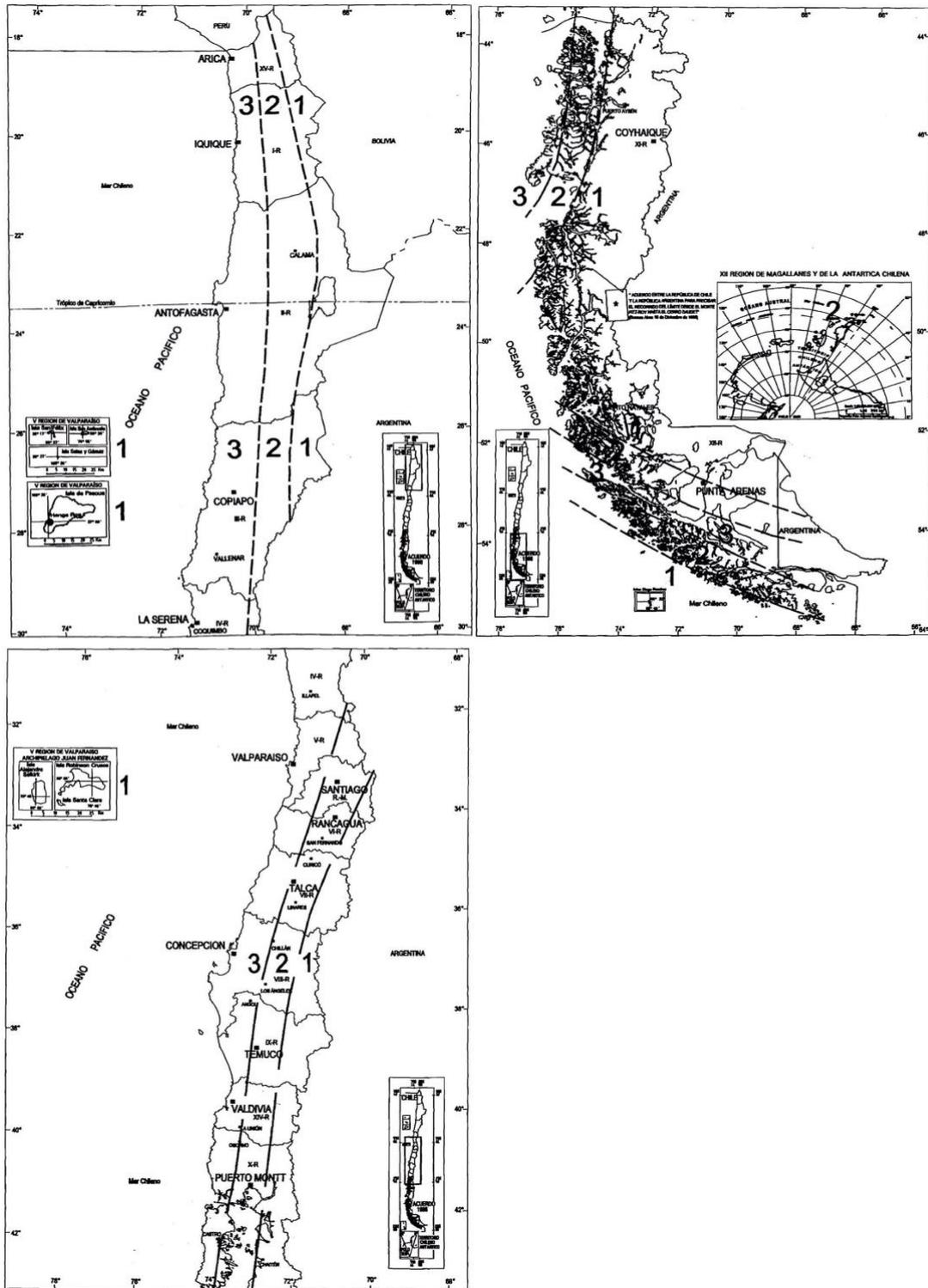


Figura 3: Zonificación sísmica de la norma NCh433 of 96

Por otra parte, la zonificación sísmica sectorial de la normativa de diseño sísmico NCh433 de Chile se basa en una evaluación del riesgo sísmico regional que toma en cuenta la historia sísmica, la geología y la sismología del país. Chile se divide en zonas que reflejan diferentes niveles de peligrosidad sísmica. Estas zonas determinan los parámetros para el diseño estructural que deben seguir los ingenieros y arquitectos para asegurar que las construcciones sean capaces de resistir los efectos de los terremotos esperados en cada región.

Esta zonificación sísmica, además incluye una aceleración efectiva máxima (A_0) asociada a cada zona (Tabla 2). Este coeficiente se refiere a una aceleración estimada del suelo para utilizarla en el diseño estructural, de modo de calcular las fuerzas sísmicas que podrían afectar a una construcción durante un terremoto.

Tabla 2: Valor de la aceleración efectiva máxima por zona (NCh433,1996)

Zona sísmica	A_0 (g)
1	0,20
2	0,30
3	0,40

El coeficiente sísmico horizontal se puede estimar a partir de A_0 en dos modalidades:

- 1) A partir de A_0 de la NCh433, representado en la ecuación (3):

$$k_h = \frac{A_0}{g} \quad (3)$$

2) Considerando que $k_h = C_{max}$ de la normativa NCh 433, que depende del factor de modificación de la respuesta (R) y el coeficiente S. El primero refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura, y el segundo está relacionado con el tipo de suelo de fundación de la estructura en estudio. La Tabla 3 presenta el valor del coeficiente sísmico estructural máximo en función de estos dos parámetros:

Tabla 3: Valor de coeficiente sísmico estructural C máximo en función del factor de modificación de respuesta R, coeficiente de importancia S y aceleración efectiva máxima A_0 (INN,2012)

R	C_{max}
2	$0,90 S \cdot A_0/g$
3	$0,60 S \cdot A_0/g$
4	$0,55 S \cdot A_0/g$
5,5	$0,40 S \cdot A_0/g$
6	$0,35 S \cdot A_0/g$

7	$0,35 S \cdot A_0/g$
---	----------------------

Veamos un ejemplo para ver cómo funciona este caso:

- Zonificación Sísmica: Zona 3
- Aceleración Efectiva (A_0): 0.40g
- Tipo de Suelo: I
- S: 0.90
- Factor de Modificación de Respuesta: 2
- Coeficiente sísmico estimado = 0,90 S A_0/g
- $k_h=0,32$

2.7.4. Método de la Guía DS248 para pequeña minería (1993)

El Sernageomin preparó una guía para el correcto uso de la normativa técnica para depósitos de relaves del Decreto Supremo 248 para depósitos de relaves bajo producción de 5000 [tpm] (pequeña minería). Según este documento para “el correcto uso de un parámetro de aceleración basal del suelo de fundación y su respectivo coeficiente sísmico horizontal, es posible usar las recomendaciones de la norma chilena NCh 433 para la elección del parámetro A_0 , y considerar $k_h=0.5 \cdot A_0$ ” (p.14). En la figura 3, se muestra la zonificación sísmica de la NCh433 y en conjunto a estas recomendaciones, se llegan a los siguientes valores de k_h en función de su zona sísmica:

Tabla 4: Coeficientes sísmicos según Guía DS248

Zona sísmica	k_h
1	0,10
2	0,15
3	0,2

2.7.5. Método del Decreto Supremo 86 (1970)

El Decreto Supremo 86 (Ministerio de Minería, 1970) corresponde a un reglamento de construcción y operación de tranques de relaves que estuvo vigente en Chile 1970 hasta el año 2007, derogándose debido a la publicación del Decreto Supremo 248. En este método, se explicita que el cálculo del coeficiente sísmico debe quedar en función del número de habitantes aledaña a la zona del depósito, de modo de evitar una catástrofe que involucre pérdidas de vidas humanas. La ecuación (4) representa el coeficiente sísmico horizontal expuesto en el D86:

$$k_h = 0,05 \cdot \log (100 + h) \quad (4)$$

Donde h es el número de habitantes dentro de la zona crítica determinada por la distancia peligrosa (D) medida en kilómetros una vez terminado el proyecto. La ecuación (5) muestra esta relación:

$$D = 2 \cdot 10^{-6} \cdot T \cdot i \text{ [kms]} \quad (5)$$

Considerando como T el tonelaje susceptible de licuefacción expresado en toneladas, e i la pendiente porcentual del terreno natural aguas abajo del proyecto.

2.7.6. Método de Saragoni y Garrido (2022)

En el método de Saragoni y Garrido (2021) se realiza un estudio considerando una base de datos más completa a la fecha de los acelerogramas registrados de terremotos subductivos intraplaca de profundidad intermedia en Chile.

Cuando la fuente del terremoto de diseño es interplaca, las expresiones para determinar los coeficientes sísmicos han entregado resultados consistentes al determinar los factores de seguridad y comparar con análisis dinámicos (Saragoni, 1993), a diferencia de lo visto para el caso intraplaca donde los factores de seguridad han resultado más conservadores. En el estudio se propone una nueva expresión diferente para terremotos intraplaca chilenos derivada sobre un concepto de iso potencial destructivo, que permite mejor coherencia entre ambos análisis.

Esta base de datos se emplea para derivar una nueva fórmula de coeficientes sísmicos estáticos k_h para terremotos intraplaca para el diseño de obras geotécnicas por el método de equilibrio límite y sus correspondientes coeficientes de seguridad. Los nuevos coeficientes estáticos están derivados sobre un concepto iso potencial destructivo entre terremotos interplaca e intraplaca, vale decir, igualdad de capacidad de daño.

La ecuación (6) muestra las relaciones obtenidas en este estudio:

$$\begin{cases} k_h = 0,21 \cdot \frac{PGA}{g} & \text{para } a_{\max} \leq 1 g \\ k_h = 0,21 \cdot \left(\frac{PGA}{g}\right)^{1/3} & \text{para } a_{\max} > 1 g \end{cases} \quad (6)$$

Es importante destacar que tanto el método de Saragoni (1993) como el de Saragoni y Garrido (2022) tienen supuestos y limitaciones particulares, y es necesario considerarlas al momento de aplicarlas en un caso específico. Además, la elección de los métodos dependerá de la disponibilidad de datos, la complejidad del problema y la precisión requerida en la estimación de los coeficientes sísmicos. La Figura 4 muestra las diferencias entre los métodos de Saragoni (1993) y Saragoni y

Garrido (2022). Como se puede observar, la ecuación de Saragoni y Garrido (2022) predice valores menores a Saragoni (1993). Cabe destacar, que para sismos interplaca se debe seguir utilizando la ecuación de Saragoni (1993).

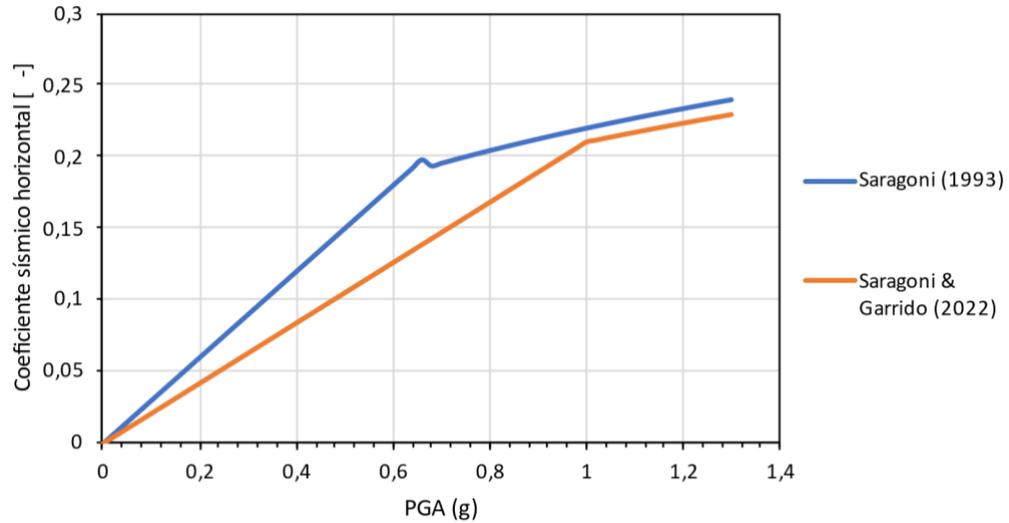


Figura 4: Comparación de los métodos de Saragoni (1993) y Saragoni y Garrido (2022)

2.7.7. Método de Bray, Macedo y Travararou (2018)

Bray et al. (2018) plantean un procedimiento simplificado para estimar desplazamientos sísmicos en taludes sometidos a terremotos de interfase e intraplaca en zonas de subducción. El estudio utiliza el marco teórico de Bray y Travararou (2007), considerando un modelo de desplazamiento sísmico de una columna flexible con comportamiento no-lineal con comportamiento *stick-slip* en la base, totalmente acoplado.

Los parámetros que permiten estimar el desplazamiento son el coeficiente de fluencia de la masa deslizando (k_y), su periodo fundamental (T_s), y la aceleración espectral del movimiento del terreno en un periodo degradado del talud, tomado como $1,5 \cdot T_s$, $S_a(1,5 \cdot T_s)$.

$$\begin{aligned}
 \ln(D) = & a_1 - 3,353 \ln(k_y) - 0,39 \left(\ln(k_y) \right)^2 \\
 & + 0,538 \ln(k_y) \ln(S_a(1,5T_s)) \\
 & + 3,06 \ln(S_a(1,5T_s)) \\
 & - 0,225 \left(\ln(S_a(1,5T_s)) \right)^2 \\
 & + a_2 T_s + a_3 (T_s)^2 + 0,55M \pm \epsilon
 \end{aligned} \tag{7}$$

Con M = magnitud de momento; ε = variable aleatoria normalmente distribuida con promedio cero y desviación estándar = 0.73. Además, para sistemas con $T_s \geq 0.10$ s, $a_1 = -6,896$, $a_2 = 3,081$ y $a_3 = -0,803$ y para $T_s < 0.10$ s, $a_1 = -5,864$, $a_2 = -9,421$ y $a_3 = 0$.

A partir de la Ecuación (7), se puede despejar una ecuación para estimar el coeficiente de fluencia:

$$k_y = \exp \left(\frac{-a + \sqrt{b}}{0,78} \right) \quad (8)$$

$$a = 3,353 - 0,538 \cdot \ln (S_a(1,5 \cdot T_s))$$

$$b = a^2 - 1,56(\ln(D_a) - a_1 - 3,06 \cdot \ln(S_a(1,5 \cdot T_s)) + 0,225 \cdot \ln(S_a(1,5 \cdot T_s))^2 - a_2 \cdot T_s - a_3 \cdot T_s - 0,55 \cdot M - \varepsilon$$

En síntesis, para poder encontrar el valor del coeficiente sísmico se debe establecer un desplazamiento sísmico admisible (D_a) y considerar que $k_h = k_y$.

2.7.8. Otros métodos

En este caso, se enumeran aquellos métodos que son menos utilizados pero que de todas formas aparecen en algunos análisis de estabilidad de taludes:

- Método $\alpha \cdot PGA$: es equivalente al método de Saragoni (1993), pero considera que el coeficiente sísmico se calcula como una fracción de la aceleración máxima del suelo, con α entre 1/3 y 2/3.

$$k_h = \alpha \cdot \frac{PGA}{g} \quad (9)$$

- Método de Saragoni con A_0 de la NCh433: corresponde a una mezcla del método de Saragoni (1993) con la aceleración efectiva máxima presente en la norma NCh433. Si recordamos la fórmula de Saragoni depende exclusivamente de la aceleración máxima del suelo, sin embargo, si no se cuenta con un estudio de amenaza sísmica específico para el sitio de emplazamiento de un depósito de relaves que determinen un valor de a_{\max} explícito, se decide reemplazar el valor de a_{\max} por el de A_0 .

$$k_h = \begin{cases} 0,3 \cdot \frac{A_0}{g} & \text{para } A_0 \leq 0,67 g \\ 0,22 \cdot \left(\frac{A_0}{g}\right)^{1/3} & \text{para } A_0 > 0,67 g \end{cases} \quad (10)$$

- c. Método incremental: Este enfoque comienza con la asignación de valores a los coeficientes sísmicos, iniciando con valores bajos, y su posterior aplicación mediante un análisis de equilibrio límite, seguido del registro progresivo de los factores de seguridad obtenidos a medida que se incrementa el coeficiente sísmico (k_h). Este procedimiento se repite hasta alcanzar un factor de seguridad equivalente a 1,2 considerando un criterio de aceptabilidad para el análisis pseudoestático según la normativa chilena. Posteriormente, se analiza el coeficiente sísmico necesario para obtener el factor de seguridad equivalente a 1,2 y se procede a aceptar o rechazar el diseño tras comparar estos valores con los coeficientes típicamente utilizados en la práctica estándar.
- d. Bray y Travarrou (2007): en este método se propone un análisis probabilístico para estimar las deformaciones acumuladas de una presa de tierra bajo la acción de un sismo. A partir de este mismo método se propone un procedimiento para definir un coeficiente sísmico basado en la respuesta del talud en análisis y en función de la deformación remanente que se estime aceptable (muy similar al caso de Bray et al. 2018). Este procedimiento se basa en el análisis de 688 registros de 41 terremotos distintos, utilizando un modelo acoplado no lineal “Stick-slip”, donde se considera la incertidumbre o la probabilidad en la estimación de los desplazamientos sísmicos.
- e. Método de Saragoni (1993) modificada: El método denominado Saragoni (1993) modificado define a una ecuación similar a la original, pero adaptada para sismos intraplaca, de manera de optimizar el valor de los coeficientes sísmicos. Este método fue considerado por la misma empresa de ingeniería para dos depósitos de tipo C que se encuentran activos en la actualidad. Esta fórmula, fue un intento de considerar las particularidades de los sismos intraplaca antes de la publicación de Saragoni y Garrido (2022). Sin embargo, en los documentos, no se especifica el origen de estas ecuaciones, sino que solo se presenta una explicación acotada. A continuación, se muestra la fórmula planteada:

$$k_h = \begin{cases} k_h = 0,214 \cdot \frac{a_{max}}{g} & \text{para } a_{max} \leq 1 g \\ k_h = 0,22 \cdot \left(\frac{a_{max}}{2,51 \cdot g} \right)^{1/3} & \text{para } a_{max} > 1 g \end{cases} \quad (11)$$

A modo de síntesis, en la Tabla 5 se muestran las relaciones y ecuaciones utilizadas según cada método para determinar el coeficiente sísmico horizontal para el caso chileno:

Tabla 5: Ecuaciones para determinar el coeficiente sísmico horizontal

Método	k_h	Observación
Saragoni (1993)	$k_h = \begin{cases} 0,3 \cdot \frac{PGA}{g} & \text{para } PGA \leq 0,67 g \\ 0,22 \cdot \left(\frac{PGA}{g}\right)^{1/3} & \text{para } PGA > 0,67 g \end{cases}$	Basado en Noda y Uwave (1976). En su formulación, se consideran sismos interplaca.
Decreto Supremo 86 (1970)	$k_h = 0,05 \cdot \log(100 + h)$	Considera número de personas (h) cercanas a la zona peligrosa. Decreto derogado en la actualidad.
Guía DS248 (2016)	$k_h = 0,5 \cdot A_0$	Con A_0 la aceleración efectiva máxima
$k_h = A_0$ (NCh433,1996)	$k_h = A_0$	Con A_0 la aceleración efectiva máxima
$k_h = \alpha \cdot PGA$, con α entre 1/3 a 2/3	$k_h = \alpha \cdot PGA$	PGA de estudios de amenaza sísmica.
Saragoni (1993) con PGA= A_0 (NCh433,1996)	$k_h = \begin{cases} 0,3 \cdot \frac{A_0}{g} & \text{para } PGA \leq 0,67 g \\ 0,22 \cdot \left(\frac{A_0}{g}\right)^{1/3} & \text{para } PGA > 0,67 g \end{cases}$	Con A_0 la aceleración efectiva máxima
Incremental hasta FS=1,2	-	No existe una ecuación directa, sino que depende de los factores de seguridad.
Bray et al. (2018)	$k_h = \exp\left(\frac{-a + \sqrt{b}}{0,78}\right)$ $a = 3,353 - 0,538 \cdot \ln(S_a(1,5 \cdot T_s))$ $b = a^2 - 1,56(\ln(D_a) - a_1 - 3,06 \cdot \ln(S_a(1,5 \cdot T_s)) + 0,225 \cdot \ln(S_a(1,5 \cdot T_s))^2 - a_2 \cdot T_s - a_3 \cdot T_s - 0,55 \cdot M - \varepsilon$	Considera un desplazamiento sísmico admisible (D_a)
Saragoni (1993) modificada	$k_h = \begin{cases} k_h = 0,214 \cdot \frac{a_{max}}{g} & \text{para } a_{max} \leq 1 g \\ k_h = 0,22 \cdot \left(\frac{a_{max}}{2,51 \cdot g}\right)^{1/3} & \text{para } a_{max} > 1 g \end{cases}$	Basado en Saragoni (1993). En su formulación, se consideran sismos intraplaca.
$k_h = PGA$	$k_h = PGA$	PGA de estudios de amenaza sísmica.
Seed (1967)	$k_h = \begin{cases} k_h = 0,10 & M_w \geq 6,5 \\ k_h = 0,15 & M_w \geq 8,5 \end{cases}$	Sitios cercanos a la fuente sísmica.

Saragoni y Garrido (2022)	$k_h = \begin{cases} k_h = 0,21 \cdot \frac{PGA}{g} & \text{para } a_{\max} \leq 1 g \\ k_h = 0,21 \cdot \left(\frac{PGA}{g}\right)^{1/3} & \text{para } a_{\max} > 1 g \end{cases}$	Basado en Saragoni (1993). En su formulación, se consideran sismos intraplaca.
---------------------------	--	--

Capítulo 3: Metodología de Construcción del catastro

3.1. Consideraciones éticas y legales

La seguridad de los datos es primordial, por lo que se deben aplicar las medidas necesarias para proteger la información, especialmente si es sensible, y asegurarse de cumplir con todas las regulaciones pertinentes. Específicamente, el catastro que se crea en este trabajo se publica, pero sin indicar el nombre de los depósitos y se enmarca dentro de un convenio entre la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile y el Servicio Nacional de Geología y Minería.

3.2. Construcción del catastro

En primer término, la creación del catastro se inicia con la revisión de informes proporcionados por el SERNAGEOMIN, los cuales se refieren a:

- Análisis de estabilidad de taludes.
- Estudios de amenaza sísmica.
- Análisis dinámicos.
- Resolución aprobatoria del Sernageomin.
- Informes trimestrales sobre la operación y mantención del depósito de relaves (E700).
- Informes de ingeniería básica y de detalle de los depósitos.

Específicamente, se trabajó con depósitos activos, inactivos y abandonados ubicados en Chile, de los cuales se extrae la información necesaria para el estudio de coeficientes sísmicos. Adicionalmente, se toma como base el Catastro de Depósitos de Relaves (SERNAGEOMIN, 2022) con el objetivo de complementarlo con la información de los documentos especificados anteriormente. Cabe mencionar, que la recopilación de datos se realiza con los documentos más actuales que se tenga disponibilidad, por lo tanto, se tuvo especial cuidado con la identificación de las variables que fueron modificadas en el tiempo.

En el desarrollo de este trabajo, se utilizó Microsoft Excel como la herramienta principal para el manejo y análisis de datos. La información del catastro se puede clasificar en: información general de un depósito, ubicación geográfica, características del depósito, coeficientes sísmicos OBE y MCE, en formalidades de los informes (autores, años, entre otros), en aspectos geométricos del depósito, en datos claves de sismicidad, en parámetros geotécnicos, y finalmente en información de los modelos y análisis creados. La Figura 5 detalla la información contenida en el catastro creado, organizada por categoría general y sus correspondientes subcategorías. Esta clasificación se ha compilado a partir de la documentación previamente citada y refleja la estructura y profundidad de los datos recogidos:

Información General	<ul style="list-style-type: none"> •Nombre de la minera •Nombre de la faena •Nombre de depósito
Ubicación del depósito	<ul style="list-style-type: none"> •Región •Provincia •Comuna •Coordenadas geográficas UTM
Características del depósito	<ul style="list-style-type: none"> •Estado de la instalación •Método constructivo •Tipo de relave (convencional / no-convencional) •Clasificación según D50 •Tipo de depósito y de relave embalsado
Coefficientes sísmicos	<ul style="list-style-type: none"> •Coeficiente sísmico horizontal operacional •Coeficiente sísmico horizontal máximo creíble •Coeficiente sísmico vertical operacional •Coeficiente sísmico vertical máximo creíble •Método para estimar coeficientes sísmicos
Informes	<ul style="list-style-type: none"> •Año del informe de análisis de estabilidad •Consultora o persona a cargo del documento •Existencia de informes de amenaza sísmica. •Existencia de documentos con análisis dinámicos
Aspectos geométricos	<ul style="list-style-type: none"> •Altura del muro •Longitud del muro •Ancho de coronamiento •Talud aguas arriba •Talud aguas abajo
Amenaza sísmica	<ul style="list-style-type: none"> •Características del sismo operacional (OBE) •Características del sismo máximo creíble (MCE) •Aceleración máxima de diseño •Aceleración máxima creíble
Parámetros geotécnicos	<ul style="list-style-type: none"> •Material del muro •Propiedades geotécnicas del muro •Material del suelo de fundación •Propiedades geotécnicas del suelo de fundación
Análisis	<ul style="list-style-type: none"> •Factores de seguridad (OBE, MCE y estático) •Tipo de software •Cantidad de perfiles analizados •Deformaciones en el muro (si es que se presenta informe dinámico)

Figura 5: Información presente en el catastro creado

3.2.1. Información general

La información general del catastro corresponde a tres columnas que indican el nombre de la compañía minera a cargo del proyecto, el nombre de la faena y el nombre del depósito. Estos datos están disponibles en el catastro oficial de depósitos de relaves del año 2022.

