

UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

REVISIÓN Y ANÁLISIS DE LA HISTORIA DE FALLAS EN PRESAS DE RELAVE MINERO EN EL MUNDO

Tesis de Titulación presentada por
RODRIGO ESTEBAN ÁLVAREZ ARENAS

Como requisito parcial para optar título de
INGENIERO CIVIL

Profesor Guía
SERGIO BARRERA VIVANCO

agosto de 2019

Resumen

A lo largo de la historia las ingentes cantidades de desechos que la minería produce han impulsado el desarrollo de, entre otros, la ingeniería enfocada en la depositación y acopio del relave minero, uno de los materiales de desecho minero típicamente depositado de forma hidráulica y que generalmente requiere estructuras de contención para su almacenamiento seguro. La historia muestra casos en que estos depósitos han fallado produciendo derrame de relave (parcial o total) el cual, en algunos casos, ha causado un fuerte impacto en las comunidades vecinas y el medioambiente. La estadística acumulada en el tiempo de estos eventos ha sido utilizada como un elemento base para avanzar en la comprensión del mecanismo de falla y del tipo de obras que han fallado. En este estudio se ha reunido la mayor cantidad posible de información sobre estos eventos de falla poniendo hincapié en las características que definen tanto la estructura de la obra como las consecuencias del evento de falla. Estas características son: altura de muro, volumen de relave almacenado, método constructivo, material de origen, operatividad en el momento de falla, volumen derramado, motivo de la falla y distancia recorrida (entre otras). Se ha intentado, como en otros estudios (Rico, et al., 2007)[39], encontrar relaciones entre algunas de estas variables, principalmente con el objetico de generar algún modelo predictivo de distancia recorrida o volumen derramado. Esta búsqueda se ha realizado con la estadística completa (sin filtros); agrupando los datos por su tamaño (según clasificación por tamaño de ICOLD) y separando aquellos en que el recorrido del relave se ha visto influenciado por la presencia de ríos aguas abajo de la obra. Además de esto se revisó y sintetizó la historia de tres eventos emblemáticos de la estadística desde el punto de vista geotécnico con el fin de observar cuales son las variables que realmente determinaron la falla, en cuanto a su forma y consecuencias, y si estas coinciden o se ven reflejadas en las variables usadas en la estadística.

Las principales conclusiones del estudio son: (1) Considerando la cantidad de datos y variables usadas, no se encontró una correlación confiable entre las características del depósito y la distancia recorrida; (2) Es posible generar modelos de volumen derramado con un nivel de correlación medio-alto, particularmente si se integran la altura y volumen almacenado en una función; (3) Las variables que definen la forma y magnitud de los eventos de falla, en su mayoría, no se ven reflejados en la estadística. Se han observado además los siguientes datos de interés: (1) Extrapolaciones lineales muestran una tendencia al incremento en la frecuencia de eventos de gran impacto para las siguientes décadas; (2) Las obras con mayor presencia en la estadísticas son aquellas de tamaño medio y pequeño (según clasificación por tamaño de ICOLD); (3) Las obras que han fallado lo han hecho, en su gran mayoría, en su periodo de operación; (4) No existe una fuente de falla predominante; (5) El método constructivo aguas arriba es el que más ha fallado a lo largo de la historia; (6) En términos generales la estadística de fallas presenta una importante ausencia de datos para gran parte de las variables.

Abstract

Throughout history the huge amounts of waste that mining produces have driven the development of, among others, engineering focused on the deposition and stockpiling of mining tailings, one of the mining waste materials typically deposited hydraulically and that it generally requires containment structures for safe storage. The history shows cases in which these deposits have failed producing a tailings spill (partial or total) which, in some cases, has caused a strong impact on neighboring communities and the environment. The statistics accumulated over time of these events have been used as a basic element to advance in the understanding of the mechanism of failure and the type of structures that have failed. In this study, the greatest possible amount of information about failures events has been gathered, putting emphasis on the characteristics that define both the structure and the consequences of the failure event. These characteristics are: dam height, volume of stored tailings, construction method, source material, operability at the moment of failure, volume spilled, reason for the failure and distance traveled by the spilled tailing (among others). It has been tried, as in other studies (Rico, et al., 2007)[39], to find relationships among some of these variables, mainly with the objective of generating some predictive model of traveled distance or spilled volume. This search has been made with the complete statistic (without filters); grouping the data by size (according to size classification of ICOLD) and separating those in which the traveled distance of the tailings has been influenced by the presence of rivers downstream of the deposit. In addition to this, it´s been reviewed and synthesized the history of three emblematic events of the statistic from the geotechnical point of view, in order to observe which of the variables really determined the failure, in terms of its form and consequences, and if these variables are present or they are somehow reflected in the variables used in the statistics.