3.2.2. Ubicación

Al igual que la categoría anterior, la ubicación del depósito de relaves se toma del catastro del año 2022 del servicio, considerando la región, comuna y provincia. Adicionalmente, se consideran las coordenadas UTM según el datum WGS 84.

Este contenido será clave para realizar una serie de análisis en relación con la sectorización sísmica según la normativa NCh433 of. 96 Mod 2012 (Instituto Nacional de Normalización [INN], 2012). Además, las coordenadas UTM serán utilizadas para realizar un mapeo en QGIS de los coeficientes sísmicos y de las aceleraciones máximas de cada uno de los depósitos que contengan esta información.

3.2.3. Características del depósito

3.2.3.1. Estado del depósito

Para la subcategoría "Estado de la Instalación", se identifican depósitos clasificados como "Activos", "Inactivos", "Abandonados" y "En Construcción". No obstante, el análisis de resultados de esta memoria se centrará en depósitos etiquetados como "Activos" y "No Activos", siendo este último una categoría que engloba a los depósitos inactivos, abandonados y en construcción para fines de simplificación y claridad analítica.

3.2.3.2. Tipo de depósito

Por otro lado, una columna del catastro hace referencia si el tipo de instalación es convencional o no convencional. Para el caso convencional se consideran depósitos tipo tranque o embalse, por ende, todos los que no se clasifiquen en esta categoría serán tomados como depósitos No Convencionales (piscinas de relaves, depósitos en pasta y depósitos filtrados).

En relación con el método constructivo, se consideran depósitos aguas abajo, eje central, aguas arriba o una combinación de estas (para embalses y tranques). Por ejemplo, existen depósitos que hasta cierta etapa de crecimiento el método constructivo era de aguas abajo, pero a partir de un momento se decidió cambiar este por uno de eje central. Adicionalmente, es necesario precisar que se contemplan sólo 4 depósitos aguas arriba que corresponden a unos que dejaron de operar hace décadas, pero que se encontró información histórica de ellos.

3.2.3.3. Método constructivo del depósito

Otros métodos constructivos que se incluyen en el catastro son los asociados a las piscinas de relaves, los que se denominan pretilos. Estos últimos depósitos fueron considerados como embalses en el último catastro del SERNAGEOMIN debido a la construcción de los pretilos con material de empréstito. Sin embargo, se decide hacer la distinción en este estudio ya que su forma y desempeño son distintos a uno convencional. Finalmente, para los depósitos filtrados o en pasta se considera un método constructivo de terraza.

Para el caso de la clasificación de depósitos según el D50 presentado en el marco teórico, cabe recalcar que los depósitos pueden clasificarse en función de su altura o su volumen embalsado. Sin embargo, se decide agregar una categoría A*, que corresponde a aquellos depósitos de alturas menores a 5 m y con un volumen embalsado menor a 50.000 m³, que no entran en la normativa D50 pero si en el DS248.

La clasificación del tipo de relave se realiza en función de la concentración de sólidos, permitiendo categorizarlos como convencionales, espesados, en pasta o filtrados. No obstante, la información referente a esta característica es limitada en los estudios consultados, lo que ha llevado a la decisión de no profundizar en el análisis de esta variable en el presente trabajo.

3.2.4. Coeficientes sísmicos

En este ítem, se consideraron coeficientes sísmicos horizontales y verticales, considerando los terremotos operacionales (OBE, por sus siglas en inglés *operating basis earthquake*) y terremotos máximos creíbles (MCE, por sus siglas en inglés *maximum credible earthquake*) asociados, además de los métodos utilizados para su estimación. Tal como se indicó anteriormente, existen celdas vacías ya que en algunos casos no se encuentra esta información disponible y en otros no se distingue entre OBE y MCE. Una práctica habitual es que, en los depósitos de relaves de menor tamaño, se utiliza solo un coeficiente sísmico cuya magnitud se puede considerar conservadora y es asociado al OBE y MCE.

La recomendación de la guía de la pequeña minería y la utilización directa del A₀ de la normativa NCh 433 para estimar los coeficientes sísmicos horizontales, sugiere igualar el caso OBE con el MCE, debido a que corresponde a un método simplificado en donde se considera el caso más conservador, es decir, un posible terremoto máximo creíble.

3.2.5. Informes

En relación con esta categoría, se reporta el año de elaboración del informe de análisis de estabilidad de taludes para identificar los métodos utilizados, las técnicas de estimación de parámetros y el conocimiento técnico pertinente a cada período. Además, se recopiló información administrativa, como el nombre de la consultora que elaboró el informe y la existencia de otros estudios; sin embargo, estos datos no serán objeto de análisis en el presente documento.

3.2.6. Geometría de la presa

En situaciones donde un depósito cuenta con más de un muro, se opta por considerar aquel de mayor altura, que por lo general coincide con el muro principal del proyecto. De manera similar, se registran otras dimensiones geométricas relevantes, tales como los taludes aguas arriba y aguas abajo, el ancho del coronamiento y la longitud del muro, reflejando las condiciones al momento del cierre del depósito.

3.2.7. Amenaza sísmica

La información recopilada en la categoría de “Amenaza sísmica” proviene de los informes de amenaza sísmica de los sectores donde se ubica el proyecto. En ocasiones, se utiliza el mismo informe de amenaza sísmica del sector del rajo debido a que se encuentran aledaños al depósito de relaves. Específicamente, se estudian las características del OBE y MCE, así como también las aceleraciones máximas consideradas. Existe una cantidad considerable de casos en donde no se cuenta con informes de amenaza sísmica, debido a que son depósitos muy pequeños y utilizan métodos simplificados para determinar parámetros sísmicos, como por ejemplo el PGA.

3.2.8. Parámetros geotécnicos

En este caso, se consideraron columnas asociadas a los materiales del muro y del suelo de fundación, en donde se especifican las densidades naturales (o húmedas) y las propiedades de resistencia al corte como lo son el ángulo de fricción interna ϕ y la cohesión C .

Existen informes en donde se declara sólo la densidad seca. En estos casos se deja una nota en el catastro. Por otra parte, para los suelos de fundación que presentan una variabilidad considerable (más de 1 suelo en el sector de fundación), se utilizan las mismas propiedades geotécnicas que han sido adoptadas en las modelaciones en software. Por ejemplo, para un depósito que consideraba tres unidades geotécnicas en el suelo de fundación, se colocan en el catastro los valores que estimó convenientes la compañía consultora para realizar la modelación numérica, considerando toda la información de terreno disponible.

3.2.9. Análisis

En este ítem se consideran dos casos principales. El primero relacionado con la estabilidad de taludes, en donde se muestra la cantidad de secciones transversales a considerar en la modelación y los FS asociados a las condiciones estáticas y pseudoestáticas, los casos que muestren más de una sección transversal para el mismo muro, se decide considerar los FS más bajos. En segundo lugar, resultados de deformaciones, colocando las deformaciones verticales y horizontales máximas en el coronamiento de la presa.

Capítulo 4: Análisis del catastro

4.1. Presentación y análisis de resultados

Para realizar un análisis general del catastro, es necesario presentar la información de manera ordenada y detallada. Por ende, se muestra en primer lugar la información general confeccionada, por ejemplo, la cantidad de depósitos considerados, los tipos de depósitos, el estado de los depósitos, la distribución de depósitos por región, entre otros.

Posteriormente, se efectúa un análisis exhaustivo del catastro, enfocándose en particular en los métodos predominantes para la estimación de coeficientes sísmicos en los depósitos de relaves. Dichos métodos se describirán de manera generalizada, categorizándolas según el tamaño de los depósitos y su estado actual. Esta información es fundamental para identificar las tendencias actuales y anteriores en Chile respecto a la evaluación de estos parámetros críticos

Al finalizar, tras la revisión y análisis de los datos compilados, se presentarán las conclusiones derivadas de este estudio. Se incluirán recomendaciones fundamentadas en los hallazgos, con el objetivo de proporcionar una perspectiva clara y objetiva basada en la evidencia obtenida. Estas recomendaciones estarán dirigidas a mejorar las prácticas actuales y a sugerir posibles áreas de investigación futura, reflejando así la contribución significativa de esta memoria al conocimiento y manejo de los depósitos de relaves.

4.2. Información general

El catastro generado en este trabajo considera un total de 125 depósitos a lo largo de Chile. En los siguientes apartados, se presentan las principales características de estos depósitos.

4.2.1. Estado y tipo de instalación

En la Figura 6, se muestra la cantidad de depósitos de relaves según su estado actual, es decir, aquellos que se encuentran activos, inactivos o abandonados. Para el posterior análisis, se genera un grupo denominado “No Activos”, que corresponde a la unión de los casos inactivos y abandonados.

En la Figura 6, se presenta la distribución de los 125 depósitos de relaves analizados, clasificándolos según su estado actual. Cabe detallar, que se consideró como activo a 5 depósitos que se encontraban categorizados como “En construcción” debido a la proximidad que tienen con el comienzo de sus operaciones de depositación de relaves.

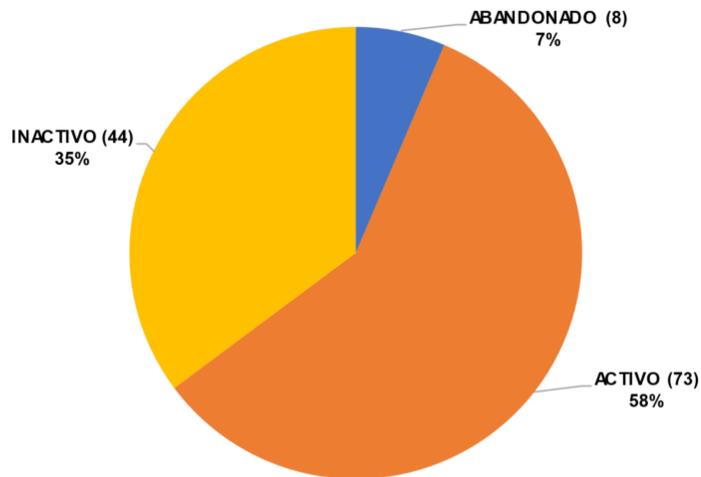


Figura 6: Estado de los 125 depósitos de relaves analizados

Al cotejar estos datos con los difundidos por el catastro del año 2022 (SERNAGEOMIN,2022) se infiere que este trabajo considera más del 60% de los depósitos activos en la actualidad, proporcionando una muestra significativa para respaldar las conclusiones sobre las prácticas vigentes en Chile.

La Figura 7 muestra la distribución de depósitos de relaves en función del tipo de instalación. Dentro de los más comunes, se encuentran los tranques y embalses, los que se denominan “depósitos convencionales”. Por otro lado, se encuentran los depósitos menos utilizados, como lo son los depósitos en pasta, filtrados o piscinas de relaves, que se denominan “depósitos no convencionales”:

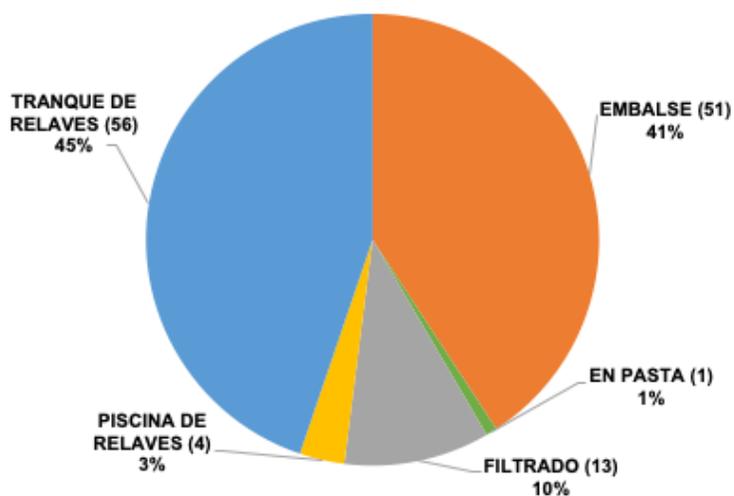


Figura 7: Tipo de instalación de los 125 depósitos de relaves analizados

En contraste con el catastro de 2022 (SERNAGEOMIN, 2022), la clasificación realizada en el presente informe distingue las piscinas de relaves como una categoría propia. En el catastro de 2022, estas se agrupaban bajo la categoría de embalse, una decisión basada en la práctica de construir pretils de relaves con material de empréstito. Este estudio busca refinar la clasificación para reflejar mejor las diferencias estructurales y funcionales entre estos tipos de instalaciones.

De los 125 depósitos examinados en el presente estudio, un 41% corresponde a embalses de relaves y un 45% a tranques de relaves, lo que coincide con el catastro del 2022 (SERNAGEOMIN, 2022).

4.2.2. Ubicación de los depósitos analizados

La Figura 8 presenta el número de depósitos analizados por región de Chile, considerando además su tipo de instalación.

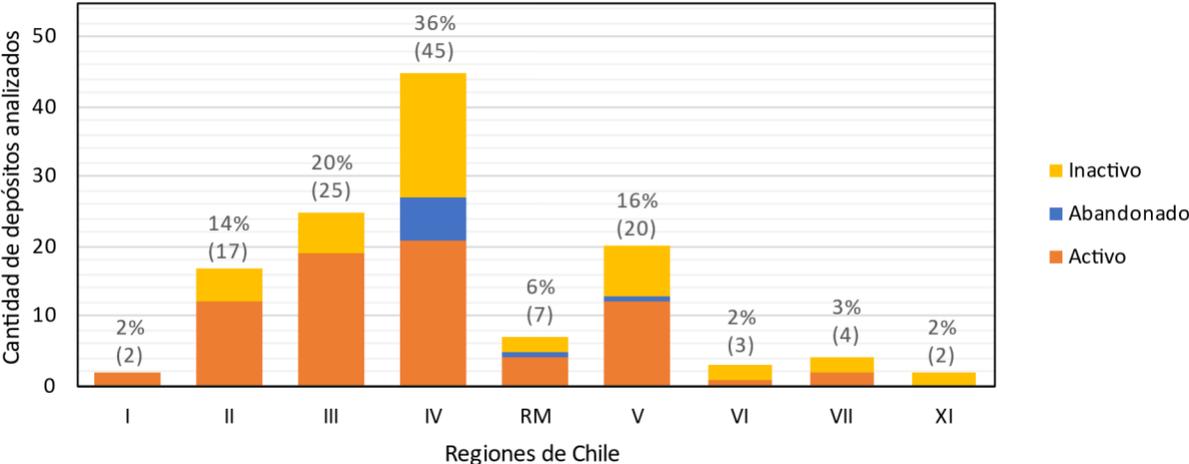


Figura 8: Depósitos por región de Chile y tipo de instalación

La Figura 9 muestra la cantidad de depósitos por región, pero ahora diferenciándola por tamaño de depósito, considerando la clasificación del Decreto 50 que involucra la altura y el volumen embalsado máximo del proyecto.

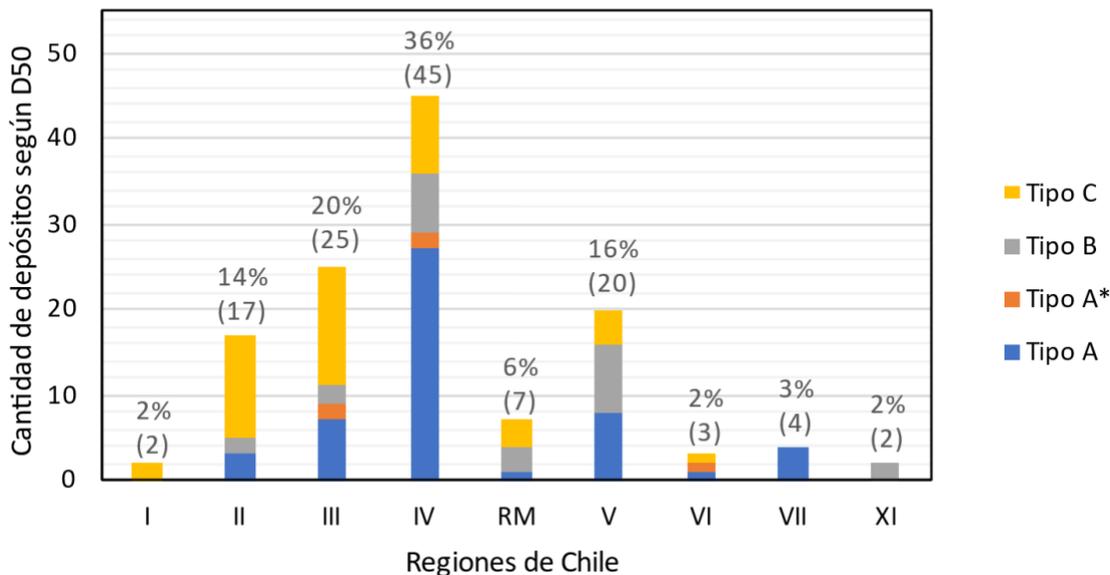


Figura 9: Depósitos por región de Chile y clasificación según el Decreto 50

Como se desprende de la Figura 9 existe una preponderancia de depósitos de relaves en la Cuarta Región de Coquimbo, en contraste con una presencia más escasa en las regiones del sur del país. Esta distribución coincide con los datos reportados por SERNAGEOMIN en su catastro de 2022, reflejando la mayor concentración de depósitos de relaves en el norte de Chile, una consecuencia directa de la intensa actividad minera en la zona, particularmente de la producción de cobre y la consiguiente generación de desechos mineros.

Además, en la Figura 9, se observa una significativa presencia de depósitos de menor tamaño (tipo A* y A) en la cuarta región. Por otro lado, en la Tercera Región predominan los depósitos de mayor envergadura (tipo C). Es importante señalar que están incluidas todas las regiones que tienen depósitos de relaves.

En la Figura 10, se muestra la distribución de los depósitos analizados que se encuentra en cada zona sísmica, según la norma NCh433 of 96 mod. 2012. En particular, el 89% de los depósitos están situados en la Zona 3, lo que podría atribuirse a que esta es más extensa en los sectores donde existe una concentración de depósitos, sobre todo para la cuarta región. Además, se puede apreciar que 2 de los depósitos analizados se ubican en la zona 1, específicamente en el extremo sur de Chile.

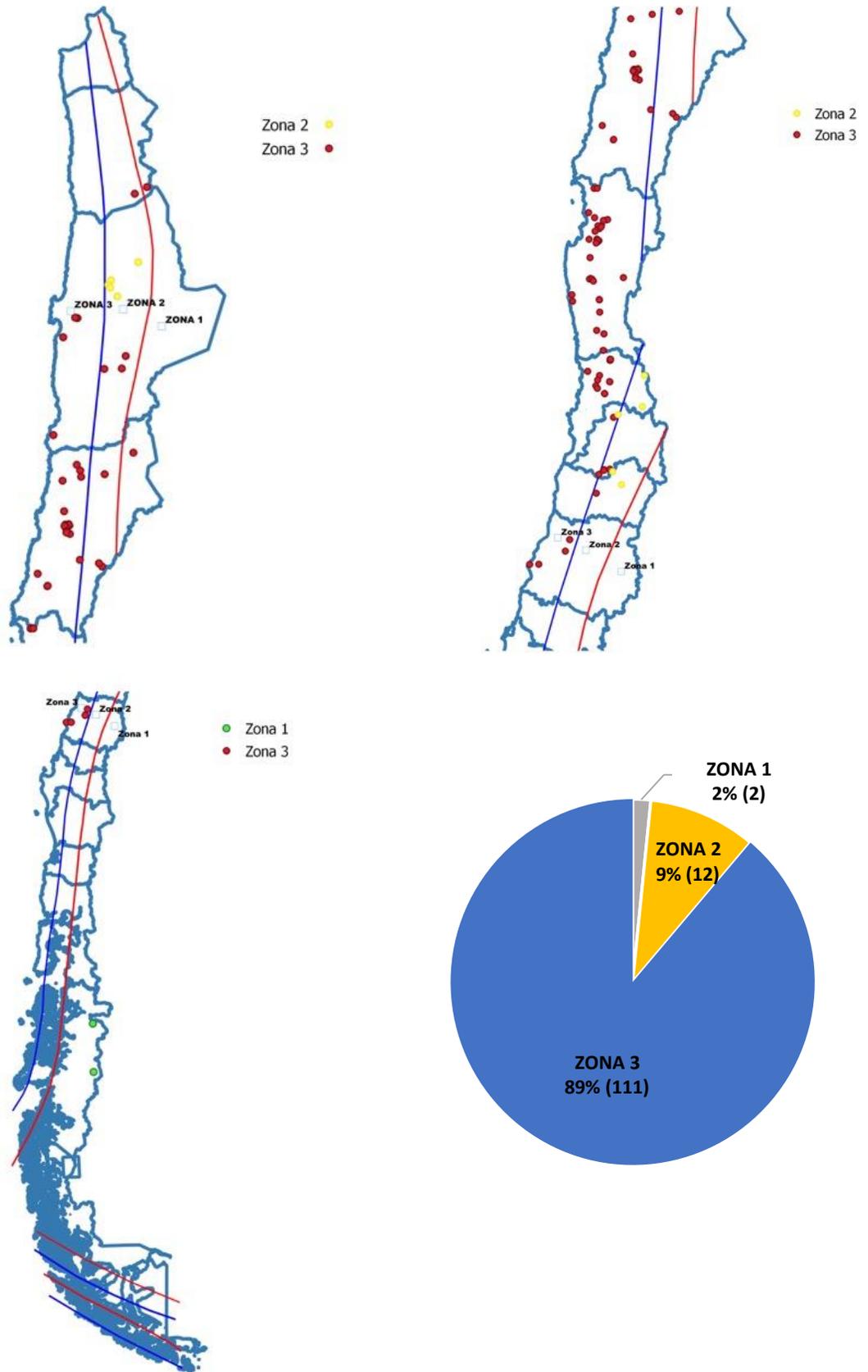


Figura 10: Depósitos en cada zona sísmica de la norma NCh 433

4.3. Métodos con los que se estimaron los coeficientes sísmicos

La Tabla 6 muestra la cantidad de depósitos según los métodos utilizados para estimar sus coeficientes sísmicos horizontales, considerando 107 casos para la condición del OBE y 91 casos para la condición del MCE. En particular, se identificaron 12 métodos utilizados para calcular k_h .

Además, existen 8 depósitos clasificados en el grupo “Sin especificar” que no explicitan el método utilizado para estimar sus coeficientes sísmicos en los análisis de estabilidad de taludes, lo que puede deberse a diferentes motivos. Por ejemplo, porque no se encuentra en el informe revisado y es probable que se encuentre en algún documento anexo al cual no se tuvo acceso, o se siguieron las recomendaciones de las autoridades debido a que anteriormente habían considerado métodos obsoletos o bien resultaban en valores que no eran lógicos.

Tabla 6: Clasificación de depósitos de relaves por métodos para estimar k_h

Método	Cantidad	Porcentaje del total	Tipo A*		Tipo A		Tipo B		Tipo C	
			Act	No Act	Act	No Act	Act	No Act	Act	No Act
Saragoni (1993)	55	44%	0	0	9	3	7	5	27	4
Decreto Supremo 86 (1970)	18	14,4%	0	4	1	10	0	2	0	1
Guía DS248 (2016)	15	12,0%	0	1	6	3	3	0	2	0
$k_h=A_0$ (NCh433,1996)	8	6,4%	0	0	2	5	1	0	0	0
$k_h=\alpha \cdot PGA$, con α entre 1/3 a 2/3	6	4,8%	0	0	1	2	0	1	1	1
Saragoni (1993) con $PGA=A_0$ (NCh433,1996)	5	4,0%	0	0	2	1	0	1	1	0
Incremental hasta $FS=1,2$	3	2,4%	0	0	0	0	0	3	0	0
Bray et al. (2018)	2	1,6%	0	0	0	1	0	0	1	0
Saragoni (1993) modificada	2	1,6%	0	0	0	0	0	0	2	0
Bray y Travasarou (2007)	1	0,8%	0	0	0	0	0	0	1	0
$k_h=PGA$	1	0,8%	0	0	1	0	0	0	0	0
Seed (1967)	1	0,8%	0	0	0	1	0	0	0	0

Sin especificar	8	0,8%	0	0	2	1	0	1	3	1
Total	125	100%	0	5	24	27	11	13	38	7

En las Figura 11 y 12, se pueden ver los valores que se obtuvieron para los coeficientes sísmicos asociados a los diferentes métodos tanto para el caso OBE y como para el MCE. Estos esquemas, permiten ver los valores máximos, mínimos y centrales considerados para cada uno de los métodos. Adicionalmente, aquellos que presentan espacios vacíos significa que no estimaron k_h para ese caso, por ejemplo, el método de $k_h = PGA$ no presenta ningún valor para k_h OBE ya que la compañía que decidió utilizarla sólo la estimó para la condición MCE y no para OBE, de forma similar ocurre con el método de Seed (1979) que sólo fue considerado para OBE, pero no para MCE.