The main conclusions of the study are: (1) Considering the amount of data and variables used, no reliable correlation was found between the characteristics of the deposit and the traveled distance; (2) It is possible to generate spilled volume models with a medium-high correlation level, particularly if both the height and volume stored are integrated in one equation; (3) The variables that define the form and magnitude of the failure events, for the most part, are not reflected in the statistics. The following data of interest have also been observed: (1) Linear extrapolations show a tendency to increase the frequency of high-impact events for the next decades; (2) The deposits with greater presence in the statistics are those of medium and small size (according to ICOLD size classification); (3) The deposits that have failed have, in their great majority, in their period of operation; (4) There is no predominant source of failure; (5) The constructive method upstream is the one that has failed the most throughout history; (6) In general terms, the fault statistics show an important absence of data for a large part of the variables.

Agradecimientos

Sin duda que el apoyo fundamental es aquel que recibí por parte de mi familia. Para mis hermanos y padres el agradecimiento es eterno.

Agradezco a mis amigos y compañeros, y en particular a aquellos que estuvieron codo a codo avanzando conmigo en esta carrera, y que ahora forman parte de vida.

Agradezco a Karim, mi pareja, por su infinito apoyo y contención.

Agradezco también a Sergio Barrera, por la oportunidad brindada y su eficaz apoyo.

Finalmente le agradezco a la vida, a Dios, por brindarme libertad.

Dedicatoria

Le dedico este trabajo a mi familia.

A mis hermanos, Sebastián, Paola y Rolando, sin ustedes no sería quien soy.

A mi pareja, Karim, por su apoyo incondicional y su irremplazable Amor y compañía.

Y principalmente a mis Padres, a ustedes les debo la vida y mi libertad.

La felicidad de este logro será eternamente compartida con ustedes.

ÍNDICE

1 Introducción 1
2 Conceptos Básicos y Estado del Conocimiento 2

2.1 El relave 2
2.2 Formas de almacenamiento del relave 2
2.3 Formas Típicas de Falla 5

3 Fuentes de información y Metodología de Análisis 9

3.1 Fuentes de información 9
3.2 Metodología de Análisis 12

4 Análisis de la evolución temporal de la estadística 13

4.1 Estadística Global y sus Proyecciones 13
4.2 Razón de Fallas vs Producción 17

5 Análisis en base a características de la obra 20

5.1 Altura del muro 20
5.2 Volumen Almacenado 21
5.3 Método Constructivo 23
5.4 Mineral de Origen 25
5.5 Nivel de Actividad 26
5.6 Distribución Geográfica 27

6 Estadística en base a características propias de las fallas 30

6.1 Volumen derramado 30
6.2 Distancia Recorrida 32
6.3 Causa de la falla 33
6.4 Fatalidades 35

7 Correlaciones entre variables 36

7.1 Correlaciones con estadística completa 40

7.1.1 Altura de Presa vs Distancia Recorrida 41
7.1.2 Volumen Derramado vs Distancia Recorrida 42
7.1.3 Factor de Presa de Relave vs Distancia Recorrida 43
7.1.4 Volumen Almacenado vs Volumen Derramado 44

7.2 Correlaciones para datos agrupados según clasificación de tamaños de obras de ICOLD 46

7.2.1 Obras Pequeñas 47
7.2.2 Obras Medianas 49
7.2.3 Obras Grandes 51

7.3 Filtración de datos por factor topográfico: Influencia de Ríos en Distancia Recorrida 54

7.3.1 Altura vs Distancia Recorrida 54
7.3.2 Volumen Derramado vs Distancia Recorrida 55

7.3.3 Factor de Presa vs Distancia Recorrida 56
7.4 Ecuación multi-variable para la estimación del volumen derramado 57
7.4.2 Ecuación multi-variable para la estadística completa 58
7.4.3 Ecuación multi-variable para obras pequeñas 59
7.4.4 Ecuación multi-variable para obras medianas 60
7.4.5 Ecuación multi-variable para obras grandes 61
7.5 Comentarios 62
8 Casos de estudio 63
8.1 Fundão, Minas Germano. 63
8.1.1 Historia de la obra 64
8.1.2 ¿Por qué ocurrió? 70
8.1.3 ¿Por qué ocurrió donde ocurrió? 72
8.1.4 ¿Por qué ocurrió cuando ocurrió? 73
8.2 Mount Polley Canadá. 73
8.2.1 Descripción del depósito 74
8.2.2 Mecanismos de falla considerados 75
8.2.3 Investigaciones en superficie. 76
8.2.4 Investigaciones bajo superficie 79
8.2.5 Estudios avanzados de laboratorio 84
8.2.6 Proceso constructivo 88
8.2.7 Análisis de la mecánica de falla 91
8.2.8 Conclusiones: Causa de la Falla 93
8.3 Barahona 1, 1928, Chile. 93
8.3.1 Historia y Antecedentes 93
8.3.2 La Falla 95
8.3.3 Propiedades del material de la Presa 97
8.3.4 Análisis de resultados 101
8.3.5 Conclusiones 102
8.4 Comentarios 103
9 CONCLUSIONES 105
10 Bibliografía 108

Listado de Figuras

Figura 2.1 Sección típica de una presa de relaves. (Sernageomin, 2003)[43] 3
Figura 2.2 Sección típica de una presa de relave construida aguas arriba. (Ramirez, 2007)[37] 3
Figura 2.3 Sección típica de presa de relave construida aguas abajo. (Ramirez, 2007)[37] 4
Figura 2.4 Sección típica de presa de relave construida en línea central. (Ramirez, 2007)[37] 5
Figura 2.5 Imagen aérea de parte del área afectada por la falla en el depósito Samarco. (Blogosphere)[50] 6
Figura 2.6 Falla por sobrepaso o rebalse. Merriespruit, (Sudáfrica, 1994). (Blight & Fourie, 2003)[7] 7
Figura 2.7 Imagen aérea de la zona de falla de la presa de Merriespruit. (Tailings.info)[51] 7
Figura 2.8 Imagen aerea de la zona de falla de la presa de Mount Polley. (Report on Mount Polley, 2015)[48] 8
Figura 2.9 Extracto portada revista Ercilla 31 de marzo de 1965. (Elnogalino.cl)[52] 9
Figura 4.1 Total de fallas por década (Elaboración Propia) 14
Figura 4.2 Fallas Serias y Muy Serias por década. (Elaboración Propia) 14
Figura 4.3 Incremento en la severidad y frecuencia de las fallas (Bowkers and Chambers, 2017)[9] .. 15
Figura 4.4 Correlaciones para predicción de fallas hacia la siguiente década. (Elaboración Propia). 16
Figura 4.5 Evolución de razón N.º de Fallas Serias y Muy Serias/Producción de Cobre de Mina en MMt y su correspondiente regresión. (Elaboración Propia) 18
Figura 4.6 Estimación de la ley promedio del cobre en el mundo. ("Deep Sea Minerals and the Green Economy" Volumen 2)[19] 19
Figura 4.7 Razón de Relave Derramado/Relave Producido para el Cobre en el Mundo. (Elaboración Propia) 19
Figura 5.1 Distribución de altura de presa para eventos de todas las categorías. (Elaboración Propia) 20
Figura 5.2 Distribución de volúmenes almacenados (en Mm^3) en frecuencia y en el tiempo, para el total de fallas. (Elaboración Propia) 21
Figura 5.3 Distribución de volúmenes almacenados (en Mm^3) en frecuencia y en el tiempo, para Fallas Serias y Muy Serias. (Elaboración Propia) 22
Figura 5.4 Distribución del total de fallas según método constructivo. (Elaboración Propia) 23
Figura 5.5 Distribución de Fallas Serias y Muy Serias según método constructivo. (Elaboración Propia) 24
Figura 5.6 Clasificación de fallas de todas las categorías según mineral de origen. (Elaboración Propia) 25
Figura 5.7 Clasificación de Fallas Serias y Muy Serias según mineral de origen. (Elaboración Propia) 26
Figura 5.8 Distribución temporal y nivel de actividad de las obras falladas. (Elaboración Propia).. 26

Figura 5.9 Distribución temporal y nivel de actividad de las obras que sufrieron Fallas Serias y Muy Serias. (Elaboración Propia) 27
Figura 5.10 Distribución de los eventos por continente. Cantidades y porcentajes respecto del total correspondiente. (Elaboración Propia) 29
Figura 6.1 Distribución Temporal y magnitud de los volúmenes derramados. (Elaboración Propia) 30
Figura 6.2 Distribución Temporal y magnitud de los volúmenes derramados para Fallas Serias y Muy Serias. (Elaboración Propia) 31
Figura 6.3 Distancia recorrida por relaves derramados cada 5 años y distancia acumulada. (Elaboración Propia) 33
Figura 6.4 Distribución de causas de falla para el total de datos. (Elaboración Propia) 34
Figura 6.5 Distribución de causas para Fallas Serias y Muy Serias. (Elaboración Propia) 34
Figura 6.6 Muertes registradas cada 5 años y sus valores acumulados. (Elaboración Propia) 36
Figura 7.1 Datos de fallas usados por M. Rico en análisis de correlaciones. (Rico, et al., 2007)[98] ... 37
Figura 7.2 Correlación entre altura de la presa y distancia recorrida. (Rico, et al. 2007)[98] 37
Figura 7.3 Correlación entre volumen derramado y distancia recorrida. (Rico, et al. 2007)[39] 38
Figura 7.4 Correlación entre factor de presa de relave y distancia recorrida. (Rico, et al. 2007)[39] .. 39
Figura 7.5 Correlación entre volumen almacenado y volumen derramado. (Rico, et al. 2007)[39] 40
Figura 7.6 Altura de Presa vs Distancia Recorrida con estadística completa. (Elaboración Propia) 41
Figura 7.7 Volumen Derramado vs Distancia Recorrida con estadística completa. (Elaboración Propia) 42
Figura 7.8 Factor de Presa de Relave vs Distancia Recorrida con estadística completa. (Elaboración Propia) 43
Figura 7.9 Volumen Almacenado vs Volumen Derramado con estadística completa. (Elaboración Propia) 44
Figura 7.10 Volumen Almacenado vs Volumen Derramado sin fallas consideradas como locales. (Elaboración Propia) 45
Figura 7.11 Altura de presa vs distancia recorrida para obras pequeñas según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia) 47
Figura 7.12 Volumen derramado vs distancia recorrida para obras pequeñas según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia) 47
Figura 7.13 Factor de presa vs distancia recorrida para obras pequeñas según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia) 48
Figura 7.14 Volumen almacenado vs volumen derramado para obras pequeñas según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia) 48
Figura 7.15 Altura de presa vs distancia recorrida para obras medianas según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia) 49
Figura 7.16 Volumen derramado vs distancia recorrida para obras medianas según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia) 49
Figura 7.17 Factor de presa vs distancia recorrida para obras medianas según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia) 50