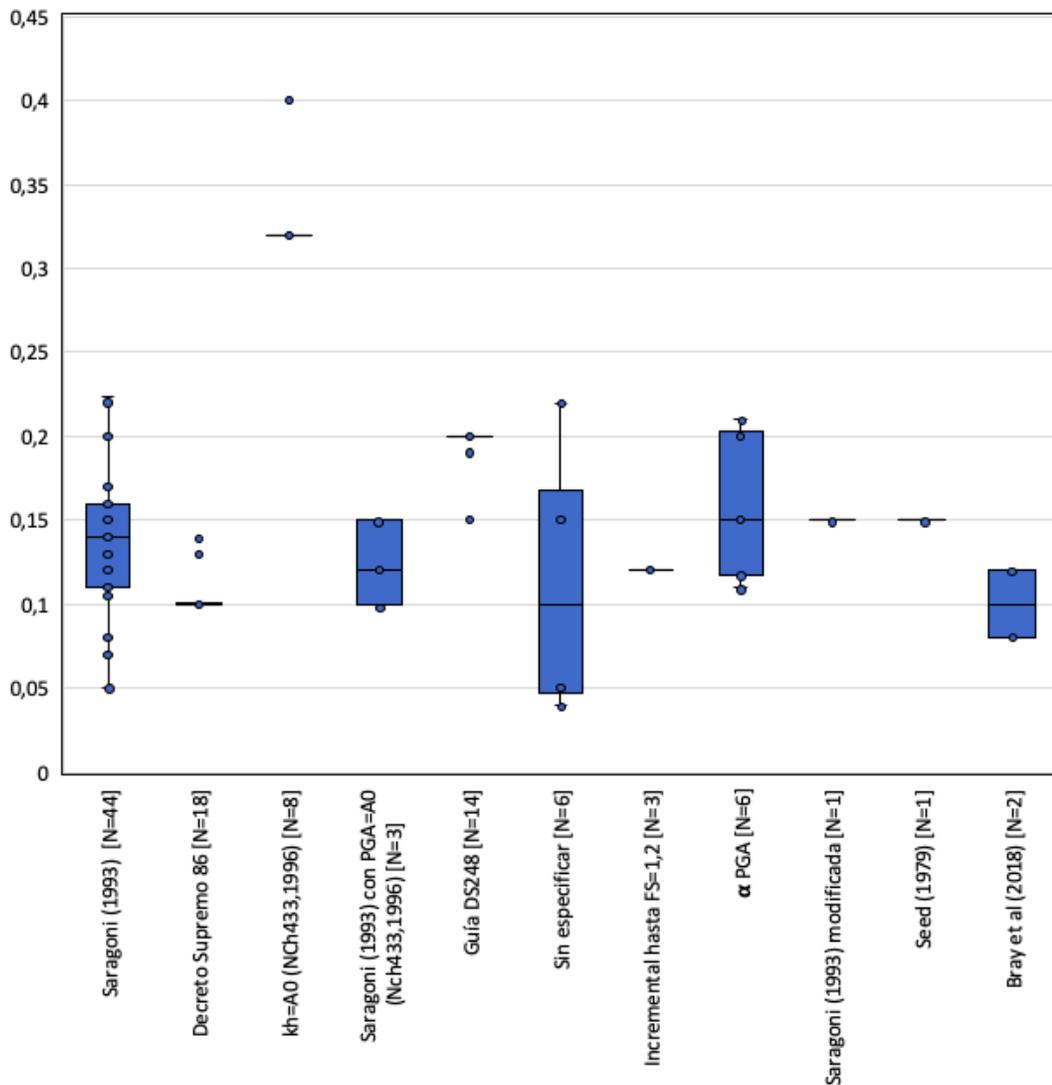


Figura 11: Distribución de valores de k_h para el OBE (106 casos)

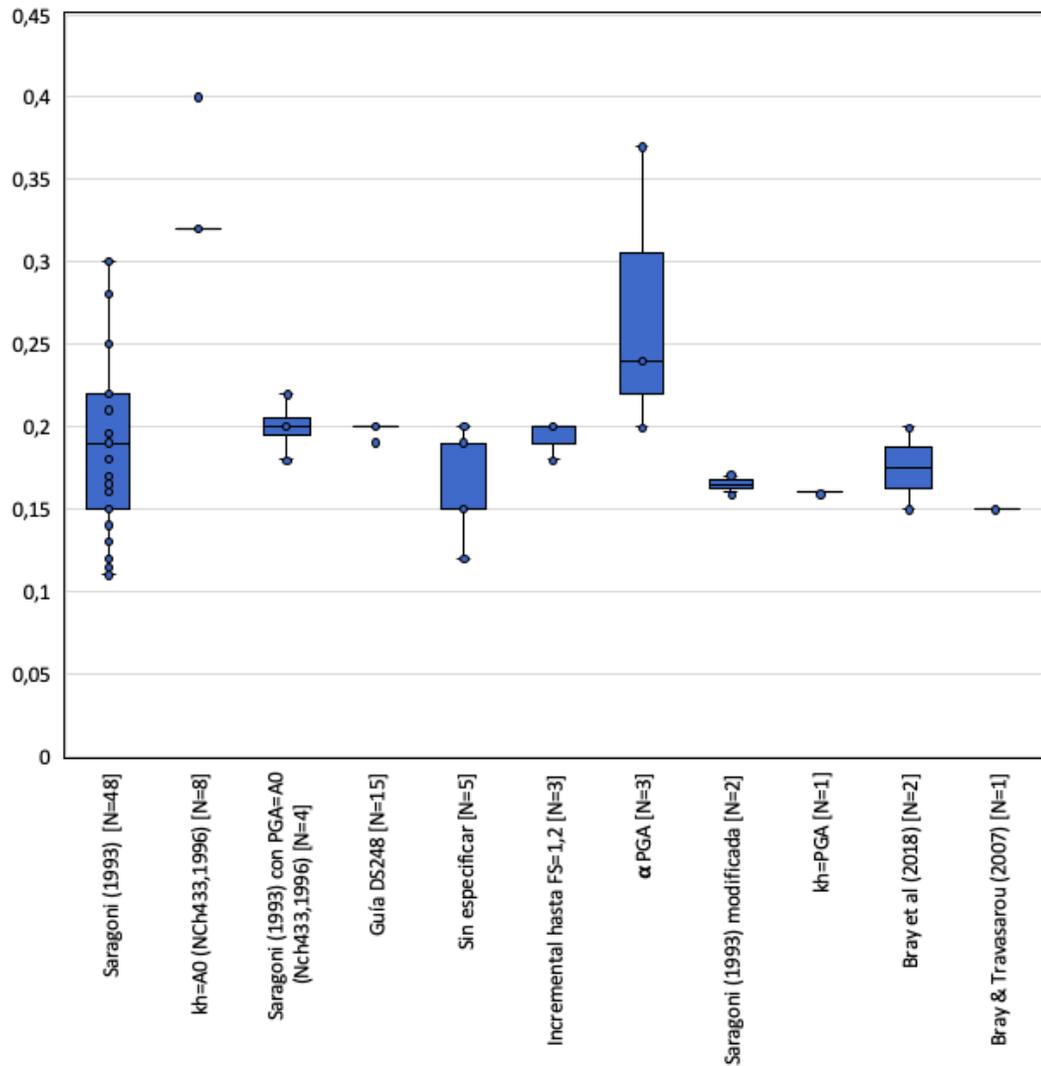


Figura 12: Distribución de valores de k_h para el MCE (92 casos)

El principal método utilizado es el de Saragoni (1993) en 55 de los 125 depósitos, es decir, 44% del total. Tal como se indica en el marco teórico, esta ecuación fue determinada principalmente para la reconstrucción del Puerto de Valparaíso y no es específica para depósitos de relaves. Sin embargo, se ha adoptado en varios proyectos de relaves, principalmente en grandes presas (tipo C). Tal como se puede ver de las Figura 11, su valor medio es de $k_h OBE = 0,14$ y $k_h MCE = 0,18$ respectivamente.

En segundo lugar, se encuentra el método del Decreto 86, que regía los depósitos de relaves antes del DS 248. En particular, se tiene que de los 18 depósitos que utilizaron este método, 15 corresponden a depósitos pequeños (tipo A y A*). Adicionalmente, en la Figura 11 se puede ver que 16 de los 18 depósitos consideró un $k_h = 0,1$, siendo este, su valor medio. Esta última condición, significa que en 16 depósitos que utilizaron este método no habitaba ninguna persona cercana a la zona peligrosa del proyecto (que pudo haber cambiado con el paso del tiempo).

En tercer lugar, se encuentra el método de la Guía del DS 248 para la pequeña minería, que fue utilizado en 15 depósitos. Cabe recordar que este método es simplificado ya que considera el coeficiente sísmico horizontal como la mitad de la aceleración efectiva máxima del suelo en donde se ubique el depósito. Del total de depósitos que usó este método, 10 corresponden a la clasificación A o A* lo cual calza con la recomendación del SERNAGEOMIN. Sin embargo, existen 5 depósitos activos tipo C y B que utilizaron este método. La mediana de este caso corresponde a un k_h equivalente a 0,2 que se asocia a depósitos ubicados en la zona 3.

Los ocho depósitos que consideraron $k_h = A_0$ de la NCh 433 son de tipo A y B. Este método es uno de los más conservadores, ya que si vemos las Figura 11 y 12, se obtiene un valor medio que supera al de todos los otros métodos.

Por otra parte, existe sólo un caso que adopta $k_h = \text{PGA}$ de los estudios de amenaza sísmica, específicamente un depósito tipo A en estado Activo para el caso MCE. Es importante reconocer que como es tan sólo un dato, no se puede realizar un análisis en profundidad, no obstante, este único caso, tiene un PGA igual a 0,16 lo cual es bajo si se compara con la media del caso MCE, por ende, implica un valor bajo de k_h .

El método que impone una fracción del PGA (que proviene de los estudios de amenaza sísmica), que va entre 1/3 a 2/3, es adoptado por seis depósitos de tipo A, B y C. Tal como se puede observar en la Figura 12 es el que presenta una mayor variabilidad, lo que tiene sentido puesto que depende de las aceleraciones máximas del sector en estudio, las cuales se extraen de informes de amenaza sísmica.

El mismo número de depósitos (6) de tipo A, B y C utilizaron el método de Saragoni (1993), pero considerando la aceleración efectiva máxima del suelo en lugar de la aceleración máxima estimada a partir de un estudio de amenaza sísmica. Además, de las Figura 11 y 12 se puede ver que el rango de valores es mucho más acotado que para el caso original de Saragoni (1993), esto se produce porque sólo se tienen 3 valores de A_0 .

El método incremental para alcanzar un Factor de Seguridad FS igual a 1,2 se aplica en tres presas de relaves tipo B. Por otra parte, el método de Saragoni (1993) modificado está presente en dos depósitos catalogados como tipo C, más aún, son depósitos que superan los 100 metros de altura.

Los métodos de Bray et al. (2018) y Bray y Travararou (2007) fueron utilizados en tres depósitos, uno tipo A y dos tipo C. La característica en común de estos es que son métodos basados en desempeño, que consideran las deformaciones admisibles de la presa. Si vemos la Figura 11 se puede notar que el método de Bray et al. (2018) toma el valor medio OBE más bajo en comparación a los demás casos y de la Figura 12 se observa que el procedimiento de Bray y Travararou (2007) también considera el k_h más bajo, pero para el MCE. No obstante, se necesitan más datos de estos métodos para realizar análisis más asertivos.

Finalmente, un depósito tipo A inactivo, en la actualidad, estimó su coeficiente sísmico utilizando el método de Seed (1967) considerando un valor característico de k_h para un terremoto de gran magnitud.

4.4. Análisis de Coeficientes Sísmicos

Si consideramos los valores numéricos del catastro, se pueden llegar a una serie de correlaciones para diferentes variables que influyen en la estimación de los coeficientes sísmicos, o, por otro lado, análisis que permitirán entender de mejor manera la práctica chilena.

4.4.1. Aceleración máxima y coeficiente sísmico horizontal

La Figura 13 relaciona el coeficiente sísmico horizontal con la aceleración máxima del suelo estimada a partir de informes de amenaza sísmica. En $PGA = 0$ se agrupan los casos que carecen de un valor explícito de aceleración máxima del suelo. Estos casos generalmente corresponden a proyectos que no cuentan con un informe de amenaza sísmica específico, optando en su lugar por procedimientos basados en métodos simplificados, tales como el uso de normativas existentes o aquellas mencionadas en la sección anterior. Además, de los 125 depósitos en estudio se consideran 111 valores del caso OBE y 98 del caso MCE.

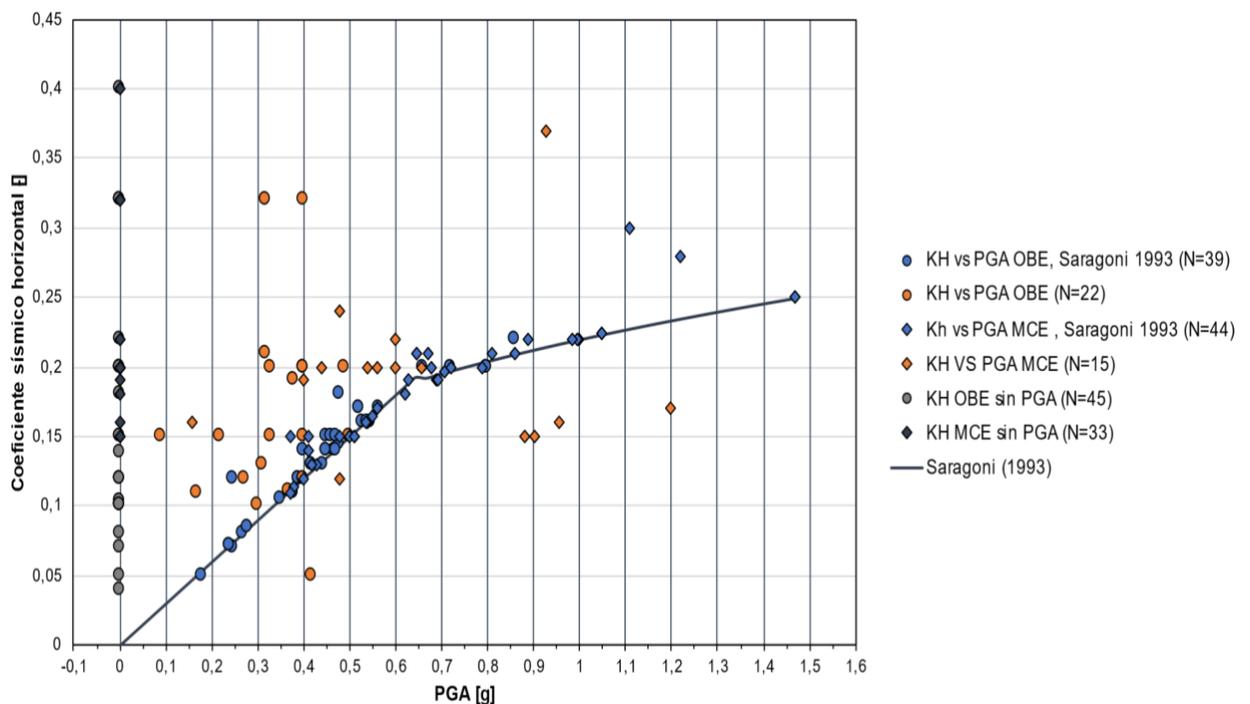


Figura 13: Coeficiente sísmico horizontal como función de la aceleración máxima del suelo (198 casos).

El gráfico revela que la ecuación de Saragoni (1993) puede ser considerada como una envolvente inferior de los valores. No obstante, es notable que existen seis casos, de un total de 209, cuyos k_h caen por debajo de esta envolvente. Estos depósitos están activos en la actualidad y serán explicados a continuación:

- *Caso PGA=0,42 g*: embalse de relaves tipo B, con $k_h=0,05$ para el caso OBE. En particular, el sismo OBE considerado fue uno intraplaca, distancia hipocentral de 83,6 km y con un periodo de retorno de 475 años. No se especifica el método de cálculo de k_h .
- *Caso PGA=0,48 g*: es la misma presa anterior, pero con un $k_h=0,12$ para el MCE de tipo intraplaca. Se considera un periodo de retorno de 949 años. Tampoco se especifica el método de cálculo de k_h .
- *Caso PGA=0,88 g*: embalse de relaves tipo C, con una altura mayor a 100 m. Se utiliza el método de Bray y Travararou (2007) para estimar un k_h MCE=0,15. Se considera el MCE como un terremoto interplaca thrust, $M_w=8,8$ con una distancia hipocentral de 88 km. Adicionalmente, se indica en el informe de estabilidad que el desplazamiento admisible es de 1-1,5 metros.
- *Caso PGA=0,90 g*: embalse de relaves tipo C, con una altura mayor a 70 m. Se utiliza el método de Bray et al. (2018) para estimar k_h MCE=0,15. MCE Interplaca Thrust, $M_w=8,8$, con una distancia hipocentral de 88km.
- *Caso PGA=0,96 g*: tranque de relaves de más de 100 m de altura. Se utiliza el método de Saragoni (1993) modificada para estimar k_h MCE=0,16. MCE Intraplaca con distancia hipocentral de 82 km y $M_s=8,0$.
- *Caso PGA=1,2 g*: tranque de relaves de más de 100 m de altura. Se utiliza el método de Saragoni (1993) modificada para estimar k_h MCE=0,17. MCE Intraplaca, $M_s=8,0$ y distancia hipocentral de 50 km.

Los métodos empleados en los casos que se ubican bajo la envolvente inferior son 2 casos sin especificar, 2 casos utilizando métodos por desempeño y 2 casos que consideran la relación de Saragoni modificada. Además, los últimos 4 casos corresponden todas a presas de tipo C y Activas, en donde se puede concluir que los métodos por desempeño y Saragoni modificado entrega menores valores de coeficientes sísmicos y eso se traduce en menores costos del proyecto. Esta optimización podría considerarse favorable si se demuestra que las deformaciones de las presas, estimadas con métodos de diferencias o elementos finitos, son adecuadas para asegurar la contención de los relaves.

4.4.2. Coeficiente sísmico operacional y máximo creíble

La Figura 14 muestra la relación entre el coeficiente sísmico operacional (OBE) y el máximo creíble (MCE) para 50 casos, de los cuales 31 son depósitos activos.

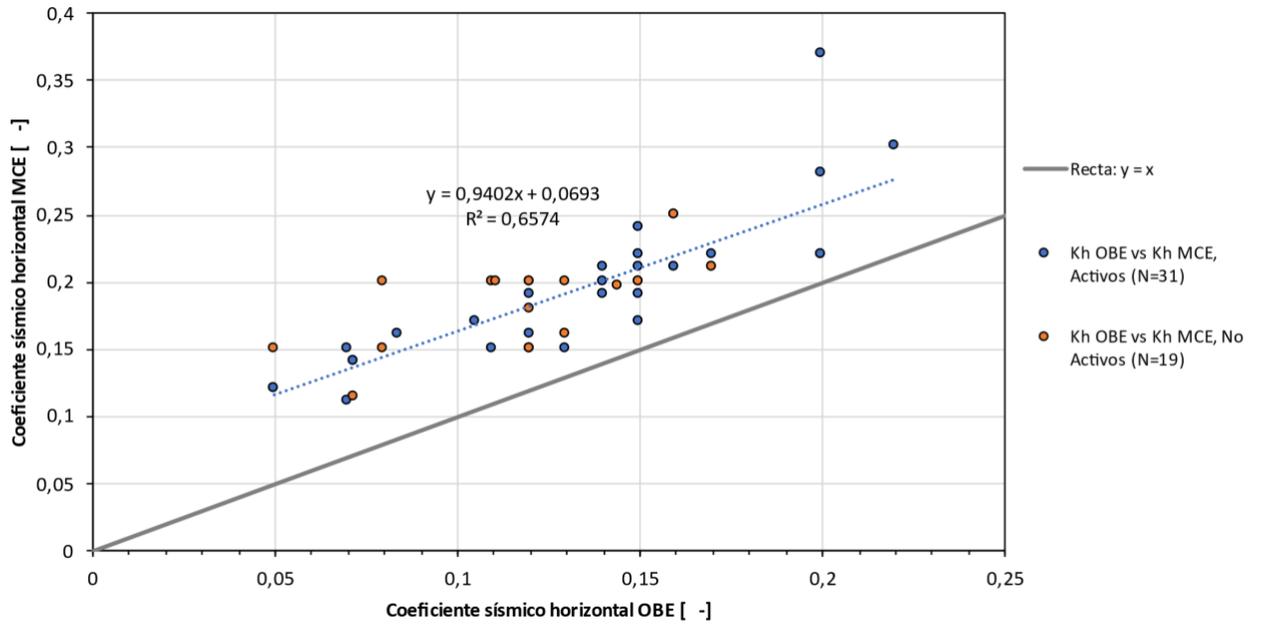


Figura 14: Coeficiente sísmico horizontal MCE vs Coeficiente sísmico OBE de 50 depósitos.

Se puede apreciar que en promedio el coeficiente sísmico MCE es aproximadamente $k_h \text{ MCE} = k_h \text{ OBE} + 0,07$.

4.4.3. Coeficiente sísmico horizontal y altura de la presa

La Figura 15 muestra la relación entre el k_h y la máxima altura de la presa principal, considerando 177 casos, de los cuales 92 son para el caso OBE y 85 para el caso MCE.

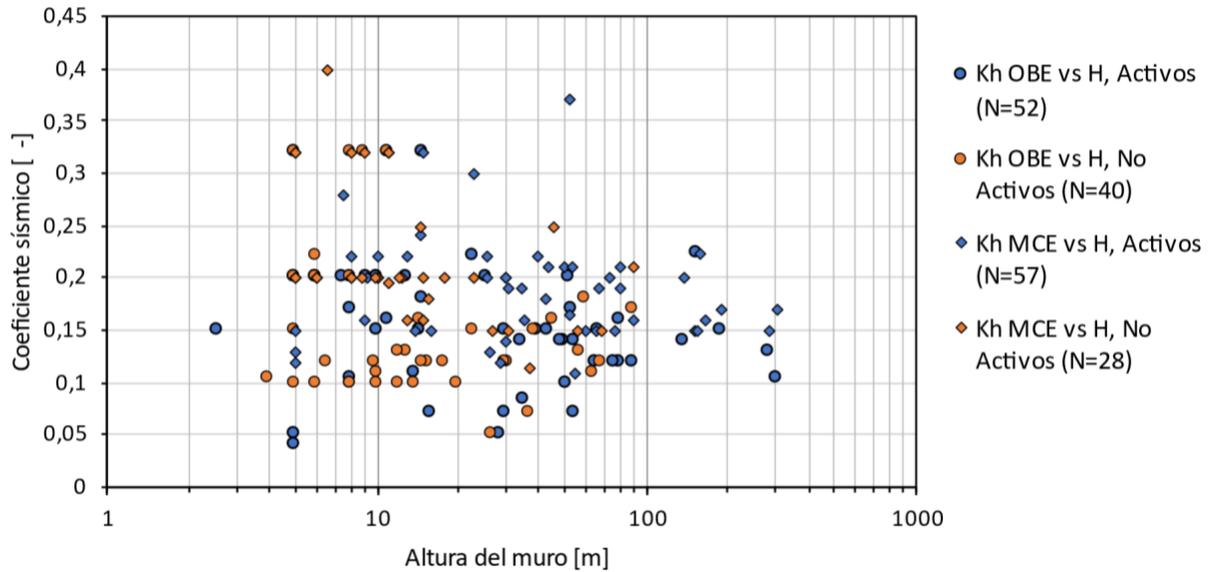


Figura 15: Coeficiente sísmico vs Altura según estado de depósitos para 177 casos

Los casos que no aparecen en la figura se deben a que no se encontró la altura exacta del muro principal. Por otra parte, se puede ver claramente que los depósitos con alturas sobre 100 m se encuentran activos (color azul) y que sus k_h se encuentran en el rango entre 0,15 y 0,22 para el MCE. Para depósitos con muros de menos de 15 m de altura se ve una distribución más heterogénea y una gran cantidad de depósitos No Activos, con valores de k_h equivalentes a 0,1, 0,2 y 0,32, que se estimaron con el método simplificado del D86 ($k_h= 0,1$), que depende de la cantidad de habitantes aguas abajo, y k_h con valores iguales a 0,2 y 0,32 estimados con los métodos de la “Guía de la pequeña minería” y “A0 NCh433 (1996)”.