Figura 7.18 Volumen almacenado vs volumen derramado para obras medianas según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia)....50
Figura 7.19 Altura de presa vs distancia recorrida para obras grandes según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia)....51
Figura 7.20 Volumen derramado vs distancia recorrida para obras grandes según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia)....52
Figura 7.21 Factor de presa vs distancia recorrida para obras grandes según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia)....52
Figura 7.22 Volumen almacenado vs volumen derramado para obras grandes según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia)....53
Figura 7.23 Altura vs Distancia recorrida para casos con influencia de ríos. (Elaboración Propia)..54
Figura 7.24 Altura vs Distancia recorrida para casos sin influencia de ríos. (Elaboración Propia)...55
Figura 7.25 Volumen Derramado vs Distancia recorrida para casos con influencia de ríos. (Elaboración Propia)....55
Figura 7.26 Volumen Derramado vs Distancia recorrida para casos sin influencia de ríos. (Elaboración Propia)....56
Figura 7.27 Factor de Presa vs Distancia recorrida para casos con influencia de ríos. (Elaboración Propia)....56
Figura 7.28 Factor de Presa vs Distancia recorrida para casos sin influencia de ríos. (Elaboración Propia)....57
Figura 7.29 V_d Real vs V_d Predicho por todas las ecuaciones calculadas con la estadística completa. (Elaboración Propia)....59
Figura 7.30 V_d Real vs V_d Predicho por todas las ecuaciones calculadas con los datos de obras pequeñas. (Elaboración Propia)....60
Figura 7.31 V_d Real vs V_d Predicho por todas las ecuaciones calculadas con los datos de obras medianas. (Elaboración Propia)....61
Figura 7.32 V_d Real vs V_d Predicho por todas las ecuaciones calculadas con los datos de obras grandes. (Elaboración Propia)....62
Figura 8.1 Muro de partida, sistema de drenaje e instrumentación en etapa de diseño. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]....64
Figura 8.2 Diques 1 y 2. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]....65
Figura 8.3 Método aguas arriba seleccionado para el peralte del Dique 1. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]....65
Figura 8.4 Galería Principal y Secundaria. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]....66
Figura 8.5 Efectos de la erosión interna en la cara aguas abajo del Dique 1. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]....66
Figura 8.6 Manta de drenaje en elevación 826 m. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]....67
Figura 8.7 Ancho de playa medido mensualmente por Samarco, 2011 – 2012. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]....67

Figura 8.8 Propuesta de posición retrasada de muro en estribo izquierdo de la presa. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49] 68
Figura 8.9 Filtraciones, agrietamiento e hundimiento en el muro izquierdo, El. 860 m, noviembre de 2013. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49] 69
Figura 8.10 Esquema de drenaje propuesto para peralte hasta El. 940. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49] 69
Figura 8.11 Agrietamiento en el estribo izquierdo, 27 de agosto de 2014. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49] 70
Figura 8.12 Bermas de refuerzo de estribo izquierdo, Agosto 2014. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49] 70
Figura 8.13 Rutas de carga no drenada y descarga drenada en arenas. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49] 71
Figura 8.14 Distribución de lamas en estribo izquierdo. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49] 72
Figura 8.15 Vista en planta del depósito. (Report on Mount Polley, 2015)[48] 74
Figura 8.16 Sección D del muro perimetral. (Report on Mount Polley, 2015)[48] 74
Figura 8.17 Corte simplificado de presa de Mount Polley. (Report on Mount Polley, 2015)[48] 75
Figura 8.18 Vista aguas arriba a travez de la brecha (la flecha indica la dirección del flujo). (Report on Mount Polley, 2015)[48] 77
Figura 8.19 Superficie de corte a través del nucleo remanente del muro (La flecha indica la dirección del asentamiento). (Report on Mount Polley, 2015)[48] 77
Figura 8.20 Rotación aparente del lecho del estribo izquierdo de la brecha (Sept. 4, 2014). (Report on Mount Polley, 2015)[48] 78
Figura 8.21 Otras evidencias de fenomenos asociados al deslizamiento en el estribo derecho. (Report on Mount Polley, 2015)[48] 78
Figura 8.22 Vista en planta en que se observa la extensión y dirección del muro. (Report on Mount Polley, 2015)[48] 79
Figura 8.23 Estratigrafía generalizada en el area de la brecha. (Report on Mount Polley, 2015)[48] 80
Figura 8.24 Ubicación de perforaciones en investigaciones pre-falla en el area de la brecha. (Report on Mount Polley, 2015)[48] 82
Figura 8.25 Elevación tope de la Zona C de la presa en el tiempo. (Report on Mount Polley, 2015)[48] 84
Figura 8.26 Tomografía computarizada de muestras de Till y GLU. (Report on Mount Polley, 2015)[48] 85
Figura 8.27 Efectos de los esfuerzos de pre-consolidación en muestras de Till y GLU superior. (Report on Mount Polley, 2015)[48] 86
Figura 8.28 Presión de pre-consolidación según la elevación de la se extrajo la muestra. (Report on Mount Polley, 2015)[48] 86
Figura 8.29 Variación del coeficiente de consolidación con la aplicación de tensión vertical. (Report on Mount Polley, 2015)[48] 87

Figura 8.30 Ensayo de corte directo simple. Debilitamiento de GLU. (Report on Mount Polley, 2015)[48] 87
Figura 8.31 Configuración de la presa el 3 de agosto de 2014. (a) Muro Principal (b) Muro Perimetral en la zona de brecha. (Report on Mount Polley, 2015)[48] 88
Figura 8.32 Comparación de unidades GLU en la brecha y otras areas. (Report on Mount Polley, 2015)[48] 89
Figura 8.33 Detalle de la sección usada en el análisis de equilibrio límite (nivel freático alto; Razón de resistencia no drenada 0,27). (Report on Mount Polley, 2015)[48] 92
Figura 8.34 Detalle de la sección usada en el análisis de equilibrio límite (nivel freático bajo; Razón de resistencia no drenada 0,22). (Report on Mount Polley, 2015)[48] 92
Figura 8.35 Curvas isosísmicas en escala Mercalli del terremoto del 1 de diciembre de 1928 y ubicación de la presa de barahona. (Troncoso, J. 1993)[44] 94
Figura 8.36 Conos de clasificación para separacion de suelos finos y gruesos. (Troncoso, J. 1993)[44] 95
Figura 8.37 Sección de la presa a su máxima altura. (Troncoso, J. 1993)[44] 95
Figura 8.38 Vista en planta de la presa de Barahona N°1 antes del terremoto. (Troncoso, J. 1993)[44] 96
Figura 8.39 Vista aguas arriba y aguas debajo de la presa de Barahona N°1. (Troncoso, J. 1993)[44] 96
Figura 8.40 Vista de la zona de falla. Terrazas de relave (imagen izquierda) y relaves licuados (imagen derecha). (Troncoso, J. 1993)[44] 97
Figura 8.41 Sección de la presa y superficie de falla. (Troncoso, J. 1993)[44] 97
Figura 8.42 Investigaciones en terreno. (Troncoso, J. 1993)[44] 98
Figura 8.43 Campaña de ensayos CPT, 1991. Zona: Muro de Arena. (Troncoso, J. 1993)[44] 99
Figura 8.44 Campaña de ensayos CPT, 1991. Zona: Depósito de lamas. (Troncoso, J. 1993)[44] 100
Figura 8.45 Mediciones en terreno de resistencia de corte: CPTU (q_c,f_s) y SPT. (Troncoso, J. 1993)[44] 100

Listado de Tablas

Tabla 4.1 Frecuencia de eventos de falla separadas por categoría. (Elaboración Propia) 13
Tabla 4.2 Proyecciones de fallas de Bowkers y Chambers (Bowkers and Chambers, 2017)[9] 15
Tabla 4.3 Cantidad de fallas proyectadas para la década 2016-2025. (Elaboración Propia) 16
Tabla 4.4 Tasas de Falla Por Décadas. (Elaboración Propia) 17
Tabla 4.5 Tasas de Falla Cada 20 Años. (Elaboración Propia) 17
Tabla 5.1 Valores estadísticos para la altura de las presas. (Elaboración Propia) 21
Tabla 5.2 Valores estadísticos para el volumen almacenado. (Elaboración Propia) 23
Tabla 5.3 Distribución de fallas según país. (Elaboración Propia) 28
Tabla 6.1 Valores estadísticos para el volumen derramado de las presas. (Elaboración Propia) 32
Tabla 6.2 Eventos con más de 100 muertos. (Elaboración Propia) 35
Tabla 7.1 Criterios de clasificación de obras de residuos mineros de ICOLD. (ICOLD, 1982) 46
Tabla 7.2 Clasificación de datos según criterios de ICOLD. (ICOLD, 1982) 46
Tabla 7.3 Variables ajustadas para estadística completa. (Elaboración Propia) 58
Tabla 7.4 ECM para cada una de las ecuaciones para la estadística completa. (Elaboración Propia) 58
Tabla 7.5 Variables ajustadas para obras pequeñas. (Elaboración Propia) 59
Tabla 7.6 ECM para cada una de las ecuaciones para obras pequeñas. (Elaboración Propia) 59
Tabla 7.7 Variables ajustadas para obras medianas. (Elaboración Propia) 60
Tabla 7.8 ECM para cada una de las ecuaciones para obras medianas. (Elaboración Propia) 60
Tabla 7.9 Variables ajustadas para obras grandes. (Elaboración Propia) 61
Tabla 7.10 ECM para cada una de las ecuaciones para obras grandes. (Elaboración Propia) 61
Tabla 8.1 Propiedades de arenas y lamas. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49] 72
Tabla 8.2 Movimientos y deslizamientos observados e inferidos. (Report on Mount Polley, 2015)[48] 79
Tabla 8.3 Propiedades previas a la construcción de las unidades glaciolacustres superior e inferior en el área de la brecha. (Report on Mount Polley, 2015)[48] 80
Tabla 8.4 Datos de la estadística de los casos de estudio. (Elaboración Propia) 103