La Figura 16 muestra la clasificación del depósito según el D50, podríamos analizar cómo se relaciona el tipo de depósito con los k_h o, por otra parte, cuantos depósitos clasifican por altura y cuantos por volumen:

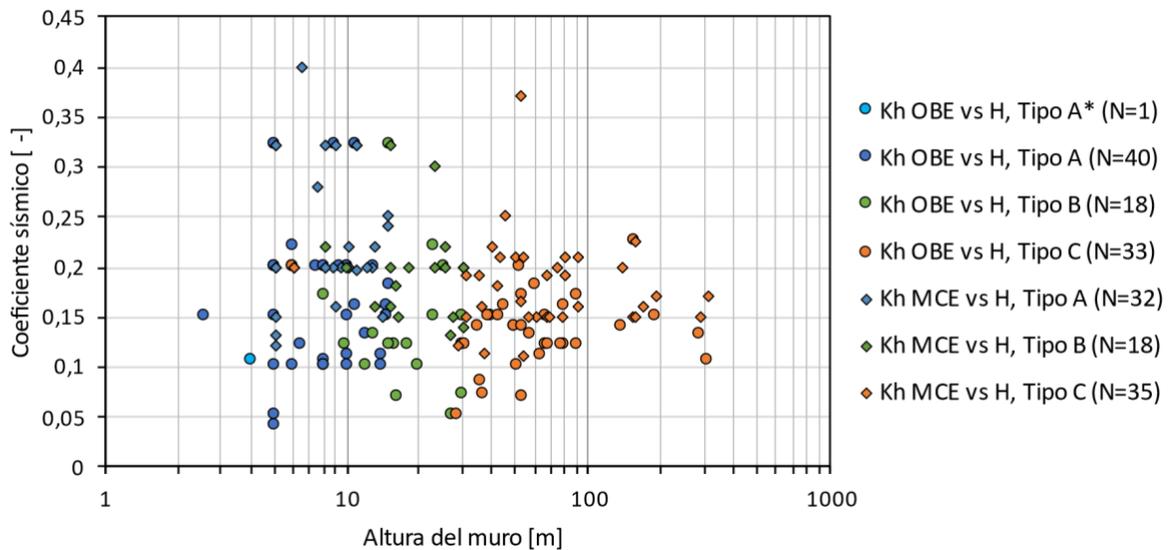


Figura 16: Coeficiente sísmico vs altura según tamaño del depósito para 177 casos.

Si se toma la Figura 16 notamos que los colores asociados al tipo de depósito se mantienen concordante con una altura de los muros. Sin embargo, se pueden ver casos en donde presas de baja altura siguen clasificándose como tipo C o tipo B, siendo que sólo por su altura estarían catalogados como tipo A o A*. Este fenómeno sucede debido a que a pesar de que sean bajos, almacenan grandes cantidades de relaves, por lo tanto, según la normativa pasarían a catalogarse en otra sección.

El volumen controla la clasificación en pocos casos, si lo comparamos con la cantidad total de datos, por ende, se infiere que la mayor parte de los depósitos quedan clasificados principalmente por la altura del muro en su condición final.

Finalmente, no se reportan casos MCE de tipo A* en la Figura 14 debido a que no existían casos en el catastro.

4.4.4. Distribución de coeficiente sísmico horizontal OBE y MCE

La Figura 17 muestra la distribución de los valores de los coeficientes sísmicos operacionales y máximos creíbles, con 198 casos totales reportados de 125 depósitos. Específicamente, se tienen 106 casos OBE y 92 casos MCE:

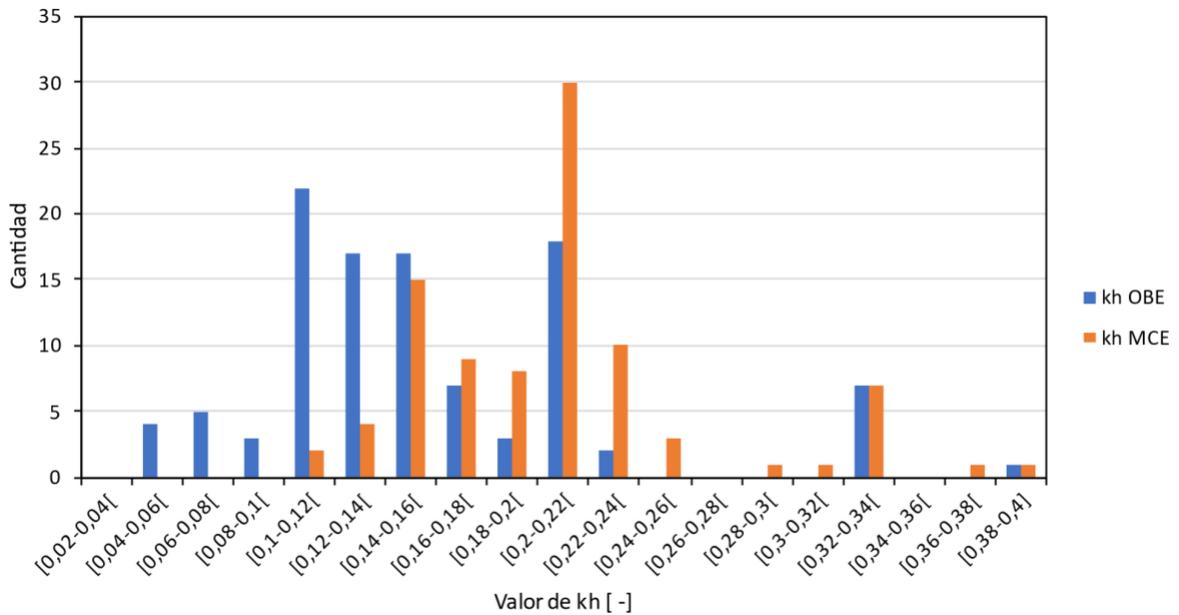


Figura 17: Distribución de coeficientes sísmicos OBE y MCE, para 198 casos.

Se aprecia que la distribución de coeficientes OBE está centrada en valores menores en comparación a MCE, con media ponderada de 0,16 y mediana 0,15. Para este rango en particular, existe una influencia de los 18 depósitos que estimaron sus coeficientes sísmicos utilizando el método del DS86, considerando que no existían habitantes cercanos a la zona crítica en caso del falla del depósito y adoptando k_h equivalente a 0,1. De forma similar, el tramo [0,2-0,22[tiene una gran cantidad de casos que corresponden al método simplificado de la guía de la pequeña minería, ya que más del 90% de los casos se ubicaban en zona 3 con $A_0=0,4$ y $k_h=0,2$.

En relación con los coeficientes MCE, se puede decir que está desplazada hacia valores más grandes de k_h en comparación al OBE lo que tiene sentido pues es una condición más crítica. Específicamente, la media obtiene un valor de 0,2 y mediana 0,21.

Además, es destacable que cerca del 90% de los datos recopilados se sitúan en el rango de coeficientes sísmicos de 0,1 a 0,25. Los valores extremos de coeficientes sísmicos observados en la muestra varían desde un mínimo de 0,04 hasta un máximo de 0,4.

Finalmente, se observa una paridad de casos en el intervalo [0,32-0,34[y en el [0,38-0,4], esto es producto de lo que se indicó en la metodología del trabajo, ya que para los métodos simplificados de la guía de la pequeña minería y la de considerar A_0 de la normativa chilena NCh433, se consideraría el mismo valor tanto para OBE como para MCE.

La Figura 18 y 19 muestra esta misma distribución, pero separada en casos activos y no activos.

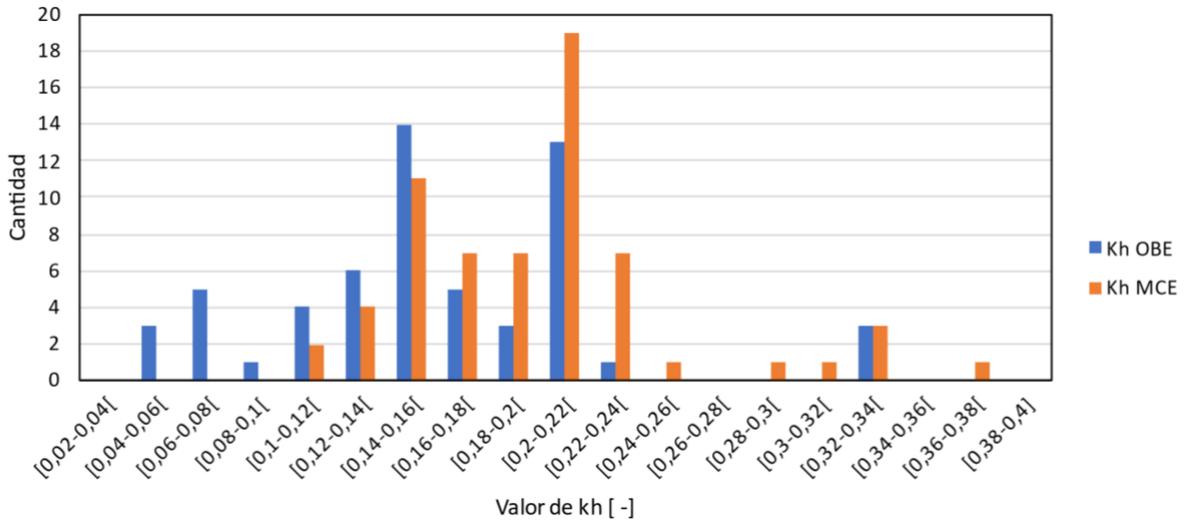


Figura 18: Distribución de los coeficientes sísmicos OBE y MCE, para 122 casos Activos

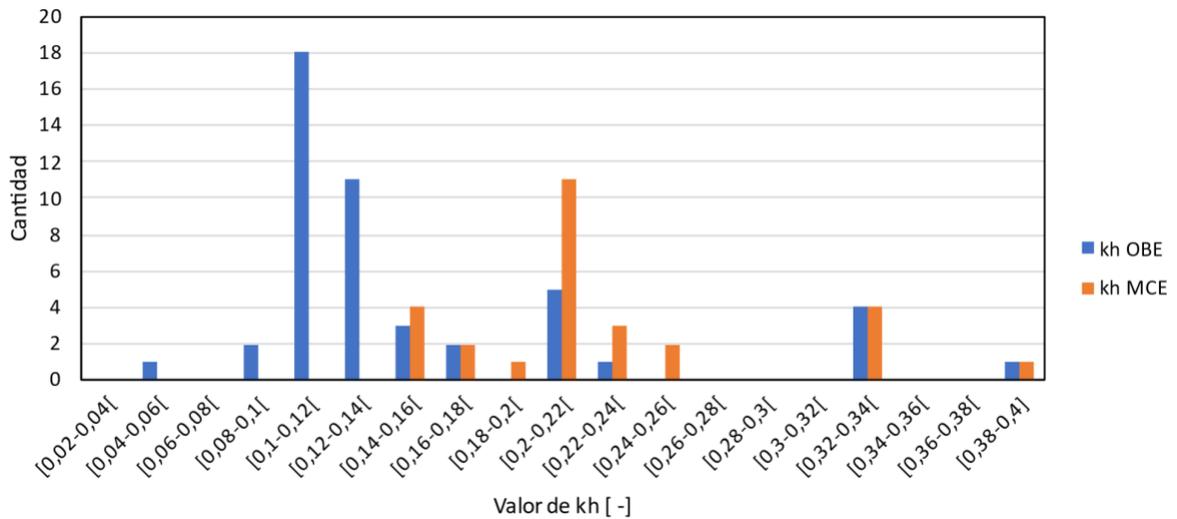


Figura 19: Distribución de los coeficientes sísmicos OBE y MCE, para 76 casos No Activos.

Por ende, si vemos la Figura 19 correspondiente a casos No Activos se refuerzan los conceptos vistos antes, ya que se aprecia que para k_h OBE en los tramos [0,1-0,12[y [0,12-0,14[existe una cantidad considerable de casos, la mayoría de ellos relacionados con métodos simplificados. Finalmente, para el caso MCE se observa nuevamente un peak (que se ha repetido para todos los análisis) en el tramo [0,2-0,22[lo que representa a la moda para los sismos máximos creíbles en Chile.

4.4.5. Coeficiente sísmico vertical y horizontal

La Tabla 7 muestra la cantidad de casos que fue considerado el coeficiente sísmico vertical para los análisis de estabilidad de taludes tanto para los casos OBE como MCE, además cabe considerar que en todos los casos que se utilizó se hizo en conjunto con el coeficiente sísmico horizontal para el análisis de estabilidad. Si bien existen 16 casos que contemplan k_v OBE y 21 casos k_v MCE, solo 22 depósitos de los 125 estudiados tomaron en cuenta el efecto del coeficiente sísmico vertical.

Tabla 7: Cantidad de depósitos que consideran el coeficiente sísmico vertical para casos OBE y MCE, según clasificación por D50

Tipo de depósito	k_v OBE	k_v MCE
A*	5	1
A	0	0
B	2	8
C	9	17
Total	16	21
Porcentaje del total	43,2%	56,8%

La Tabla 7 refleja que la consideración del coeficiente sísmico vertical se aplica predominantemente en los depósitos de mayor tamaño (Tipo C). No obstante, cuando se pondera en relación con el conjunto total de casos estudiados, la proporción es relativamente pequeña, ya que solo un 18%, incluyen este factor en sus cálculos de estabilidad sísmica. Adicionalmente, se puede ver que existe una leve tendencia a considerar coeficientes sísmicos verticales para los casos máximos creíbles, específicamente para depósitos tipo B y C.

Por otra parte, se puede observar que existe una leve propensión a utilizar coeficientes sísmicos verticales para el MCE sobre el OBE, ya que el escenario más crítico para el depósito es la condición de cierre, producto de que la estructura quedará para siempre en el sitio de emplazamiento.

La Figura 20 muestra la relación entre los coeficientes sísmicos verticales y horizontales de 32 casos que presentaron ambos valores.

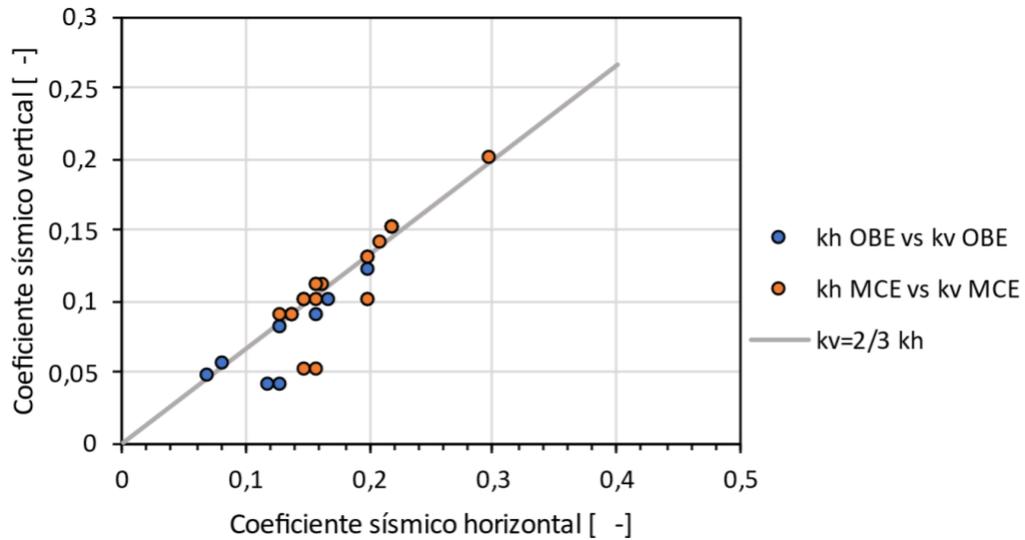


Figura 20: Coeficiente sísmico horizontal vs vertical.

La Figura 20 ilustra una distribución de coeficientes sísmicos horizontales para el OBE y MCE, con el propósito de exhibir su correlación con el respectivo coeficiente sísmico vertical. Es importante notar que la mayoría de los 125 depósitos estudiados no incluyeron un coeficiente sísmico vertical (k_v) en su análisis. No obstante, en los casos donde sí se consideró, se identifica que la envolvente superior es dos tercios el coeficiente sísmico horizontal (k_h), salvo ligeras desviaciones que podrían atribuirse a aproximaciones de redondeo.

Específicamente, se puede ver en la figura que los k_v están en un rango entre 0,04 y 0,12 para el caso OBE y entre 0,05 y 0,2 para el caso MCE. De la misma forma, se aprecia que los depósitos que consideraron coeficientes sísmicos verticales tienen k_h OBE desde 0,072 a 0,2 mientras que para el caso k_h MCE tiene un rango de valores de 0,14 a 0,3. Finalmente, se precisa que ningún depósito que haya considerado un método simplificado consideró el efecto de k_v .

4.4.6. Coeficiente sísmico horizontal y factores de seguridad

Los factores de seguridad documentados en los informes analizados se calcularon mediante el uso de herramientas computacionales, principalmente con cuatro diferentes softwares geotécnicos, dentro de ellos se encuentra: Geostudio, Slide2, UTexas4 y Slope Stability Calculator. Además, se identificaron seis instancias en las que se optó por enfoques alternativos, como los métodos gráficos o el uso del método de Cremona.

La Figura 21 muestra los factores de seguridad pseudo-estáticos (FS) asociados a los casos OBE y MCE, junto con sus correspondientes k_h . Es importante precisar que son 125 depósitos en análisis, es decir, cada franja vertical del gráfico corresponde a un depósito. En algunos, no se cuenta con la información de FS OBE ya que solo se realizó una estabilidad de taludes para la

condición de cierre con el argumento de que representa la condición más crítica, por otro lado para los métodos de la Guía DS248 (2016) y $k_h=A_0$ (INN, 2012) sólo se tomó la condición OBE (ya que inicialmente se había considerado OBE=MCE) y finalmente los casos que se acumulan en el lado derecho de la Figura 21 que no tienen ningún FS asociado corresponden a aquellos casos que utilizan el método del D86 (no se encontró información de esos Factores de seguridad debido a la antigüedad de los documentos).

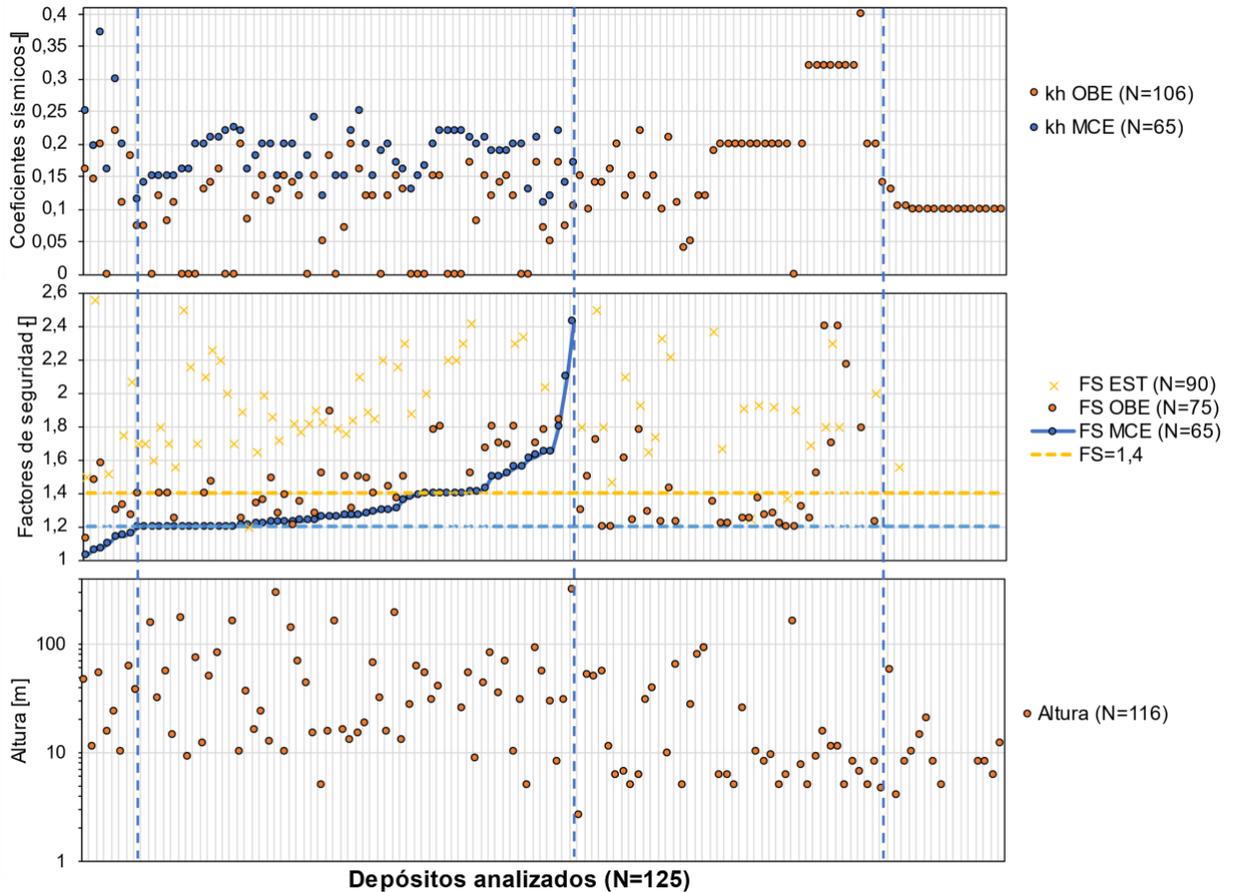


Figura 21: a) Coeficientes sísmicos horizontales (k_h OBE=0 implica falta de información), b) factores de seguridad pseudoestáticos y c) Altura. Análisis para 125 depósitos.

Como se muestra en la figura, los factores de seguridad para el sismo MCE fueron ordenados de menor a mayor de izquierda a derecha. El DS 248 solicita que la Fase I y Fase II las cuales se deben realizar con el k_h asociado al OBE no debe ser menor que 1,2. Luego, para la fase IV que se realiza con el k_h asociado al MCE no hace requerimientos de los factores de seguridad, sin embargo, se entiende que debe ser mayor que 1. Por otro lado, el D50 solicita factores de seguridad mayor a 1,2 con k_h asociado al MCE sólo para depósitos categoría C, por ende, se debe revisar caso a caso el cumplimiento de la normativa.

Por otra parte, para el caso OBE se puede notar que hay un caso con FS menor que 1,2, el que se justifica indicando que corresponde a una falla local del talud. Por otra parte, se puede apreciar que existen varios depósitos que consideran k_h equivalente a 0,1 que no tienen un FS asociado debido a que utilizaron el método del D86 y no se encontró información de su factor de seguridad ya que si bien estos documentos corresponden a resolución de proyectos validados por el Sernageomin, estos corresponden a documentos antiguos, construidos bajo otros estándares que no aseguraban la completitud de la información, en comparación con los requerimientos actuales.

En dos casos, el FS para el caso MCE tiene valores muy altos. Las características de estos casos son las siguientes:

- Caso 1: Embalse de relaves espesados mediano (tipo B), con un k_h equivalente a 0,14 y FS igual a 2,1 para el caso MCE. El alto valor del FS se debe principalmente a las adecuadas propiedades geotécnicas del muro. El peso específico húmedo del muro es $21,2 \text{ kN/m}^3$, el ángulo de fricción interna es 39° y la cohesión es 5 kPa.
- Caso 2: Tranque de relaves grande (tipo C), con un k_h equivalente a 0,17 y FS igual a 2,3 para el caso MCE. En este caso se consideran taludes aguas abajo con terrazas de manera de disminuir el ángulo global del talud (más estable). Por lo tanto, se infiere que el alto valor del FS para la condición de cierre se debe principalmente a la geometría del muro.

4.4.7. Número de secciones transversales

El número de secciones transversales geotécnicas evaluadas en una presa específica con un análisis de equilibrio límite varía en función de las características de cada caso. En situaciones donde la geometría de la presa es más compleja, se opta por analizar una mayor cantidad de perfiles. Esto se debe a que ciertas configuraciones pueden revelar FS más bajos que deben ser meticulosamente considerados para garantizar la estabilidad global. La Tabla 8 muestra la cantidad de perfiles que se consideraron en depósitos tipo A (pequeños), B (medianos) y C (grandes). No se consideró el tipo de depósito A* ya que no se encontró información de una modelación de equilibrio límite mediante software para estos casos.

Cabe considerar que los factores de seguridad considerados para cada caso (estático, pseudoestático OBE y pseudoestático MCE) fueron considerados tomando el caso más desfavorable, es decir, para aquellos informes que declararon más de una sección transversal en los análisis de estabilidad de taludes, se tomó aquel que entregaba los FS más bajos.

Tabla 8: Cantidad de perfiles según tipo de depósito

Número de perfiles	Tipo A	Tipo A (%)	Tipo B	Tipo B (%)	Tipo C	Tipo C (%)
1	21	65%	8	50%	18	50%
2	7	22%	7	44%	12	33,3%
3	3	10%	1	6%	3	8,3%
4 o más	1	3%	0	0%	3	8,3%

Los depósitos de tipo A consideraron sólo un perfil en más del 65% de los casos. Esto se debe principalmente a que las geometrías de las presas de la pequeña minería son simples y de baja altura. En el caso de depósitos de tipo B y C, la mitad de los casos analizaron 2 o más secciones transversales.