Anexos

Anexo A, Tabla de datos

1 Introducción

La industria minera genera ingentes cantidades de desechos durante el procesamiento del mineral. Una parte importante de estos desechos son relave, un derivado del proceso de concentración que es habitualmente un material fino que se transporta y deposita en forma hidráulica, por lo requiere estructuras de contención para su confinamiento seguro. En la década de los años sesenta la producción mundial de relaves era del orden de las decenas de miles de toneladas por día cifra que para el año 2000 se incrementó hasta los cientos de miles de toneladas al día (Jakubick, et al., 2016)[28]. Chile, por ejemplo, produce 1.400.000 toneladas diarias de relaves derivadas de la producción de cobre fino (Sernageomin, 2015). Esto, sumado a la sostenida tendencia a la baja de la llamada "ley de mineral" del cobre y de otros minerales y a la creciente demanda, implica que la cantidad de relave producido en Chile y en el resto del mundo seguirá en aumento. La historia de la minería de flotación entrega una serie de casos donde los depósitos de estos residuos han tenido derrames/fallas con importante impacto en el medio ambiente y comunidades vecinas. Al mismo tiempo esta historia ilustra el progresivo crecimiento del tamaño de los depósitos. Esta combinación de fallas y mayor tamaño ha generado una creciente preocupación en la comunidad que ha llevado a una mayor regulación en el diseño, construcción, operación y cierre de estas instalaciones.

Diversos estudios donde se recopilan y analizan las fallas ocurridas han sido realizados en las últimas décadas. En los últimos años la cantidad de estos estudios ha sido fuertemente influenciada por el derrame de Mount Polley (Canadá, 2014) y el de la presa Fundão de la empresa Samarco (Brasil, 2015). Asimismo, estos dos últimos incidentes han exacerbado la preocupación de la comunidad internacional y de la industria minera por la seguridad de estas estructuras. Sin embargo, algunos de estos estudios presentan limitaciones en su análisis al no profundizar ni discernir en aspectos tales como la real magnitud de las presas que han fallado, la proporción de material derramado en relación con los volúmenes producidos, entre otros.

Un análisis más profundo y holístico de estas fallas ocurridas aparece como un paso necesario para avanzar en el entendimiento de las causas, magnitudes e impacto de estos eventos, y de esta forma aportar elementos de juicio para ayudar a que el diseño y operación se ajusten para evitar que vuelvan a ocurrir. Lo anterior implica primeramente una evaluación crítica de la estadística disponible de eventos de fallas incluyendo todos los aspectos conocidos; en segundo lugar, la identificación de los parámetros más relevantes en la caracterización de un depósito y de la falla; y finalmente, la búsqueda de correlaciones o tendencias entre las principales características de un depósito de relaves y de la falla ocurrida. Como desiderátum se busca obtener la visión más holística posible del éxito/fracaso de los diseños, construcción y mantenimiento de estas importantes obras.

2 Conceptos Básicos y Estado del Conocimiento

2.1 El relave

El relave es conocido como el conjunto de desechos derivado de los procesos mineros de concentración de mineral, el cual consiste mayormente por una mezcla de roca finamente molida y agua, que contiene minerales sin valor comercial (al momento del proceso) y, ocasionalmente, concentraciones bajas de metales pesados como cobre, plomo, mercurio y metaloides como el arsénico. Dada la naturaleza de estos residuos, los procesos mineros generan diferentes tipos de relaves, los cuales son clasificados según su origen, características físicas, químicas, volumétricas o su amenaza al ambiente, entre otros parámetros. Las cantidades de relaves generados por la creciente necesidad de metales y la sostenida disminución en el tiempo de las leyes de los distintos minerales son un peligro potencial al ambiente y a las comunidades vecinas en la medida que no se aborden apropiadamente los desafíos que conllevan el diseño, construcción, operación /manejo y cierre de las obras de contención de estos desechos.

2.2 Formas de almacenamiento del relave

La tecnología de depositación depende, entre otros, de las características del relave a depositar, de la disponibilidad de algunos elementos claves en el desarrollo de los proyectos (tales como el agua o materiales de construcción eventualmente extraídos de las inmediaciones), de las características topográficas del área del proyecto y algunos factores ambientales.

En Chile, la disposición legal que regula la proyección y operación de estas estructuras es el D.S. N°248[17] "Reglamento para la Aprobación de Proyectos de Diseño, Construcción, Operación y Cierre de Depósitos de Relaves", del Ministerio de Minería.

A estas estructuras de contención se les llama típicamente depósitos de relave (en Chile típicamente conocidos como tranques de relaves). La ilustra Figura 2.1 Sección típica de una presa de relaves esquemáticamente un corte típico de una presa o depósito de relave.



Figura 2.1 Sección típica de una presa de relaves. (Sernageomin, 2003)[43]

Una de las caracterizaciones fundamentales de estas estructuras (específicamente depósitos de relave), de mucha incidencia en su seguridad, es el método constructivo. Los tres métodos más utilizados son el método de aguas arriba, el método de aguas abajo y el método mixto o de línea centra. Si bien las siguientes descripciones, extraídas de la Guía técnica de operación y control de depósitos de relaves (Ramirez, 2007)[37] se refieren a muros de arena de relave, estos métodos pueden ser aplicados a muros de otros materiales (empréstito, enrocado, etc):

1. Método de Aguas Arriba:

El método aguas arribas consiste en la construcción de un muro inicial (partida) de material de empréstito compactado sobre el cual inicia la depositación de 'arena de relave' utilizando "hidrociclones", los cuales separan la fracción gruesa del relave (arenas) del material más fino (lamas). Las arenas son depositadas junto al muro inicial, mientras que las lamas se depositan hacia la parte central del depósito en la parte más alejada del muro, donde a través del proceso de sedimentación se forma una especie de playa, donde el agua escurre formando el llamado pozo de sedimentación o laguna de sedimentación. Una vez que esta está libre de partículas en suspensión es evacuada mediante torres de evacuación o bien bombas montadas sobre una balsa flotante. Una vez que se comienza a alcanzar la cota superior del muro inicial se procede a elevar la altura del muro, ubicando los hidrociclones a una altura mayor en dirección aguas arriba y descargando las arenas para el peralte del muro, repitiendo este proceso las veces que sea necesario.

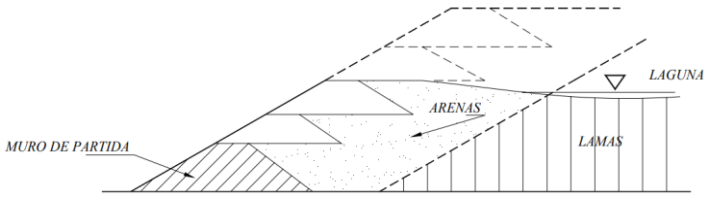


Figura 2.2 Sección típica de una presa de relave construida aguas arriba. (Ramirez, 2007)[37]

Este método de construcción es el que menos material requiere para la ejecución del muro. Debido a que el muro se apoya parcialmente sobre relave completo no drenado es el menos adecuado a ser usado en zonas de alta sismicidad. De hecho, en Chile la legislación lo prohíbe.

2. Método de Aguas Abajo:

La construcción se inicia con un muro de partida de material de empréstito. Desde este, se vacía en dirección del talud aguas abajo del muro inicial las arenas cicloneadas, mientras que las lamas se depositan en dirección del talud aguas arriba. Cuando el muro se ha peraltado lo suficiente (usualmente entre 2 a 4 metros), se levanta el muro desplazando los hidrociclones a una mayor elevación en la dirección aguas abajo comenzando nuevamente una descarga de arenas y peralte del muro. En ciertas ocasiones se dispone de un segundo muro (preexistente) aguas abajo. Las arenas se pueden disponer en capas inclinadas según el manteo del muro de partida, o en capas horizontales hacia aguas abajo del muro de partida.

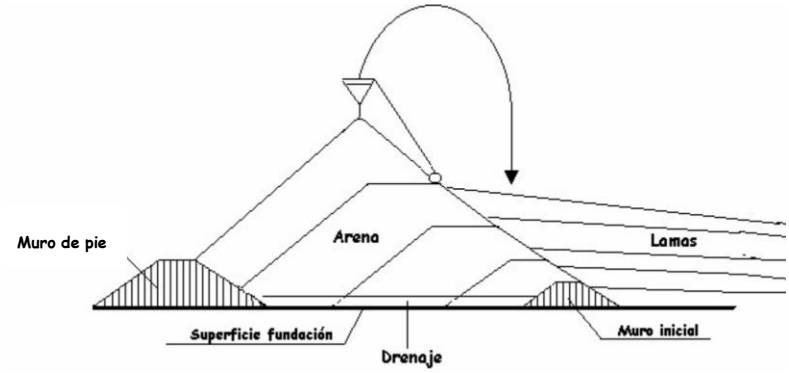


Figura 2.3 Sección típica de presa de relave construida aguas abajo. (Ramirez, 2007)[37]

Este método constructivo requiere una mayor cantidad de material y, apropiadamente drenado, proporciona la mayor resistencia a los eventos sísmicos.

3. Método de Línea Central o Mixto:

Se inicia de igual forma que los métodos anteriores, con un muro de empréstito compactado sobre el cual se depositar las arenas cicloneadas hacia aguas abajo y las lamas hacia aguas arriba. Alcanzado el nivel adecuado correspondiente al muro inicial, se eleva la línea de alimentación siguiendo el mismo plano vertical inicial de la berma de coronamiento del muro de partida. De esta forma se obtiene un muro cuyo eje se mantiene siempre en el mismo plano vertical, su talud aguas arriba es más o menos vertical y el talud aguas abajo tiene el talud que el diseño estime conveniente.