4.4.8. Deformaciones

La normativa vigente (D50) establece que para las presas de relaves de categoría C es obligatorio realizar análisis dinámicos con softwares especializados. Mientras que las presas tipo A están exentas de esta exigencia, las presas tipo B pueden obviar estos estudios solo bajo condiciones específicas y justificadas

Dependiendo de la sismicidad de la zona en que se encuentren las obras, del tipo de presa, de su fundación y de otras particularidades de interés para este tipo de análisis, aspectos que deben estar debidamente justificados en el proyecto, se deberá demostrar que no es necesario incluir un análisis dinámico para esta categoría de embalse. (MOP, 2015, p.23)

El objetivo principal de estos análisis es evaluar los movimientos y las deformaciones que podrían ocurrir durante un evento sísmico y confirmar que la estructura mantendrá su estabilidad frente a tales condiciones.

En la preparación de esta sección, se recopiló y analizó información de 27 casos, la mayoría de los cuales emplearon software de diferencias finitas para calcular las deformaciones sísmicas de las presas. Aunque los informes disponibles consideran una variedad de parámetros de control y puntos de monitoreo, se ha optado por centrarse exclusivamente en el asentamiento máximo en el coronamiento, debido a su importancia para evaluar la posibilidad de desencadenar una falla por rebalse.

La Tabla 9 muestra los asentamientos estimados relativos del coronamiento en diferentes intervalos. A pesar de que existen varios criterios de aceptabilidad, los más comunes se centran en umbrales del 1 al 2%. Estos serán los valores de referencia en este análisis.

Tabla 9: Asentamientos estimados relativos del coronamiento del muro principal del depósito

Asentamientos relativos	Cantidad	Porcentaje c/r total
[0%,1%[18	67%
[1%,2%[7	26%
[2%,>2%[2	7%
Total	27	100%

La Figura 22 presenta los asentamientos estimados en función de la altura de las presas analizadas. Adicionalmente, se indican los distintos niveles de asentamiento relativo, referidas a distintos criterios de aceptabilidad.

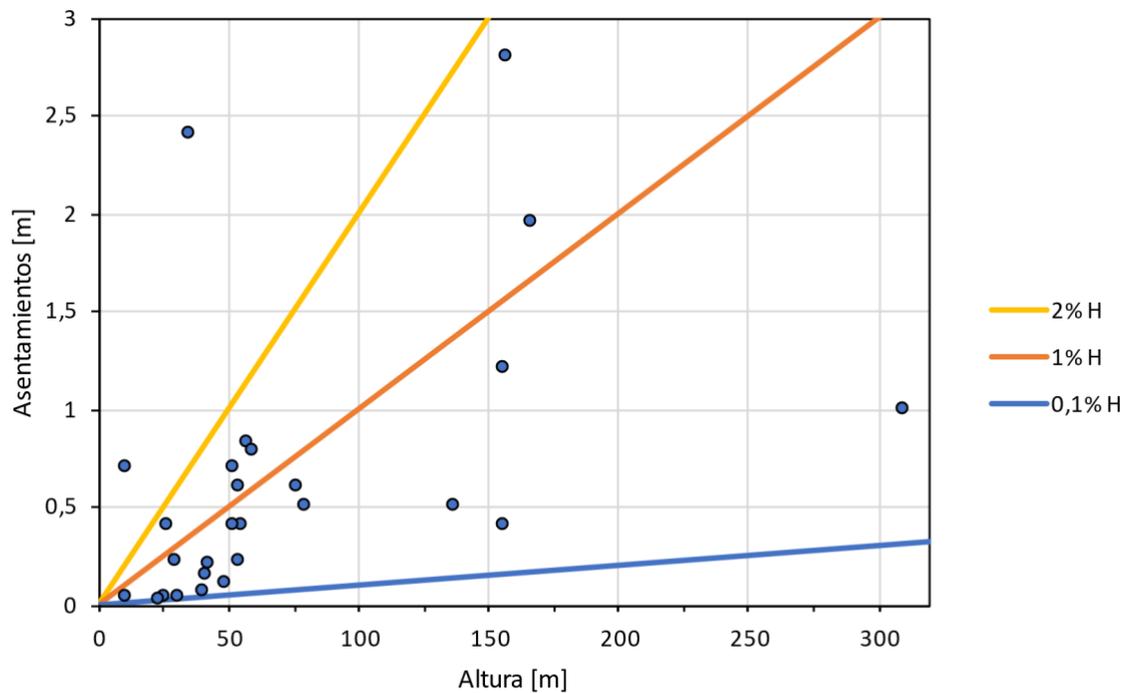


Figura 22: Asentamientos como función de la altura del muro principal para 27 depósitos.

La Figura 22 revela que todos los casos examinados registran asentamientos estimados que exceden el 0,1% de la altura de la presa. Además, se identifican dos casos con asentamientos relativos que superan el 2%, lo cual es indicativo de condiciones potencialmente críticas. No obstante, en ambos casos la revancha mínima supera los asentamientos registrados en el coronamiento, lo que implicaría que se previene una falla por rebalse.

La Figura 23 muestra los asentamientos relativos como función de la altura máxima de la presa en escala log-log. Se destaca que la mayoría de los casos presentan deformaciones inferiores al 1%. Interesantemente, se identifican dos presas de 11 m de altura que, aunque no estaban obligadas por normativa (siendo tipo A), realizaron estudios de deformaciones. Este tipo de iniciativas proactivas es beneficioso para profundizar en el entendimiento del comportamiento sísmico de estas estructuras.

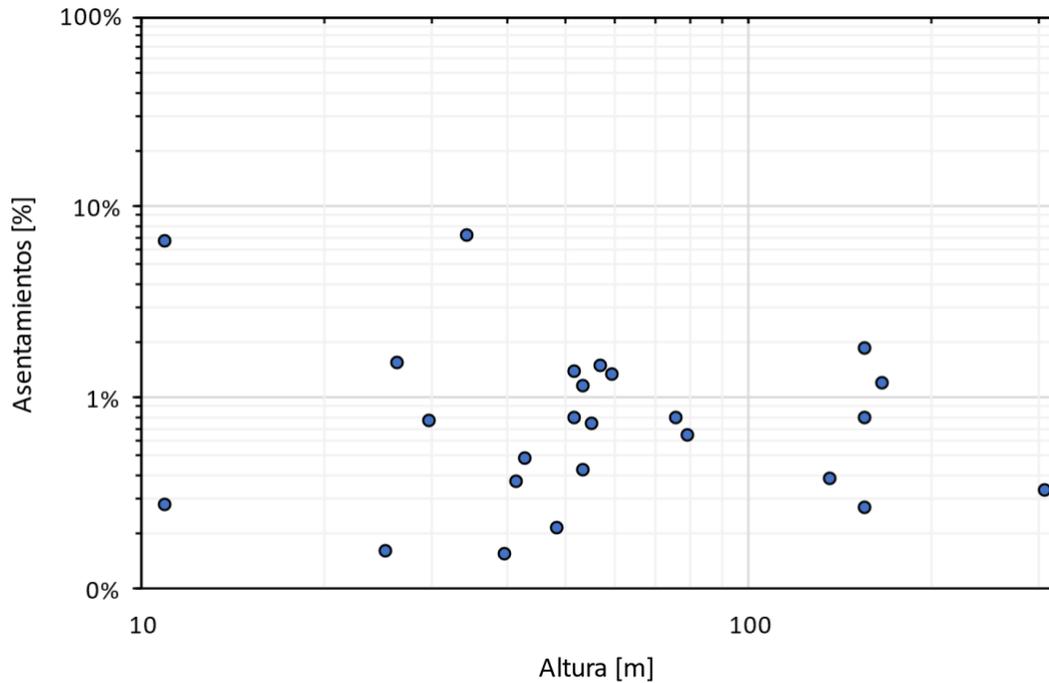


Figura 23: Asentamientos estimados relativos como función de la altura del muro principal, para 27 depósitos.

Finalmente, la Figura 24 muestra los coeficientes sísmicos horizontales en función de los asentamientos. Sólo se consideraron 22 de los 27 casos anteriores ya que en 5 casos no se obtuvo la información del sismo MCE para el análisis pseudoestático, pero si se contaba con el informe dinámico de la presa. A primera vista se puede ver que no existe una relación directa de estos parámetros. Esto se puede deber a que sólo tres métodos para estimar k_h (4 casos totales) consideraron las deformaciones admisibles. En efecto, si se quisiera hacer un estudio más detallado acerca de esta relación se debería considerar una mayor cantidad de casos.

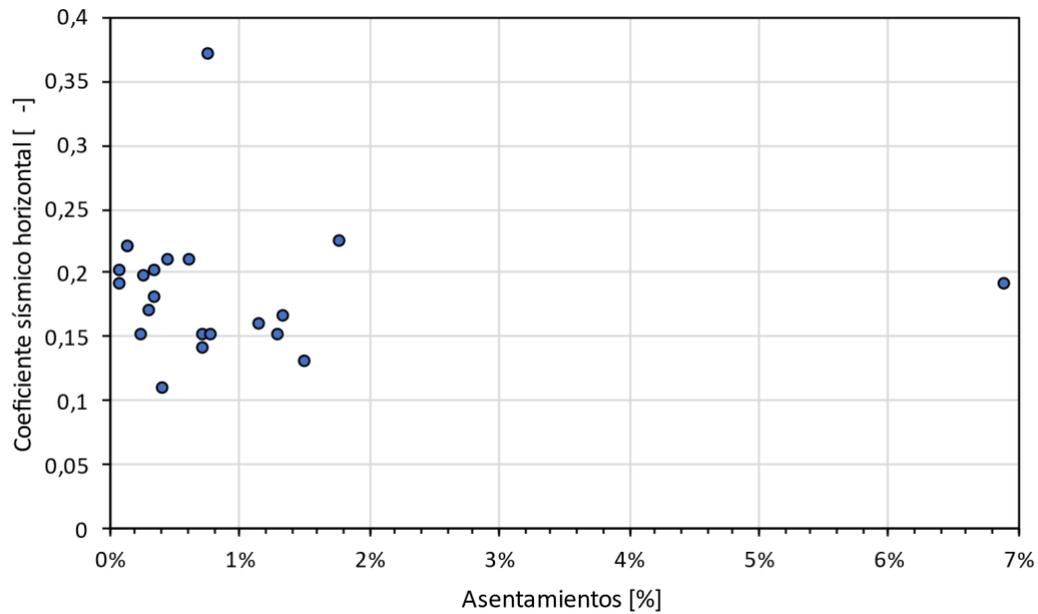


Figura 24: k_h en función de los asentamientos relativos en el coronamiento para 22 casos.

4.5. Cambios de coeficientes sísmicos en el tiempo

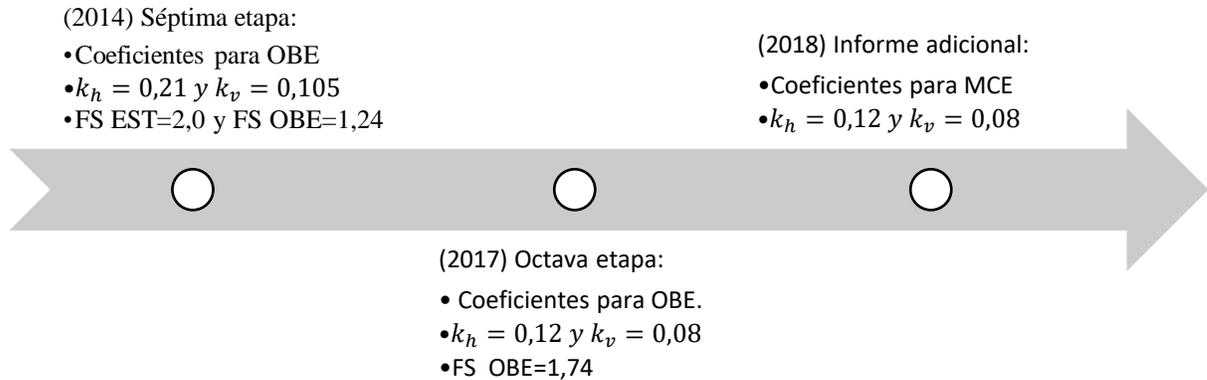
Esta sección examina varios casos de estudio que ilustran la evolución temporal de los coeficientes sísmicos en presas de relaves, las cuales se denominan depósitos 1, 2, 3, 4, 5 y 6, por temas de confidencialidad.

4.5.1. Caso depósito 1

Embalse de relaves tipo C ubicado en el norte del país. El año 2014, se encontraba en su séptima etapa de crecimiento. En la modelación del muro principal se consideraron dos unidades geotécnicas con diferentes propiedades. Para la estimación de los coeficientes sísmicos se utilizó el método de Saragoni (1993) resultando en k_h equivalente a 0,21 y k_v equivalente a 0,105 para el caso OBE. Con estos valores, se obtuvieron FS igual a 2,0 para la condición estática y FS igual a 1,24 para la condición pseudo-estática, los que cumplían con la normativa vigente.

En la fase de diseño, correspondiente al octavo periodo del año 2017, se integró una geomembrana en la estructura. Durante la simulación realizada con el software de equilibrio límite, se introdujo un material de filtro, lo que implicó incluir tres diferentes tipos de suelos en la composición del muro. Los coeficientes sísmicos aplicados en el modelo fueron k_h equivalente a 0,12 y k_v equivalente a 0,08. Aunque el método para determinar estos valores no se detalla, se puede constatar que $k_v = 2/3k_h$. Como resultado de la reducción de los coeficientes sísmicos, se obtuvo un FS igual a 1,74 para el caso OBE, superior al factor de seguridad calculado en el año 2014, a pesar del aumento en la altura del muro.

Finalmente, el año 2018, se elaboró un informe relacionado con los muros auxiliares del depósito. De este documento se puede rescatar los valores de los coeficientes sísmicos empleados para la condición de cierre k_h equivalente 0,165 y k_v equivalente 0,11 para el caso MCE, estimados con el método de Saragoni (1993).



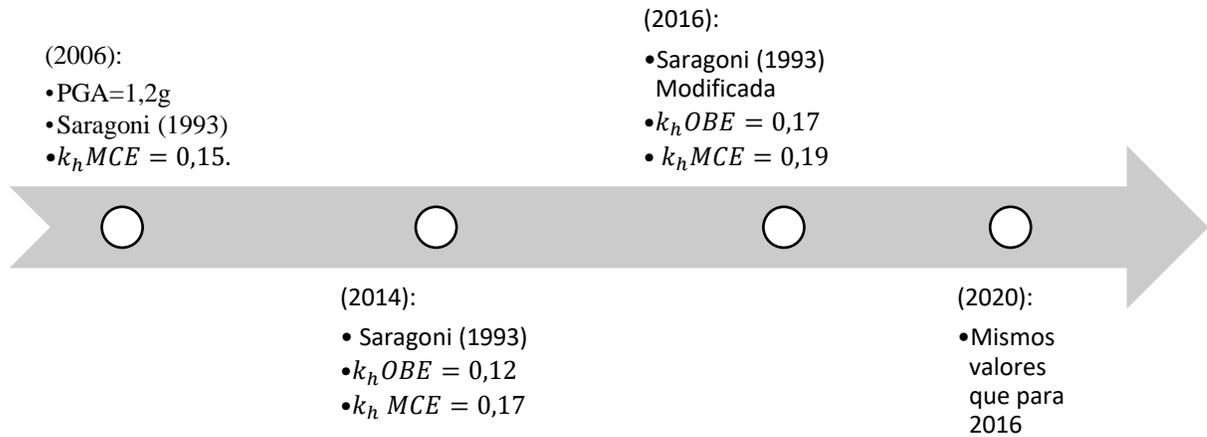
4.5.2. Caso depósito 2

Corresponde a un tranque de relave convencional tipo C ubicado en la zona central del país. Para el año 2006 se creó un informe de amenaza sísmica más uno de estabilidad, donde se obtuvo un PGA igual a 1,2 [g] para un sismo intraplaca. Adicionalmente se estimaron los coeficientes sísmicos utilizando el método de Saragoni (1993) llegando a un valor de k_h asociado al MCE equivalente a 0,17, sin embargo, se expone que al ser taludes temporales se reducirá arbitrariamente este valor a 0,15. En último lugar, se obtienen factores de seguridad para el caso OBE igual a 1,5.

Para el año 2014, se genera un informe para un muro auxiliar, en donde se considera el mismo valor de k_h asociado al MCE equivalente a 0,17, pero ahora para el caso operacional se reduce a 0,12 considerando que la aceleración máxima del suelo es la del sismo chileno del año 2010.

En el año 2016 se produce una actualización de los informes de estabilidad y de amenaza sísmica. Las grandes diferencias son que en este documento controla un sismo interplaca y se cambia el método empleado en los años anteriores, es decir, ahora los coeficientes sísmicos se estiman con el método “Saragoni (1993) Modificada” expuesto en la Ecuación 11 llegando a un k_h asociado al MCE equivalente a 0,19 y el k_h asociado al OBE se reduce a un valor de 0,17. Con estos parámetros se llega a un FS MCE igual a 1,37.

El documento más actual data del año 2020 correspondiente a la estabilidad de un muro auxiliar del depósito. En este, se consideran los mismos valores de entrada que en el año 2016.

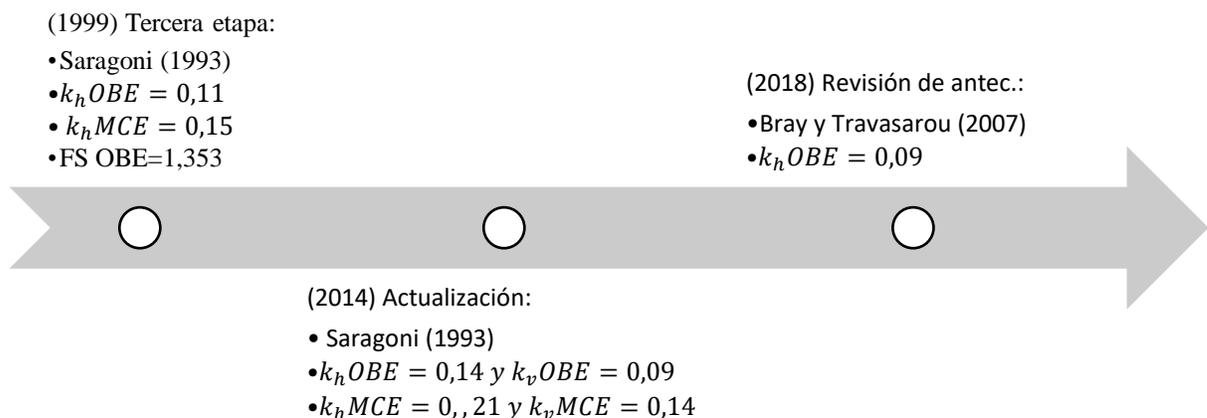


4.5.3. Caso depósito 3

Embalse de relaves tipo C. El primer informe disponible es del año 1999 que corresponde a una resolución de SERNAGEOMIN, de donde se rescata la utilización del D86 como guía legal del proyecto. El año 2009 corresponde a la tercera etapa de construcción del muro. Para este caso se utiliza el método de Saragoni (1993) obteniendo valores de k_h asociado al OBE equivalente a 0,11 y el k_h asociado al MCE con un valor de 0,15. Con estos, se llega a un FS OBE igual a 1,353.

Para el año 2014 se realiza una actualización de los informes de estabilidad y de amenaza sísmica, por ende, cambian los valores considerados anteriormente. Específicamente se obtienen PGA OBE equivalente a 0,45 [g] y PGA MCE equivalente a 0,86[g], con esto y aplicando nuevamente el método de Saragoni (1993) se obtienen valores de k_h OBE equivalente a 0,14 y k_h MCE equivalente a 0,21. Adicionalmente, se consideran valores de k_v igual a dos tercios del valor del coeficiente sísmico horizontal para cada uno.

Como caso final, se considera un informe del año 2015 correspondiente a una revisión de antecedentes. En este caso se utiliza el método de Bray y Travararou (2007) tomando una deformación admisible de 30 cm, aceleración espectral al 5% de amortiguamiento, $M_s=8,0$ y $v_s=100$ m/s. Con estos datos, se llega a un k_h OBE=0,09 el cual es mucho menor al declarado en el año 2014 (no se calculó condición MCE).

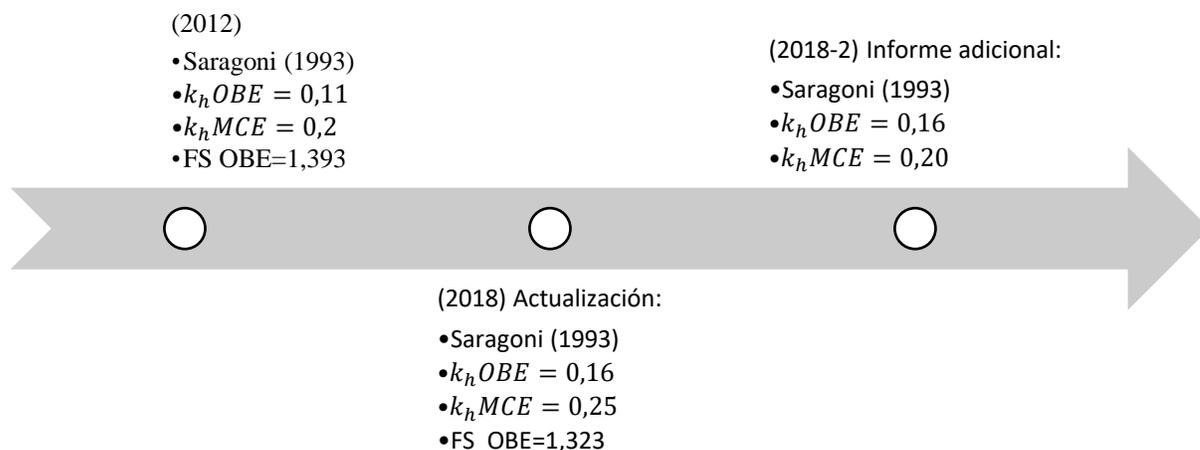


4.5.4. Caso depósito 4

Las características del cuarto depósito en estudio son: embalse de relaves tipo A ubicado en el norte de Chile. El primer informe revisado corresponde al año 2012 en donde se muestran los antecedentes sísmicos, geotécnicos y físicos del depósito. En particular, se entregan valores de PGA OBE=0,38 [g] y PGA MCE=0,79 [g] ambos determinados para un sismo intraplaca de profundidad intermedia. En este mismo informe, se presentan los valores de los coeficientes sísmicos estimados con el método de Saragoni (1993) resultando k_h OBE=0,11 y k_h MCE=0,2. Adicionalmente, se llegaron a FS OBE=1,393.

En el año 2018 se realiza una actualización de los estudios, entregando resultados de coeficientes sísmicos iguales a k_h OBE=0,16 y k_h MCE=0,25 en los que no se especifica el método utilizado para estimarlos. Con estos valores se llegó a FS OBE=1,323 y FS MCE=1,144. Esta disminución del factor de seguridad para el caso operacional se debe exclusivamente al aumento del coeficiente sísmico horizontal.

En último lugar, para fines del año 2018 se realizó un análisis de estabilidad para un depósito de la misma compañía minera que está adyacente al embalse en estudio (se encuentra uno al lado del otro). De este se obtienen los mismos valores de k_h OBE, pero se decide reducir el caso máximo creíble a un valor de 0,2.

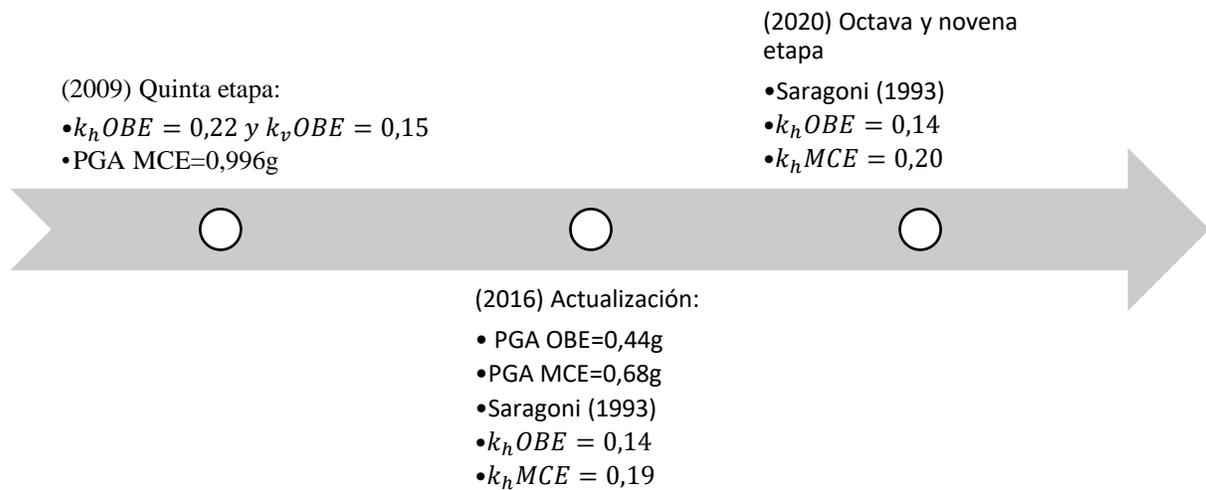


4.5.5. Caso depósito 5

Embalse de relaves tipo C de la zona central de Chile. Este proyecto se desarrolla desde los años 80. El primer informe analizado, corresponde a uno del año 2009 que corresponde a la quinta etapa de crecimiento del proyecto, en este se obtienen coeficientes de operación iguales a k_h OBE=0,22 y k_v OBE=0,15. Además se menciona que el sismo que controla es un con un PGA MCE=0,996 [g] y para alcanzar asentamientos que alcancen la revancha mínima se necesitaría un sismo con un peak de aceleraciones de 2,47 [g].

Para el año 2015 se construye la sexta etapa y para el año 2016 se genera una actualización de los estudios de amenaza sísmica. En particular, se llegan a PGA OBE= 0,44 [g] y para la condición de cierre un PGA MCE=0,68 [g]. Con estos valores y considerando el método de Saragoni (1993) se obtienen coeficientes sísmicos iguales a 0,14 y 0,19 asociados a la condición de operación y de cierre respectivamente. No se tomó en cuenta la componente vertical para la modelación en comparación al año 2015.

El último estudio considerado para esta presa data del año 2020, correspondiente a la octava y novena etapa del proyecto. En este, se obtiene el mismo coeficiente horizontal de operación, sin embargo, para el MCE aumenta su valor a 0,2. De este último informe, se puede apreciar que las propiedades geotécnicas tanto del muro como del suelo de fundación cambian en comparación a los años anteriores, producto de más estudios geotécnicos, lo que influye en el cálculo del factor de seguridad para la condición de cierre.

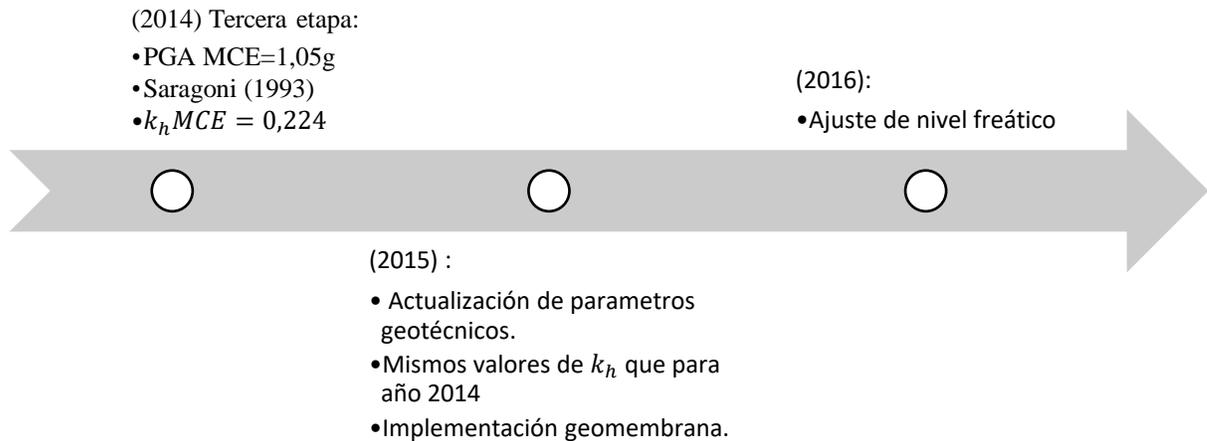


4.5.6. Caso depósito 6

Tranque de relaves tipo C ubicado en el norte de Chile. El primer informe visitado, corresponde a uno del año 2014 correspondiente a la tercera fase del proyecto. En esta se considera exclusivamente el método de Spencer para el método de equilibrio límite con superficies de falla de al menos 1 metro de profundidad. En cuanto a las características sísmicas, se encuentran valores de PGA MCE=1,05 [g] para un sismo intraplaca y los coeficientes sísmicos quedan determinados por el método de Saragoni (1993) obteniendo $k_h MCE=0,224$ para la condición de cierre. Las propiedades geotécnicas del suelo son estimadas de ensayos que datan del año 2011.

En el 2015 se actualizan algunos parámetros geotécnicos como el peso específico de los relaves y las propiedades resistentes del muro. Por otra parte, se decide cambiar el software de cálculo y aparte de tomar superficies circulares, se tomarán también superficies no circulares, en donde el factor de seguridad adquirido será el más crítico de esos dos casos. No obstante, se utilizan los mismos PGA, k_h y criterios de aceptabilidad que en el año 2014.

En 2016, tras revisar informes previos, se optó por conservar los mismos parámetros geotécnicos. No obstante, se ajustó la posición del nivel freático debido a los datos recogidos en los nuevos monitoreos geotécnicos, que revelaron una altura mucho menor a la estimada en los dos años anteriores. Este cambio tuvo un impacto significativo en el cálculo de los factores de seguridad (FS).



A modo de síntesis, en la Figura 25 se presenta como cambiaron los FS de los distintos casos de estudio a través del tiempo. En particular, para el depósito 6 se puede ver cómo aumenta el FS para la condición de cierre debido a un cambio en el diseño, específicamente se implementó una geomembrana que permitió disminuir notablemente el NF dentro del muro, lo que aumentó el factor de seguridad final, sin embargo, luego disminuye debido a una disminución del k_h MCE.

Además, se aprecia el cambio del coeficiente sísmico para el caso MCE, donde por lo general baja su valor o se mantiene constante, excepto para el depósito 3, que tiene una subida de su k_h MCE. Esto se debe principalmente a que en la actualización del estudio de amenaza sísmica crecieron considerablemente los valores de PGA.

Finalmente, se puede observar en la Figura 25 que existe una tendencia a bajar los FS a medida que transcurre el tiempo, de manera de hacer más óptimos los proyectos. Además, del depósito 3 se puede estimar que existe una correlación directa entre el aumento del k_h MCE y una disminución del FS.

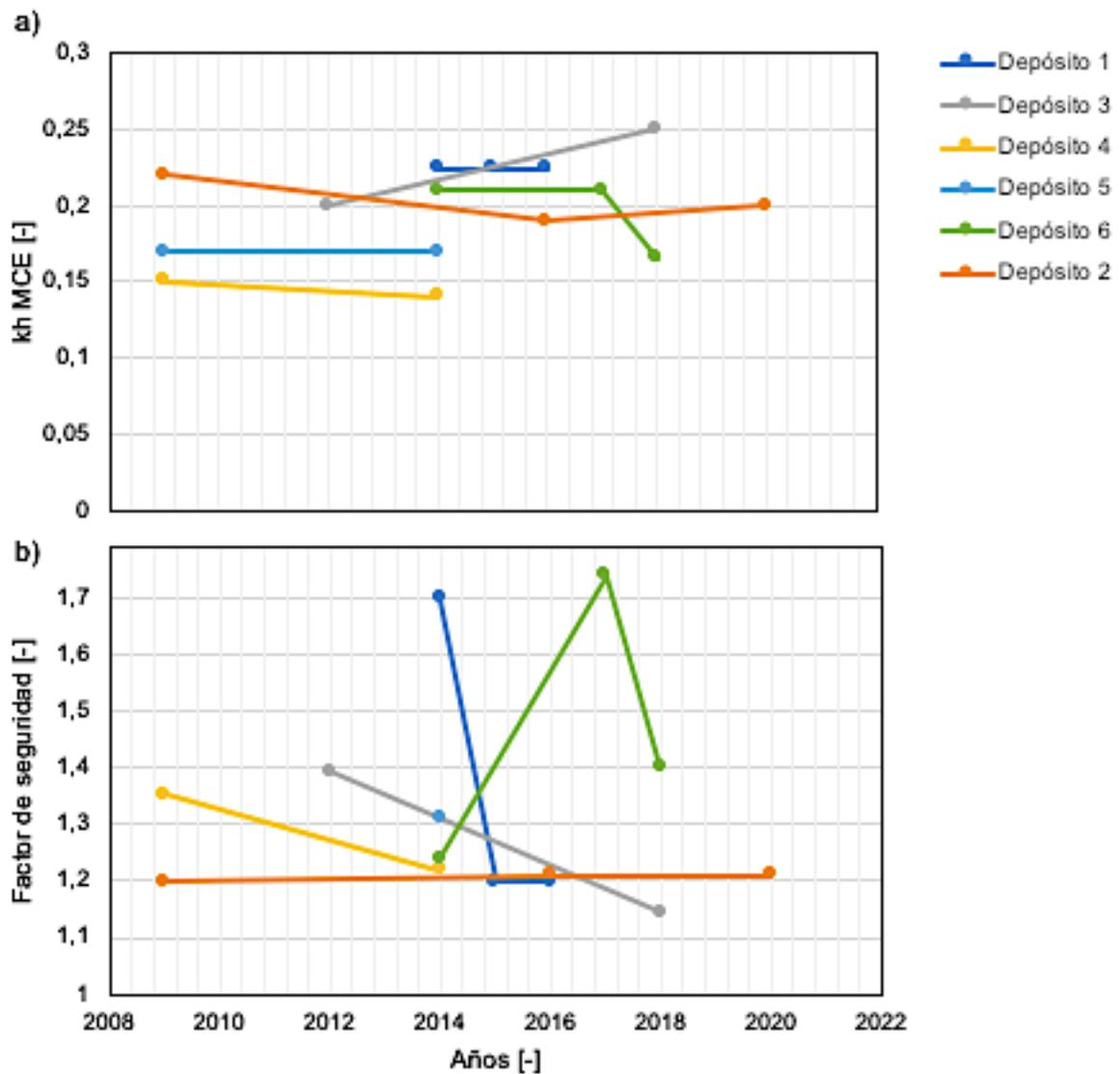


Figura 25: Análisis de la condición de cierre (MCE), a) kh en función del tiempo y b) Factor de Seguridad en función del tiempo.

Capítulo 5: Distribución espacial de coeficientes sísmicos

5.1. Información general

QGIS es un Sistema de Información Geográfica (SIG) de libre acceso que permite desplegar y analizar información geoespacialmente. Este software permite mapear los PGA estimados de los depósitos tanto para el caso operacional como para el máximo creíble, tomando como base los estudios de amenaza sísmicos disponibles, además de los coeficientes sísmicos.

5.2. Coeficiente sísmico horizontal y zonificación NCh433

La Figura 26 muestra los coeficientes sísmicos OBE de 107 casos a lo largo del territorio chileno, de la misma forma que la Figura 27 los muestra para 91 casos en condición MCE. Las figuras muestran también las zonas sísmicas según la normativa chilena NCh 433. En cada una de ellas se adoptó una escala de colores que considera como límite inferior $k_h = 0,12$ y como límite superior $k_h = 0,3$.

En el análisis de las Figura 26 y Figura 27, no se identifica una correlación evidente entre los coeficientes y la zonificación sísmica. A pesar de esto, hay una ligera tendencia a registrar valores más altos de k_h en la zona sísmica 3, que se encuentra más próxima a la costa. Por lo tanto, si complementamos esta información con la Figura 28 efectivamente se obtiene que los valores de k_h en la zona 3 tienden a ser más elevados que aquellos en zonas más cercanas a la cordillera (zona 1). Estos resultados también se ven afectados por los depósitos que calcularon sus coeficientes sísmicos basándose en métodos relacionados con la zona sísmica (indicados en rojo en la Figura 28), considerando que la normativa NCh 433 (1996) señala que la aceleración efectiva máxima es mayor cerca de la costa en comparación con las zonas más alejadas.

Adicionalmente, de estas tres figuras se observa que la mayoría de los depósitos se localizan en la zona 3, seguida por la zona 2 y, por último, la zona 1. Esto se traduce en una variabilidad más amplia de los valores de k_h en la zona 3 en comparación con las demás zonas.

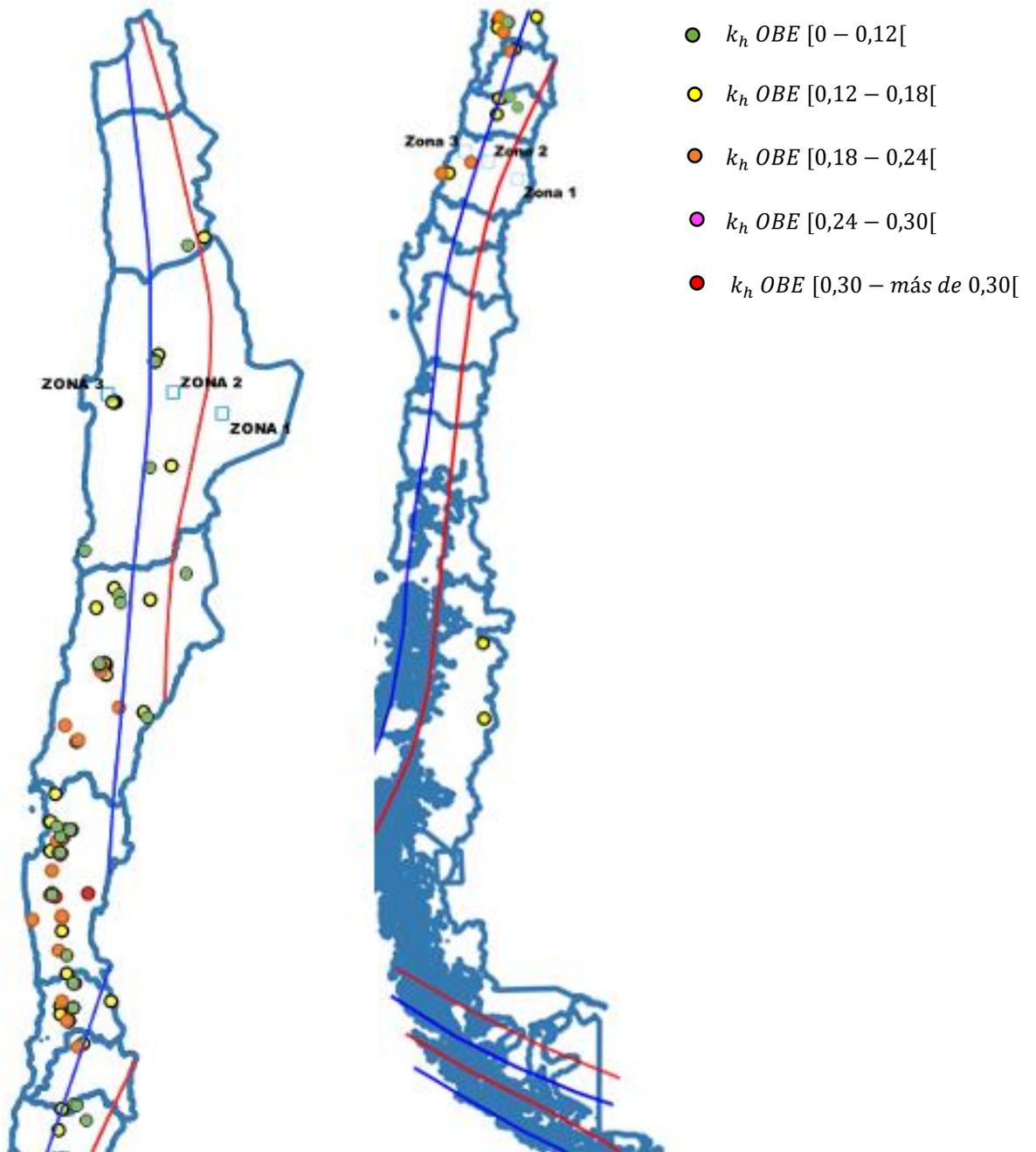


Figura 26: Mapeo $k_h OBE$ a lo largo de Chile.

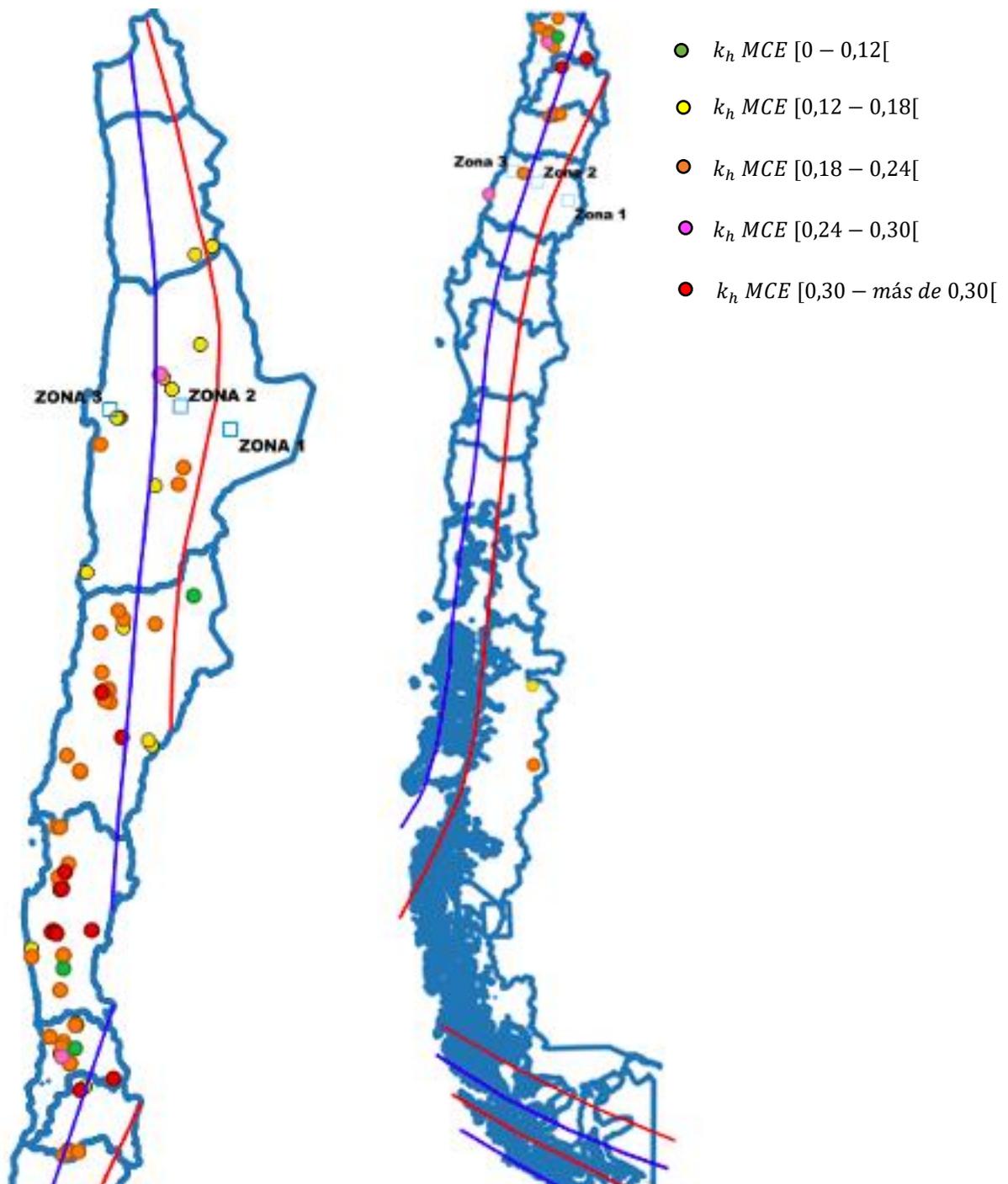


Figura 27: Mapeo de $k_h MCE$ a lo largo de Chile.

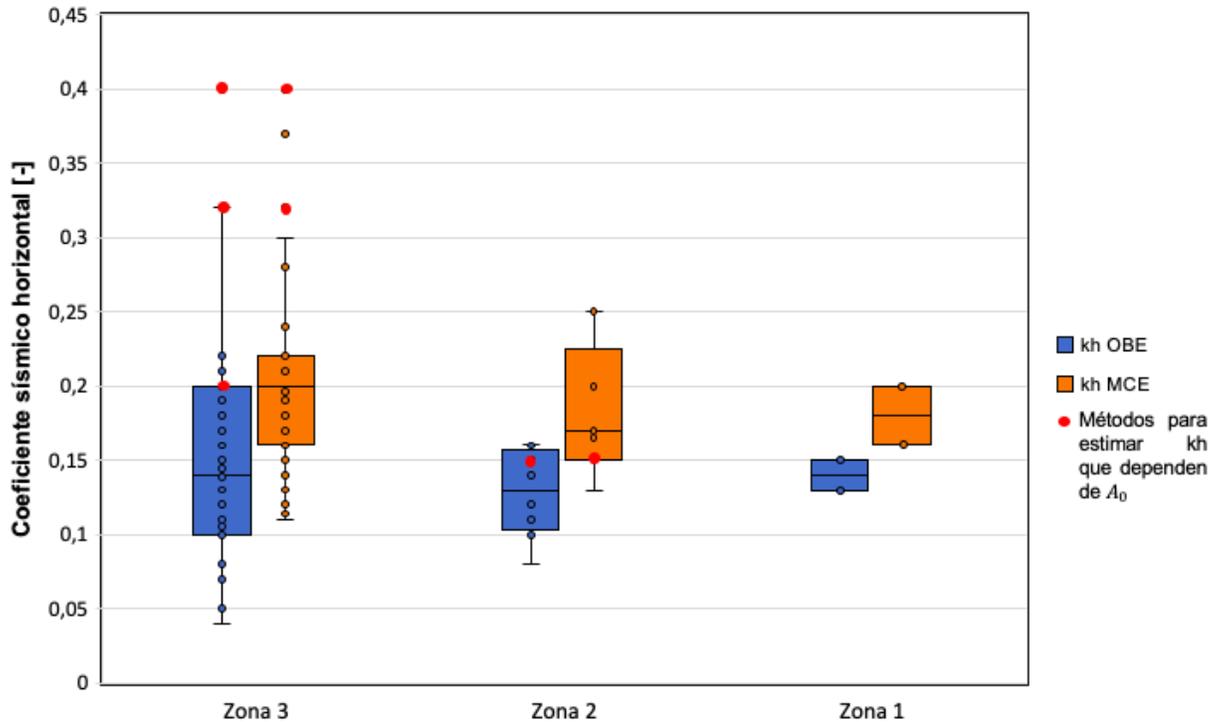


Figura 28: k_h OBE ($N=107$) y k_h MCE ($N=91$), según zonificación sísmica NCh433

5.3. PGA y zonificación NCh433

La Figura 29 y 30 mapean los valores de PGA para los casos OBE y MCE, estimados de los estudios de amenaza sísmica de los depósitos, considerando 64 datos para el caso OBE y 60 casos para el caso MCE.

De estas figuras, a primera vista se puede decir que no existe una relación entre la zonificación sísmica con los PGA obtenidos tanto para el caso OBE como para el MCE. Sin embargo, la Figura 29 muestra que para el caso MCE los valores de PGA son mayores en la zona 2, teniendo un peak en 1,47 [g] en comparación al peak de la zona 3 de 1,22 [g] lo que refuta la idea de que la aceleración máxima siempre será mayor para zonas costeras. De la misma forma, no presenta concordancia con el concepto base de la zonificación planteada por la NCh 433 of. 96.

Además, se pueden ver para el caso OBE mayores variaciones y valores del k_h en la zona 3, producto de una mayor cantidad de datos. Finalmente, se puede notar que en el caso MCE controlan las aceleraciones superiores a 0,45[g] (para todas las zonas), mientras que para el caso OBE se puede ver una mayor variabilidad con valores mínimos y máximos de 0,1[g] y 1 [g] respectivamente.

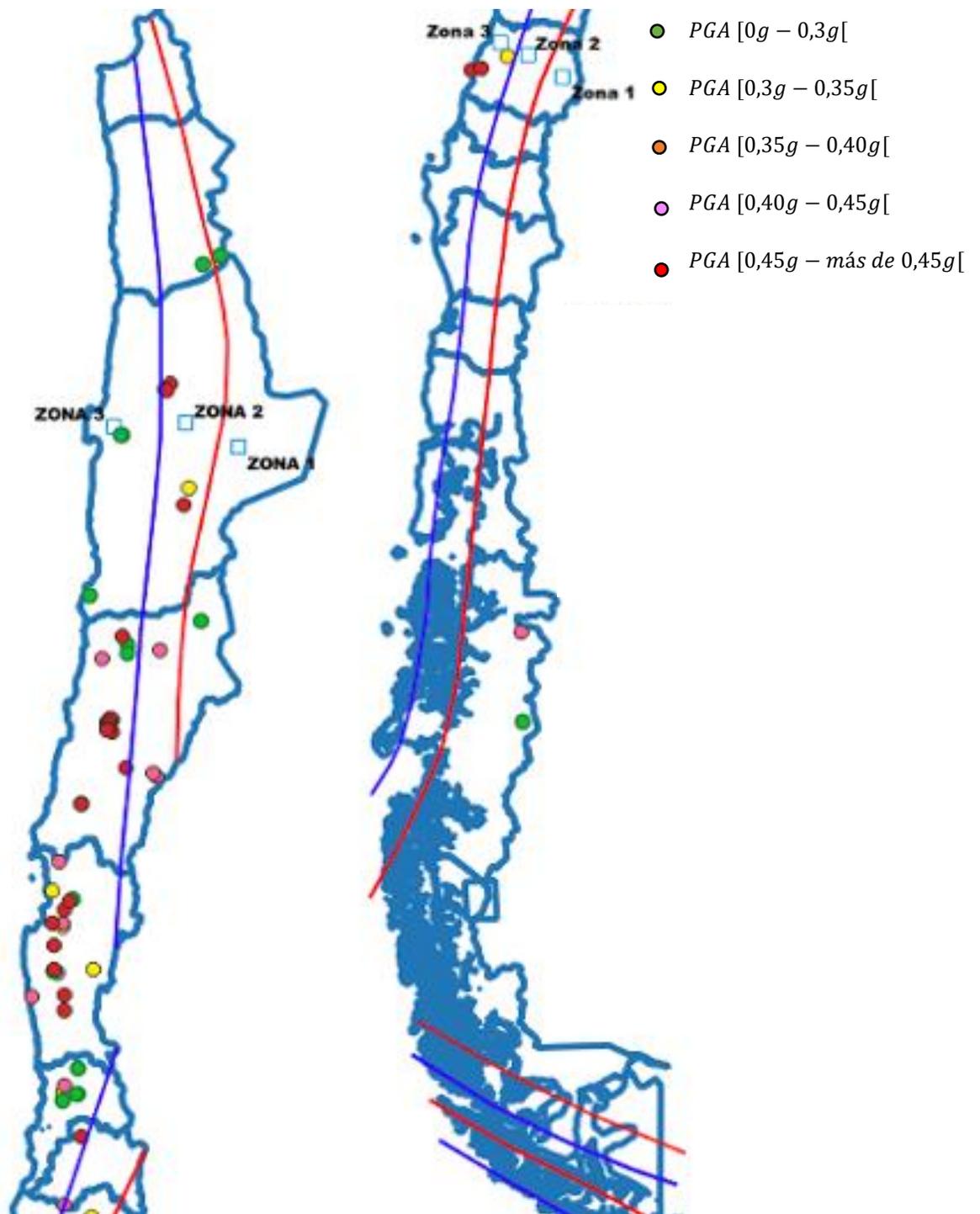


Figura 29: Mapeo PGA OBE a lo largo de Chile

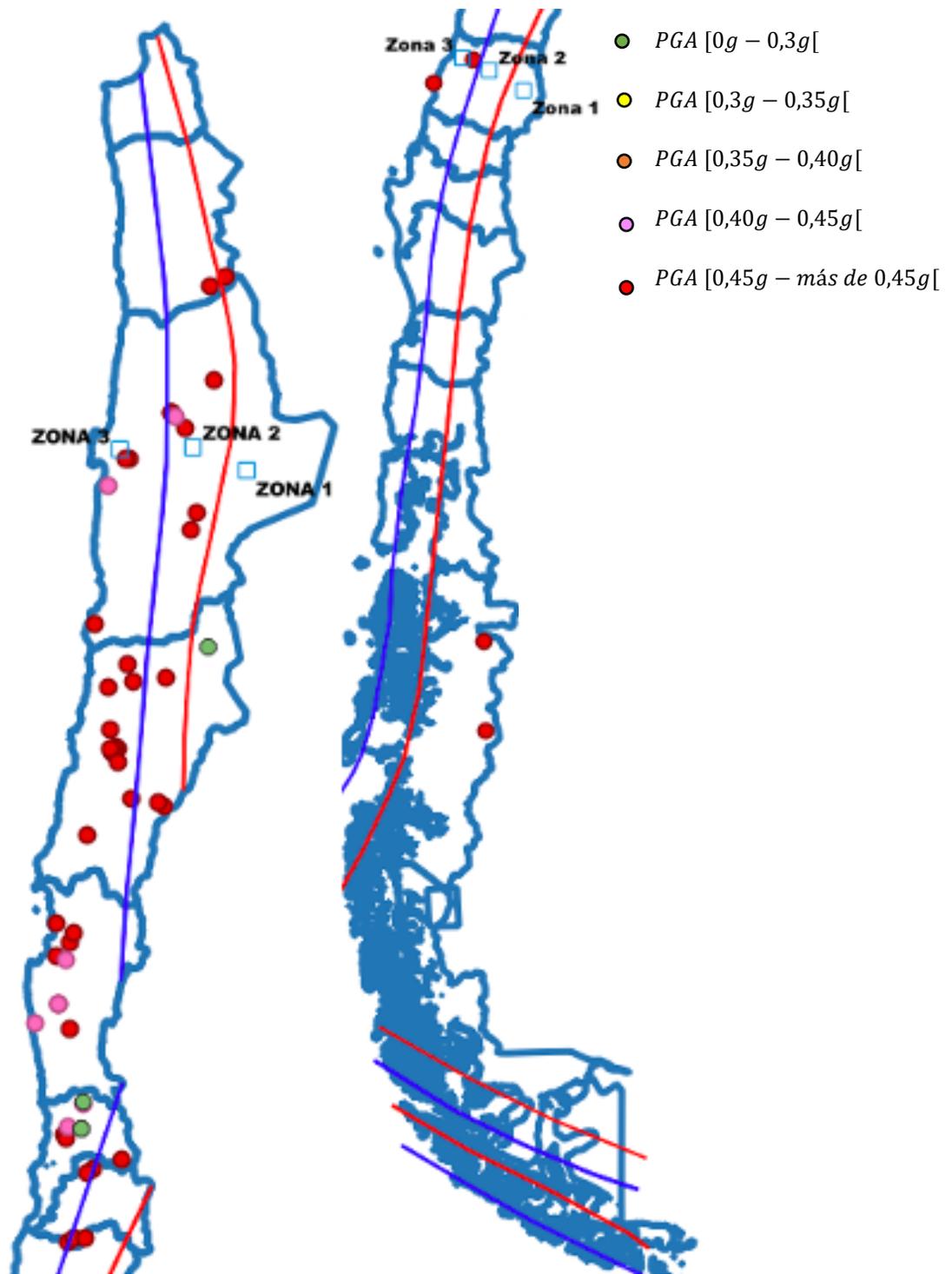


Figura 30: Mapeo PGA MCE a lo largo de Chile.

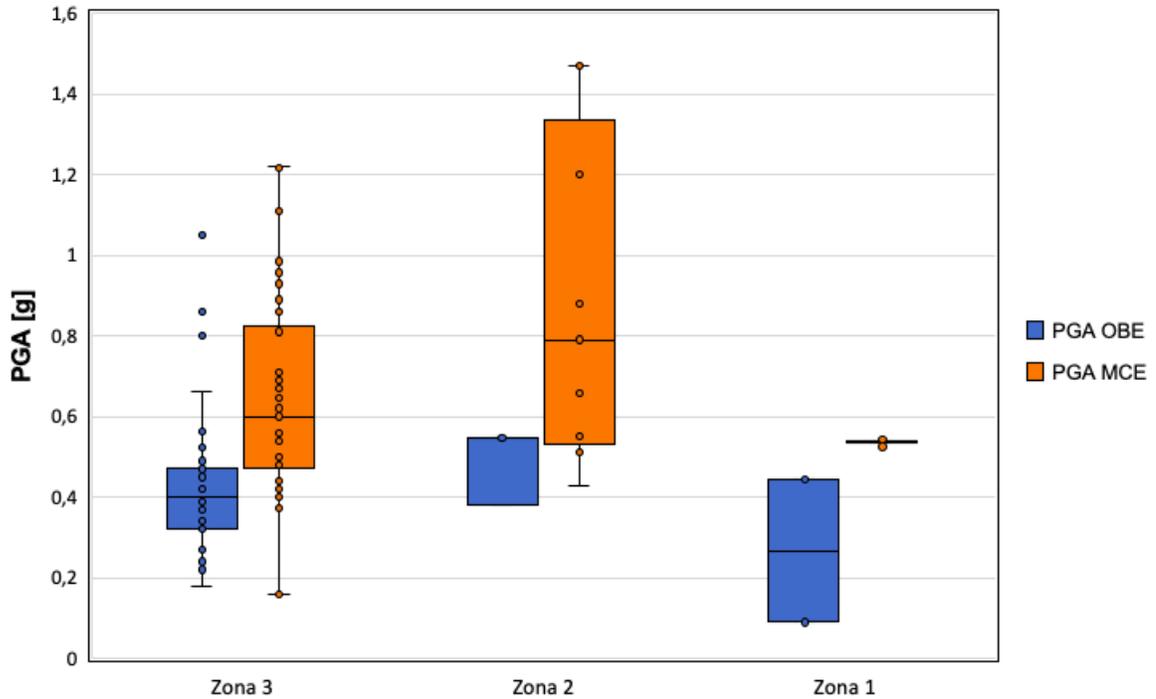


Figura 31:PGA OBE (N=53) y PGA MCE (N=57) según zonificación NCh433

Finalmente, se reconoce que los periodos de retorno de los casos OBE y MCE son distintos entre sí, con valores usuales de 475 y 2475 años respectivamente. Por lo tanto, si se quisiera hacer un análisis exhaustivo, se deberían estandarizar estos valores ya que las compañías consultoras determinan valores que varían considerablemente con respecto a este estándar. No obstante, dada la amplia muestra de casos disponibles, es posible llevar a cabo un análisis comparativo efectivo.

5.3.1. Tipos de sismos

Complementando los temas abordados anteriormente, es posible examinar la influencia del tipo de sismo en la determinación del coeficiente sísmico. Para esta evaluación, la cantidad de casos disponibles es menor que en los análisis previos, debido a que no en todos los casos se especificó el tipo de sismo utilizado para estimar los valores de PGA.

La Tabla 10 resume la cantidad de casos para cada tipo de sismo. Es importante destacar, que Interplaca se refiere sismos “Interplaca tipo Thrust” y que Intraplaca se refiere a sismos “Intraplaca de profundidad intermedia”. Esta información no quiere decir que no existan otros mecanismos focales en Chile, sino que los informes de amenaza sísmica consideraron sólo estos tres tipos de sismos los más críticos para los depósitos.

Tabla 10: Cantidad de casos según tipo de sismo OBE y MCE

Tipo de sismo	Caso OBE	OBE (%)	Caso MCE	MCE (%)
Cortical	1	3	1	3
Interplaca	13	39	14	37
Intraplaca	19	58	23	60
Total	33	100	38	100

La Figura 32 muestra los coeficientes sísmicos OBE y MCE en función del tipo de sismo (interplaca, intraplaca y cortical). Se puede observar que sólo un depósito consideró un sismo cortical como el más crítico, tanto para el caso OBE como el MCE. En el resto de los casos, los sismos interplaca e intraplaca controlan los casos OBE y MCE.

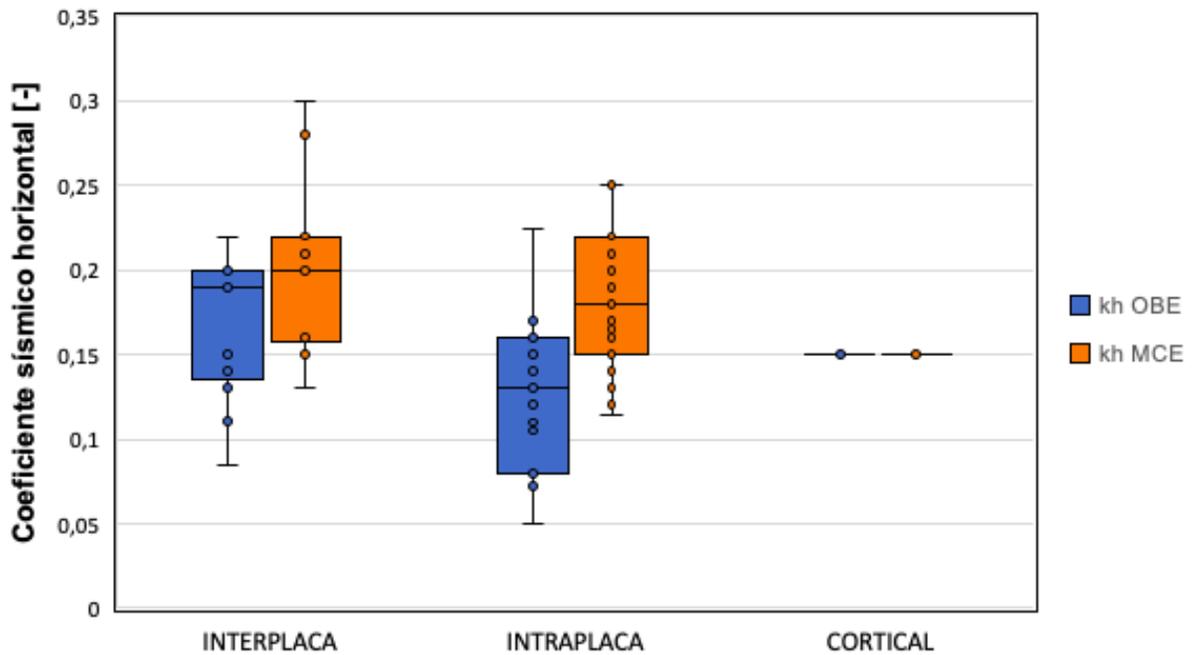


Figura 32: k_h OBE ($N=33$) y k_h MCE ($N=38$), según tipo sismo NCh433.

Capítulo 6: Discusión

6.1. Métodos para estimar k_h

El método propuesto por Saragoni (1993) ha demostrado ser efectivo en Chile, dado que la mayoría de los depósitos en el país han adoptado este enfoque, según lo que se ha visto en este trabajo- y han resistido con éxito sismos significativos como el terremoto de El Maule en 2010 ($M_w=8,8$) y el de Illapel en 2015 ($M_w=8,3$). No obstante, cabe destacar que este método se centra exclusivamente en el PGA del sitio y no toma en cuenta las propiedades geométricas y geotécnicas, ni la variabilidad en la ubicación de la masa potencialmente deslizante dentro de la estructura, según lo señalado por Seed y Martin (1966).

En relación con el método $k_h=PGA$, se puede decir que está relacionada con el comportamiento rígido de un cuerpo. En este caso, las aceleraciones serán uniformes en toda la presa e iguales en todo momento a las aceleraciones del suelo, lo cual tiene una serie de limitaciones. La primera, es que las presas de tierra suelen responder de diferente manera a un sismo, por ejemplo, presas de gran altura suelen tener periodos fundamentales mayores a las de menor altura, lo que sería una condicionante en la respuesta dinámica de la estructura. En segundo lugar, la aceleración máxima sólo se desarrollará en la presa durante un breve periodo de tiempo. Por lo tanto, se puede decir que esta solución es conservadora para los casos de estudio. Sin embargo, si se llegara a adoptar, se necesita un valor de PGA de estudios de amenazas sísmicas y no de métodos simplificados.

En cuanto a los métodos que se basan en las deformaciones admisibles, como las de Bray et al. (2018), se puede decir que tienen una componente de incertidumbre considerable, ya que contienen muchos parámetros que son difíciles de estimar con exactitud, como lo es el periodo fundamental de la masa deslizante. Además, dependen de las deformaciones admisibles que se consideren en el proyecto y no existe una estandarización que indique este valor admisible. Si bien el desplazamiento que consideran estos métodos es horizontal, se relacionan con los asentamientos, y su relación con la revancha, que es un desplazamiento vertical.

El método del D86, que depende del número de habitantes a la zona aledaña al proyecto, se puede decir que no tiene ningún sustento físico, sino más bien de riesgo, debido a que considera las consecuencias de una posible rotura de presas. De la Figura 11 se puede ver que la mayor parte de los depósitos que consideraron este método supone la existencia de pocas personas dentro de la zona de peligro (o distancia peligrosa) o que no habita gente cerca del proyecto, lo que resulta en un k_h cercano a 0,1, valor bajo si se considerara un depósito en una zona con altos valores de PGA.

6.2. Limitaciones

Las limitaciones de este estudio radican en la disponibilidad y el rigor de los informes a los que se tuvo acceso durante la creación del catastro. Como se describió en la sección metodológica, se

recopilaron documentos de una variedad de fuentes, tanto públicas como privadas, resultando en una amplia gama de información. Al aplicar criterios de ingeniería para interpretar los datos, se derivaron distintas conclusiones para un mismo proyecto. Esto presentó el desafío de establecer un enfoque uniforme y objetivo para todos los casos analizados, con el fin de desarrollar esta tesis de manera cohesiva y estructurada.

6.3. Presas de altura mayor a 100 m

Se examinaron nueve presas activas de más de 100 m de altura con el objetivo de evaluar sus características comunes. Existen 7 casos que se ubican en zona 3 y dos casos que se ubican en zona 2. Existen cinco embalses y cuatro tranques (todos convencionales). Además, a pesar de ser depósitos convencionales, dos de ellos depositan relaves espesados, con el objetivo de reutilizar esa agua en otro proceso minero.

Si consideramos el valor de sus coeficientes sísmicos MCE, se puede decir que van desde 0,15 a 0,224 lo que corresponde a un rango acotado en comparación con los depósitos medianos o pequeños. Este efecto puede producirse debido a que, para presas altas no se utilizan métodos simplificados, ya que lo que se espera es optimizar lo más posible el diseño, manteniendo la seguridad de las instalaciones.

De los nueve casos, seis consideraron el método de Saragoni (1993), dos la de Saragoni (1993) Modificada, mientras que uno consideró la de Bray y Travasarou (2007). Por otra parte, sólo un depósito consideró el efecto de la componente vertical del sismo (k_v) para la modelación y cinco depósitos sólo consideraron un k_h MCE, es decir, no consideraron el caso OBE, ya que el caso de cierre vendría siendo el peor de los casos.

Al discutir los factores de seguridad (FS), es destacable que inicialmente todos los casos muestran un FS estático superior a 1,7, lo cual es considerablemente alto en comparación con el criterio de aceptabilidad estándar de 1,4. En cuanto a los FS pseudoestáticos, se observa que todos los casos mantienen un FS MCE de 1,2, aunque estos tienden a aproximarse a este valor.

La respuesta de estas estructuras a las sollicitaciones sísmicas debe evaluarse con atención especial debido al potencial de amplificación y a la variabilidad en las propiedades de los materiales dentro del gran volumen de la presa.

6.4. Variabilidad temporal

El estudio de la variabilidad temporal representa un desafío significativo debido a la multitud de factores intervinientes. Es esencial considerar cómo los métodos evolucionan a lo largo del tiempo, abarcando desde variaciones en las técnicas de construcción hasta modificaciones en la aproximación de los coeficientes sísmicos. Además, es importante reconocer que la variabilidad de los parámetros geotécnicos, tales como el peso unitario, la cohesión y el ángulo de fricción de los

materiales, juega un rol crucial, ejerciendo una influencia considerable en el valor final del factor de seguridad (FS).

Es importante reconocer de la Figura 25 que hay casos en donde en un “periodo corto de tiempo”, si se compara con el tiempo que va a estar operando el depósito de relaves, hubo cambios considerables tanto para la estimación de los coeficientes sísmicos, como para los factores de seguridad. Por lo tanto, se recalca la idea de que exista una trazabilidad de la información a través del tiempo, independientemente de la compañía consultora que realiza los estudios, ya que muchas veces al cambiar la empresa contratista se llevan a cabo análisis que no tienen en cuenta la continuidad y consistencia de la información.

En resumen, la combinación de varias variables es la razón por la cual los factores de seguridad varían en cada etapa del proyecto. También es clave mencionar que realizar estudios más completos y detallados de los materiales ayuda a disminuir la incertidumbre del análisis. Sin embargo, aun con estos estudios, la variabilidad sigue siendo un aspecto notable del problema.

6.5. Depósitos aguas arriba

Para el método constructivo aguas arriba existen 6 depósitos analizados, todos casos inactivos. Un depósito estimó su k_h con el método de $k_h = A_0$ y los otros cinco con el método del D86 dependiente del número de habitantes cercanos a la “Zona peligrosa”. Específicamente, ninguno contaba con habitantes cercanos a la zona del proyecto, por ende, llegaron a valores de $k_h = 0,1$ lo cual es bajo si se compara con las medias de los resultados obtenidos para los demás métodos.

Esta información es importante tenerla en cuenta debido a que, si bien los depósitos no están operando, seguirán presentes en el lugar donde fueron construidos. Por lo tanto, se recomienda tomar medidas de control para este tipo de casos, con el objetivo de evitar una falla que provoque serios daños ambientales, sociales y económicos.

Capítulo 7: Conclusiones y recomendaciones

7.1. Conclusiones

Los depósitos analizados abarcan todo tipo de instalación, ya sea embalses, tranques, depósitos filtrados, depósitos en pasta y piscinas de relaves, manteniendo las proporciones del catastro completo del SERNAGEOMIN del año 2022. De los 125 depósitos analizados, 73 son activos y el resto no activos.

En cuanto a los métodos empleados, el que predomina es el de Saragoni (1993) en el 44% de los casos analizados para terremotos máximos creíbles. Los coeficientes sísmicos horizontales definidos con este método pueden ser considerados como una envolvente inferior de los valores adoptados en la práctica chilena (Figura 13). Dado que este método no fue desarrollado específicamente para el caso de depósitos de relaves, se plantea como desafío a futuro la revisión de su pertinencia en el diseño de presas de gran altura y con distintas materialidades.

Gran parte de los depósitos no-activos, ya sean inactivos y abandonados, consideraron métodos para estimar los coeficientes sísmicos horizontales que no se ocupan en la actualidad, como, por ejemplo, los métodos del DS86, $k_h = A_0$ y el de Seed (1967). Por otro lado, se infiere que los depósitos pequeños consideraron coeficientes sísmicos más altos. Esto debido, principalmente, a que la pequeña minería invierte menos en estudios y se opta por utilizar métodos más simples, como el de la guía de la pequeña minería, $k_h = \alpha \cdot PGA$ y $k_h = PGA$.

Las presas de mayor tamaño, sobre 100 m de altura, presentan un rango más acotado de coeficientes sísmicos que varían entre 0,11 y 0,23. Sin embargo, para presas medianas y pequeñas existe una mayor variabilidad, entre 0,04 y 0,4. El origen de esto radica en que los depósitos medianos y pequeños consideraron una mayor cantidad de métodos para estimar sus coeficientes sísmicos.

Los resultados de este estudio indican que los k_h adoptados para la condición de un terremoto máximo creíble varían entre 0,11 y 0,4, mientras que para una condición de terremoto operacional varían entre 0,04 y 0,4. Mas aún, de los casos activos, se llega a que en Chile el rango más común para un coeficiente sísmico operacional es de 0,14 a 0,16, mientras que para el MCE es de 0,20 a 0,22.

En la práctica chilena, lo más común es considerar dos decimales en el valor del coeficiente sísmico. Sin embargo, queda a criterio de cada consultora de qué manera aproximar estos resultados.

Por otro lado, sólo 22 de los 125 depósitos consideraron el efecto del sismo vertical en sus análisis, de los cuales la mayoría correspondía a depósitos tipo C. Esto se atribuye a la ausencia de requerimientos de k_v en las normativas.

El análisis de los factores de seguridad en los depósitos de relaves se llevó a cabo utilizando programas computacionales, junto con enfoques alternativos en seis instancias. Además, se puede ver una leve tendencia a que los factores de seguridad disminuyan a medida que aumenta el coeficiente sísmico.

El número de secciones transversales utilizados en los análisis de equilibrio límite depende de la geometría y singularidades de una presa, con el objetivo de modelar los casos más desfavorables. La pequeña minería, por lo general, sólo considera un perfil, ya que la geometría de las presas pequeñas es más simétrica y sin tantas irregularidades.

Los asentamientos relativos máximos en el coronamiento del muro principal estimados con métodos numéricos para una sollicitación de tipo máximo creíble en 27 casos muestran que en el 67% de los casos se presentan valores menores al 1 %, mientras que sólo en 2 casos se supera el 2%.

La mayor parte de los casos analizados consideran sismos de tipo intraplaca de profundidad intermedia (IPI) para el diseño en condición MCE y OBE, lo que puede ser un indicador de que este tipo de sismo, por lo general, es más crítico al estimar los PGA para el caso del norte de Chile. Adicionalmente, existe una relación geográfica entre la zona sísmica 2 y los sismos intraplaca, por ende, se infiere que este tipo de sismo está relacionado a PGAs más altos (Figura 31). Sin embargo, los coeficientes sísmicos horizontales calculados a partir de distintos mecanismos focales no difieren considerablemente.

La diversidad de métodos y resultados destaca la complejidad de la estimación de los coeficientes sísmicos en depósitos de relaves, lo que puede orientar futuras investigaciones para mejorar la seguridad y estabilidad de este tipo de estructuras.

7.2. Recomendaciones

En esta última subsección se realizarán una serie de recomendaciones en función de los resultados obtenidos en este trabajo:

1. Para comenzar, se propone seguir complementando el catastro creado en este trabajo con más información actualizada y así poder realizar estudios detallados que permitan analizar la práctica chilena y llevar un control más transversal de los proyectos.

2. Por otra parte, se aconseja generar más estudios que comparen la diferencia entre la estimación de coeficientes sísmicos, para sismos interplaca e intraplaca en el caso chileno.
3. En tercer lugar, se recomienda exhaustivamente para todo tipo de depósito, invertir en estudios geotécnicos tanto para la etapa conceptual como para la de detalle. Esto podría ayudar a optimizar el proyecto en el futuro y disminuir la propagación de incertidumbre del problema.
4. Seguir estudiando y evaluando nuevos métodos que permitan estimar coeficientes sísmicos involucrando aspectos geométricos y de amenaza sísmica.
5. Realizar más análisis numéricos para estimar deformaciones dentro de la presa, a pesar de que no se exija de manera legal en depósitos tipo A. Con esto se podría tener una data más robusta que permita obtener correlaciones entre coeficientes sísmicos y deformaciones relativas de la presa.
6. Para las actualizaciones de los estudios de estabilidad, considerar la utilización de la nueva ecuación de Saragoni y Garrido (2022) para sismos intraplaca, ya que podría ayudar a optimizar el proyecto.
7. Considerar como cota máxima un valor de coeficiente sísmico horizontal MCE igual a 0,35, ya que para casos en donde se tiene PGA del orden de 1,2 [g] siguen estando por debajo de este valor (ver análisis de Figura 13).
8. Tener cuidado con la implementación de métodos por desplazamientos, como por ejemplo Bray et al. (2018), dado que al considerar parámetros de entrada que tienen una gran variabilidad, se tiende a propagar mucha incertidumbre en el valor del coeficiente sísmico.
9. No usar el método que propone el D86 que depende de la cantidad de personas que vive aledaña al proyecto. Esta ecuación carece de sentido físico y la normativa está derogada hace una más de 16 años.
10. No utilizar métodos simplificados de obras civiles. Por ejemplo, el caso de la utilización del coeficiente sísmico de la normativa NCh433 ponderando el valor por un factor R de modificación de respuesta y por un coeficiente de importancia I.
11. Actualizar los estudios de amenaza sísmica según los datos actuales. Existen muchos casos en donde se toman informes con décadas de antigüedad debido a la falta de información.

Glosario de siglas

A₀: Aceleración efectiva máxima del terreno según NCh443 of 96 mod. 2012.

ANCOLD: Australian National Committee on Large Dams.

CDA: Canadian Dam Association.

FS: Factor de seguridad.

H: Altura máxima del muro principal del depósito (m).

ICOLD: International Commission on Large Dams.

k_h : Coeficiente sísmico horizontal.

k_v : Coeficiente sísmico vertical.

MCE: Maximum Credible Earthquake.

OBE: Operating Basis Earthquake.

PGA: Aceleración máxima del terreno.

RCA: Resolución de Calificación Ambiental.

SERNAGEOMIN: Servicio Nacional de Geología y Minería de Chile.

USSD: U.S. Society on Dams.

UTM: Universal Transverse Mercator (Sistema de coordenadas Universal Transversal de Mercator).

Bibliografía

1. Azam, S. & Li, Q. (2010). Tailings dam failures: A review of the last one hundred years. *Geotechnical News*, 28(4), pp. 50–53. <https://ksmproject.com/wp-content/uploads/2017/08/Tailings-Dam-Failures-Last-100-years-Azam2010.pdf>
2. Barrera, E., y Campaña, J. (2004). Evaluación de la estabilidad sísmica de presas de relaves. *Dyna*, 71(143), 163-173.
3. Bowker, L. N., & Chambers, D. M. (2015). The risk, public liability and economics of tailings storage facility failures. *Earthwork Act*, 24, 1-56.
4. Bray, J. D. & Sancio, R. B. (1986). Site-specific seismic response analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(2), 101-118.
5. Bray, J. D. & Travasarou, T. (2007). Simplified Procedure for Estimating Earthquake induced Deviatoric Slope Displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(4), pp. 381–392. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:4\(381\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:4(381))
6. Bray, J. D., Macedo, J. & Travasarou, T. (2018). Simplified Procedure for Estimating Seismic Slope Displacements for Subduction Zone Earthquakes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(3). [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001833](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001833)
7. Cacciuttolo Vargas, C., & Marinovic Pulido, A. (2022). Sustainable management of thickened tailings in Chile and Peru: A review of practical experience and socio-environmental acceptance. *Sustainability*, 14(17). <http://dx.doi.org/10.3390/su141710901>
8. Carvajal Arroyo, M. I. (2018). *Desarrollo de una metodología para análisis de estabilidad física de depósitos de relaves*. [Memoria para optar al título de Ingeniera Civil, Universidad de Chile]. Repositorio Académico de la Universidad de Chile. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/152946>
9. Diaz, J. (2019). Reutilization, recycling and reprocessing of mine tailings, considering economic, Technical, environmental and social features, a review [Master's Thesis, Montain Universitát Leoben]. <https://pureadmin.unileoben.ac.at/ws/files/4103485/AC15461261n01.pdf>
10. Decreto 86 de 1970 [Ministerio de Minería]. Reglamento de Construcción y Operación de Tranques de Relaves. 31 de julio de 1970. <https://www.bcn.cl/leychile/navegar?idNorma=193450>
11. Decreto Supremo 248 de 2007 [Ministerio de Minería]. Reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves. 29 de diciembre de 2006. https://www.sernageomin.cl/wp-content/uploads/2023/07/DS248_Reglamento_DepositosRelave.pdf

12. Decreto 50 de 2015 [Ministerio de Obras Públicas]. Aprueba reglamento a que se refiere el artículo 295 inciso 2°, 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 legal. 13 de enero de 2015. <https://dga.mop.gob.cl/legislacionynormas/normas/Reglamentos/DECRETO-MOP-N-50-DEL-13-01-2015-APRUEBA-REGLAMENTO-OOMM.pdf>
13. Instituto Nacional de Normalización (2012). *Diseño sísmico de edificios NCh433. Of 1996. Modificada en 2012.*
14. Ministerio de Minería (2018). Estudios de normativas internacionales de diseño, construcción, operación, cierre y post cierre de depósitos de relaves.
15. Newmark, N. M. (1965). Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. *Geotechnique*, 15(2), 139-160.
16. Noda, S., Uwabe, T., & Chiba, T. (1975). Relation between seismic coefficient and ground acceleration for gravity quay wall. *Report of the Port and Harbour Research Institute*, 14(4), 67-111.
17. Ramírez, N. (2007). *Guía técnica de operación y control de depósitos de relaves.* <https://www.sernageomin.cl/wp-content/uploads/2018/12/GuiaTecOperacionDepRelaves.pdf>
18. SERNAGEOMIN (2022). Catastro de Depósitos de Relaves en Chile. <https://www.sernageomin.cl/datos-publicos-deposito-de-relaves/>
19. SERNAGEOMIN (2018). *Preguntas frecuentes sobre relaves.* <https://www.sernageomin.cl/wp-content/uploads/2018/01/Preguntas-frecuentes-sobre-relaves.pdf>
20. Saragoni, G.R. (1993). Estimación de coeficientes sísmicos a partir de registros de terremotos. *Revista Internacional ed. Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 9(1), 67-76.
21. Saragoni, G.R., & Garrido, B. (2022). Estimación de coeficientes sísmicos a partir de registros de terremotos utilizando técnicas de aprendizaje automático. *Ingeniería sísmica*, 108, 45-54.
22. Seed, H. B. (1967). Earthquake-resistant design of earth dams. *Canadian Geotechnical Journal*, 4(1), 1-27. <https://doi.org/10.1139/t67-001>
23. Seed, H. B., & Martin, G. R. (1966). The seismic coefficient in earth dam design. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 92(3), 25-58.

Anexo

Tabla 11: Catastro de depósitos de relaves analizado.

DEPÓSITO	k_h OBE	k_h MCE	k_v OBE	k_v MCE	MÉTODO	H MURO (m)	AC OBE (g)	AC MCE (g)	DEF VERT. (m)	DEF HORIZ. (m)	Nº PERFILES	TIPO	ZONA	MECANISMO OBE	MECANISMO MCE	FS OBE	FS MCE	FS ESTÁTICO	ESTADO INSTALACION	VOL AUTORIZADO
1	0,16	0,25	0	0	Saragoni 1993	45	0,548	1,47			10	C	2	INTRAPLACA	INTRAPLACA	1,13	1,03	1,5	INACTIVO	1350000
2	0,144	0,196	0	0	Saragoni 1993	11	0,48	0,708	0,03	0,04	3	A	3			1,48	1,06	2,56	ACTIVO	
3	0,2	0,37	0	0	0,4*Amaz	52	0,49	0,929	0,4	0,95	1	C	3			1,58	1,07	3,15	ACTIVO	6380000
4		0,16	0	0,11	Saragoni 1993	15		0,54			2	B	3		INTERPLACA		1,1	1,52	INACTIVO	32650
5	0,22	0,3	0	0	Saragoni 1993	23	0,86	1,11				B	3	INTERPLACA	INTERPLACA	1,3	1,14		ACTIVO	51400
6	0,11	0,2	0	0	Saragoni 1993	10	0,38	0,79			9	A	2	INTRAPLACA	INTERPLACA	1,323	1,144	1,747	INACTIVO	672981
7	0,18		0	0	Saragoni 1993	60	0,478	0,544			2	C	3			1,27	1,16	2,07	ACTIVO	26277066
8	0,072	0,114	0	0	Saragoni 1993	37,2	0,24	0,38			2	C	3	INTRAPLACA	INTRAPLACA	1,4	1,2	1,7	ACTIVO	14800000
9	0,072	0,14	0,047	0,09	Saragoni 1993		0,24	0,41			1	C	3	INTRAPLACA	INTRAPLACA		1,2	1,7	ACTIVO	531865
10		0,15	0	0	Saragoni 1993	150		0,41			5	C	3		INTERPLACA		1,2	1,6	ACTIVO	297000000
11	0,12	0,15	0	0	Saragoni 1993	31	0,249	0,373			2	C	3			1,4	1,2	1,8	INACTIVO	1625000
12	0,08	0,15	0	0	Saragoni 1993	55,5	0,27	0,51	0,4		2	C	3	INTRAPLACA	INTRAPLACA	1,4	1,2	1,7	INACTIVO	196000000
13	0,11	0,15	0	0	Saragoni 1993	14	0,38	0,51				A	3			1,25	1,2	1,56	ACTIVO	
14		0,16	0	0	Saragoni (1993) modificada	167		0,957	1,95	2,35	4	C	3		INTRAPLACA		1,2	2,5	ACTIVO	156666666
15		0,16	0	0	kh=PGA	9		0,16			1	A	3				1,2	2,16	ACTIVO	49950
16		0,2	0	0,13	Sin especificar	73		0,56			1	C	3				1,2	1,7	ACTIVO	68965517
17	0,13	0,2	0,08	0,13	Saragoni 1993	12	0,42	0,72			2	A	3	INTRAPLACA	INTRAPLACA	1,4	1,2	2,1	ACTIVO	1400000
18	0,14	0,21	0,09	0,14	Saragoni 1993	50	0,45	0,86			2	C	3	INTRAPLACA	INTRAPLACA	1,47	1,2	2,26	ACTIVO	300000000
19	0,16	0,21	0	0	Saragoni 1993	80	0,53	0,81	0,5	0,7		C	3	INTRAPLACA	INTERPLACA		1,2	2,2	ACTIVO	11733334
20		0,22	0	0	Saragoni 1993+Nch433			0,6			5	A	3				1,2	2	INACTIVO	205120
21		0,224	0	0	Saragoni 1993	157		1,05	2,8		1	C	3	INTRAPLACA	INTRAPLACA		1,2	1,7	ACTIVO	337078651

22	0,2	0,22	0	0	Saragoni 1993	10	0,8	1			1	A	3	INTERPLACA	INTERPLACA	1,249	1,205	1,885	ACTIVO	60864
23	0,084	0,16	0,06	0,11	Saragoni 1993	35,5	0,28	0,54				C	3	INTERPLACA	INTERPLACA		1,21	1,2	ACTIVO	8266666
24	0,12	0,18	0	0	Iterando hasta llegar a FS requerido	15,7					1	B	3			1,336	1,215	1,648	INACTIVO	414000
25	0,15	0,2	0	0	Entre 1/3 y 1/2 de Amax	23	0,09	0,54	0,02	0,05 m	3	B	1	CORTICAL	INTERPLACA	1,359	1,218	1,986	INACTIVO	6650000
26	0,1107	0,2	0	0	Bard et al 2005	12,5	0,369				1	A	3	INTERPLACA	INTERPLACA	1,485	1,227	1,856	INACTIVO	570000
27	0,13	0,15	0	0	Saragoni 1993	288	0,42	0,48			1	C	3			1,28	1,23	1,72	ACTIVO	318400000
28	0,15	0,2	0	0	Saragoni 1993+Nch433	10	0,4				1	A	3			1,39	1,23	3,5	ACTIVO	49087
29	0,14	0,2	0	0	Saragoni 1993	137	0,4	0,68	0,5	0,22	1	C	3	INTERPLACA	INTRAPLACA	1,21	1,23	1,82	ACTIVO	2192000000
30	0,12	0,15	0	0,1	Saragoni 1993	68	0,39	0,5			2	C	3			1,342	1,231	1,761	INACTIVO	5333333
31		0,18	0	0	Saragoni 1993	42	0,34	0,62	0,15	0,3	1	C	3	INTRAPLACA	INTRAPLACA		1,24	1,82	ACTIVO	14957106
32	0,15	0,24	0	0	0,5*Amax	14,65	0,22	0,48			3	A	3			1,28	1,24	1,9	ACTIVO	358795
33	0,05	0,12	0	0	Saragoni 1993	5	0,18	0,4			1	A	3			1,515	1,258	1,821	ACTIVO	
34	0,18		0,55	0	Saragoni 1993+Nch433	15					1	A	3			1,885	1,26		ACTIVO	236182
35		0,15	0	0,1	Bray & Travasarou 2007	156		0,88	0,4	1,24	2	C	2		INTERPLACA		1,26	1,79	ACTIVO	468750000
36	0,07	0,15	0	0	Saragoni 1993	16					1	B	3			1,494	1,262	1,756	ACTIVO	
37	0,2	0,22	0	0	Saragoni 1993	13	0,8	1			1	A	3	INTERPLACA	INTERPLACA	1,303	1,264	1,836	ACTIVO	33163
38	0,16	0,25	0	0	Saragoni 1993	14,6	0,548	1,47			2	A	2	INTRAPLACA	INTRAPLACA	1,5	1,27	2,1	INACTIVO	237152
39	0,12	0,2	0	0	Iterando hasta llegar a FS requerido	18					1	B	3			1,481	1,279	1,89	INACTIVO	944238
40	0,12	0,15	0	0	Saragoni 1993	66	0,39	0,5			2	C	3			1,4	1,29	1,85	ACTIVO	15540000
41		0,19	0	0	Sin especificar	31		0,401	0,03		1	C	3				1,3	2,2	ACTIVO	7109504
42	0,12	0,2	0	0	Saragoni 1993+Nch433	15	0,4				2	B	3			1,434	1,3		INACTIVO	25672
43	0,15	0,17	0	0	Saragoni (1993) modificada	190		1,2			3	C	2	INTRAPLACA	INTRAPLACA	1,37	1,31	2,16	ACTIVO	689655172
44	0,13	0,16	0,04	0,05	Saragoni 1993	13	0,445	0,537			1	B	1			1,5	1,36	2,3	INACTIVO	2176000
45		0,13	0	0,09	Saragoni 1993	26,47		0,43	0,4	1,2	2	B	2		INTRAPLACA		1,38	1,88	ACTIVO	
46		0,15	0	0,2	Saragoni 1993	60		0,51	0,78		1	C	2		CORTICAL		1,39		ACTIVO	22000000

47		0,165	0	0,11	Saragoni 1993	52		0,55	0,7	1,1	3	C	2		INTRAPLACA		1,4	2	ACTIVO	1451000000
48	0,15	0,2	0	0	Guía DS248	30	0,33	0,44			2	B	3	INTERPLACA	INTERPLACA	1,78	1,4		ACTIVO	1883523
49	0,15	0,22	0,1	0,15	Saragoni 1993	40	0,45	0,89	0,06	0,17	3	C	3	INTRAPLACA	INTRAPLACA	1,8	1,4	2,88	ACTIVO	271990000
50		0,22	0	0,15	Saragoni 1993						2	B	3				1,4	2,2	INACTIVO	4066667
51		0,22	0	0,15	Saragoni 1993						2	B	3				1,4	2,2	INACTIVO	5866667
52		0,22	0	0,15	Saragoni 1993	25,5		0,996	0,04	0,05	2	B	3		INTRAPLACA		1,4	2,3	ACTIVO	10217647
53	0,17	0,21	0	0	Saragoni 1993	52,9	0,522	0,646			2	C	3			1,514	1,404	2,417	ACTIVO	53533333
54	0,08	0,2	0	0	Bray 2018	8,79		0,658			3	A	2				1,41	2,79	INACTIVO	175000
55	0,15	0,21	0	0	Saragoni 1993	43	0,46	0,67	0,2	0,2	3	C	3	INTRAPLACA	INTRAPLACA	1,67	1,43	2,87	ACTIVO	622326
56	0,12	0,19	0	0	Saragoni 1993	80	0,4	0,63			1	C	3	INTRAPLACA	INTRAPLACA	1,8	1,5	2,7	ACTIVO	
57	0,14	0,19	0	0	Saragoni 1993	34,76	0,47	0,69	3,1	5,5	1	C	3			1,7	1,5	2,67	ACTIVO	18419769
58	0,15	0,19	0	0	Saragoni 1993	67	0,471	0,691			2	C	3			1,684	1,52	2,821	ACTIVO	14200000
59	0,12	0,2	0	0	Iterando hasta llegar a FS requerido	9,82					1	B	3			1,796	1,554	2,297	INACTIVO	2400000
60		0,2	0	0,1	Guía DS248	30					1	B	3				1,56	2,34	ACTIVO	1265369
61		0,13	0	0	Saragoni 1993	5		0,42			1	A	3		INTERPLACA		1,605	2,82	ACTIVO	
62	0,17	0,21	0	0	Saragoni 1993	90	0,522	0,646				C	3			1,694	1,622	3,044	ACTIVO	12228368
63	0,07	0,11	0	0	Saragoni 1993	54	0,249	0,373	0,22		2	C	3			1,78	1,65	2,04	ACTIVO	3875476
64	0,05	0,12	0	0	Sin especificar	29	0,42	0,48				C	3	INTRAPLACA	INTRAPLACA		1,65	2,75	ACTIVO	380000000
65	0,17	0,22	0,1	0,15	Saragoni 1993	8	0,564	0,984		0,2	1	B	3	INTRAPLACA	INTRAPLACA	1,84	1,8	3,95	ACTIVO	3027649
66	0,072	0,14	0	0	Saragoni 1993	30	0,24	0,41	0,22			B	3	INTRAPLACA	INTRAPLACA		2,1	3,3	ACTIVO	2750000
67	0,105	0,17	0	0	Saragoni 1993	310	0,35	0,56	1	2,5 m	2	C	3	INTRAPLACA	INTRAPLACA		2,43	3,96	ACTIVO	100
68	0,1		0	0	Decreto Supremo 86	12						B	3						INACTIVO	3157334
69	0,1		0	0	Decreto Supremo 86	10						A	3						INACTIVO	43370
70	0,1		0	0	Decreto Supremo 86	14						A	3						INACTIVO	151900
71	0,104		0	0	Decreto Supremo 86	4						A*	3					1,56	INACTIVO	20782
72	0,1		0	0	Decreto Supremo 86	20						B	3						INACTIVO	8000
73	0,1		0	0	Decreto Supremo 86	8						A	3						INACTIVO	37000

74	0,1389		0	0	Decreto Supremo 86	4,5						A*	3						INACTIVO	3553	
75	0,1		0	0	Decreto Supremo 86	5						A	3						INACTIVO	33400	
76	0,1		0	0	Decreto Supremo 86							A	3						INACTIVO	225000	
77	0,1		0	0	Decreto Supremo 86							A*	3						INACTIVO	3000	
78	0,1		0	0	Decreto Supremo 86							A*	3						INACTIVO	30240	
79	0,1		0	0	Decreto Supremo 86							A	3						INACTIVO	270300	
80	0,104		0	0	Decreto Supremo 86	8						A	3						ACTIVO		
81	0,1		0	0	Decreto Supremo 86	8						A	3						ABANDONADO	54491	
82	0,1		0	0	Decreto Supremo 86	8						A	3						ABANDONADO	34377	
83	0,1		0	0	Decreto Supremo 86	6						A	3						ABANDONADO	22300	
84	0,13		0	0	Decreto Supremo 86	57,5	0,31	0,61	0,82			C	3	INTERPLACA	INTERPLACA				INACTIVO	29333333	
85	0,2	0,2	0	0	Guía DS248	5						A	3						ACTIVO		
86	0,2	0,2	0,12	0	Guía DS248	8	0,33	0,6			1	A	3				1,224		2	INACTIVO	72490
87	0,15		0	0	Sin especificar	2,6	0,5				2	A	3				1,3		1,8	ACTIVO	46354
88	0,1		0	0	Saragoni 1993+Nch433	51	0,3				1	C	2				1,5		2,8	ACTIVO	242666667
89	0,14		0,09	0	Saragoni 1993	49	0,472	0,996	0,1	0,15	3	C	3	INTERPLACA	INTRAPLACA	1,72			2,5	ACTIVO	
90	0,14		0	0	Saragoni 1993	54	0,45		0,6	1,2	1	C	2				1,2		1,8	ACTIVO	504700000
91	0,16		0,09	0	Saragoni 1993	11	0,54		0,7			A	3				1,2		1,47	ACTIVO	22184
92	0,2		0	0	Saragoni 1993	6	0,72					B	3	INTERPLACA						ACTIVO	6666667
93	0,12		0	0	2/3*Amaz	6,5					1	A	3				1,61		2,1	INACTIVO	
94	0,15		0	0	Seed 1979	5					1	A	3				1,24		3,52	ABANDONADO	
95	0,22		0	0	Sin especificar	6					1	A	3				1,777		1,928	INACTIVO	572000
96	0,12		0	0	Saragoni 1993	30					1	B	2				1,29		1,65	INACTIVO	755200
97	0,15		0	0	Sin especificar	39						C	3				0,21		1,74	INACTIVO	
98	0,1		0	0	Decreto Supremo 86							NO APLICA	A	3			1,23		2,33	ABANDONADO	115334
99	0,21		0	0	2/3*A0	9,5	0,32				1	A	3				1,43		2,22	INACTIVO	273333
100	0,11		0	0	0,65* Amaz	63,4	0,17					C	3				1,23			INACTIVO	1669765

101	0,04	0,15	0	0	Sin especificar	5					1	A	3						ACTIVO	
102	0,05	0,15	0	0	Sin especificar	27					NO APLICA	B	3						INACTIVO	9866667
103	0,12	0,15	0,04	0,05	Bray 2018	77	0,271	0,903	0,6	1,1	1	C	3	INTRAPLACA	INTRAPLACA				ACTIVO	763531000
104	0,12	0,16	0	0,1	Saragoni 1993	90						C	3						ACTIVO	92133333
105	0,19	0,19	0	0	Guía DS248		0,38				1	C	3	INTERPLACA		1,347		2,37	ACTIVO	439215
106	0,2	0,2	0	0	Guía DS248	6					2	A	3			1,22		1,67	ACTIVO	
107	0,2	0,2	0	0	Guía DS248	6					2	A	3			1,212			INACTIVO	
108	0,2	0,2	0	0	Guía DS248	5					2	A	3						INACTIVO	
109	0,2	0,2	0	0	Guía DS248	25,5	0,4					B	3	INTERPLACA		1,25		1,91	ACTIVO	4988636
110	0,2	0,2	0	0	Guía DS248							A*	3			1,25		1,25	INACTIVO	16667
111	0,2	0,2	0	0	Guía DS248	10	0,4				1	A	3			1,363		1,93	ACTIVO	28120
112	0,2	0,2	0	0	Guía DS248	8					2	A	3			1,27			ACTIVO	3850
113	0,2	0,2	0	0	Guía DS248	9,3	0,4				1	A	3			1,28		1,92	ACTIVO	5175
114	0,2	0,2	0,1	0	Guía DS248	5					1	A	3			1,22			ACTIVO	61773
115	0,2	0,2	0	0	Guía DS248	6						C	3			1,2		1,363	ACTIVO	N/A
116		0,224	0	0	Saragoni 1993	156,5		1,05	1,2		1	C	3	INTRAPLACA		1,2		1,9	ACTIVO	375707862
117	0,2	0,28	0	0	Saragoni 1993	7,5	0,66	1,22			1	A	3	INTERPLACA	INTERPLACA	1,32		2,95	ACTIVO	189000
118	0,32	0,32	0	0	A0 NCh433	5						A	3			1,25		1,69	ABANDONADO	
119	0,32	0,32	0	0	A0 NCh433	9						A	3			1,52			INACTIVO	3790
120	0,32	0,32	0	0	A0 NCh433	15					NO APLICA	B	3			2,4		1,8	ACTIVO	29424
121	0,32	0,32	0	0	A0 NCh433	11	0,32					A	3			1,7		2,3	ABANDONADO	
122	0,32	0,32	0	0	A0 NCh433	11	0,32				NO APLICA	A	3			2,4		1,8	ACTIVO	97160
123	0,32	0,32	0	0	A0 NCh433	5	0,4				1	A	3			2,166			ACTIVO	9600
124	0,32	0,32	0	0	A0 NCh433	8						A	3						ABANDONADO	12653
125	0,4	0,4	0	0	A0 NCh433	6,5					1	A	3			1,782		3,123	INACTIVO	

*Casillas en blanco indican falta de información.