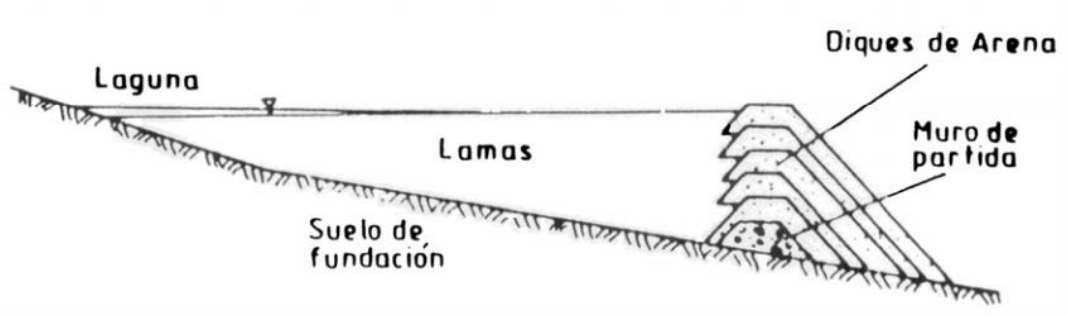


Figura 2.4 Sección típica de presa de relave construida en línea central. (Ramirez, 2007)[37]

Este método es un punto intermedio en términos de requerimientos de volumen de arenas respecto de los dos métodos anteriores.

Existen otros métodos de depositación de relaves que precisan de tratamientos adicionales al relave convencional (relaves filtrados o en pasta), y otros mecanismos no contemplados en la normativa chilena (depósitos submarinos, por ejemplo), que escapan al alcance de esta memoria.

2.3 Formas Típicas de Falla

Los mecanismos de fallas más comunes, enumerados por ICOLD (ICOLD, 2001)[26], son los siguientes:

- SI inestabilidad (slope instability)
- SE filtración (seepage)
- FN fundacional (foundation)
- OT rebalse o sobrepaso (overtopping)
- ST estructural (structural)
- EQ sísmico (earthquake)
- MS hundimiento de mina (mine subsidence)
- ER erosión (erosion)

Algunos ejemplos de estos mecanismos de falla que han sido bien reportados se presentan a continuación. Los datos aquí presentados para cada caso son extraídos de la tabla de datos (Anexo A).

INESTABILIDAD ESTÁTICA DE TALUD (Slope Instability)

- **Samarco, Brasil, 2015**



Figura 2.5 Imagen aérea de parte del área afectada por la falla en el depósito Samarco. (Blogosphere)[50]

Considerado como el evento ambiental más catastrófico en la historia de la minería de Brasil (principalmente por el volumen derramado), el derrame de la presa construida y operadas por consorcio integrado por la minera internacional BHP Billiton y la minera brasileña Vale sentó un precedente imborrable y que ha dejado muchas lecciones. Un panel internacional de expertos menciona que la falla fue gatillada por una serie de tres sismos menores, pero que el proceso de deterioro de la estabilidad de las obras estaba en un avanzado proceso debido a una serie de falencias de diseño y de mantenimiento. La presencia de lamas en zonas no consideradas en el diseño, entre otras falencias importantes, derivaron en la licuación del muro y del suelo de fundación con la consiguiente reducción de resistencia y posterior colapso del muro.

El derrame avanzó principalmente por el cauce del río Doce causando un tremendo impacto ambiental.

- Altura de la presa: 90 m
- Volumen almacenado: 55,000,000 m^3
- Método constructivo: Aguas arriba
- Volumen derramado: 32,000,000 m^3
- Distancia recorrida: 637 km
- 19 muertos

SOBREPASO DE AGUA (OVERTOPPING)

- **Merriespruit, Sudáfrica, 1994**

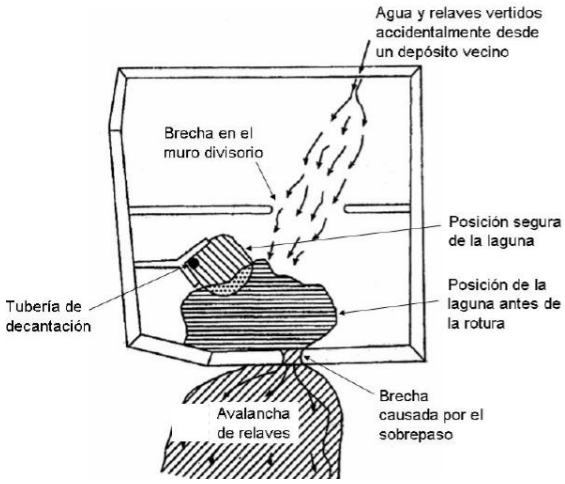


Figura 2.6 Falla por sobrepaso o rebalse. Merriespruit, (Sudáfrica, 1994). (Blight & Fourie, 2003)[7]



Figura 2.7 Imagen aérea de la zona de falla de la presa de Merriespruit. (Tailings.info)[51]

La presa de Merriespruit no fue capaz de manejar las fuertes lluvias que precedieron a la falla. La capacidad de almacenamiento se vio sobrepasada, rebalsando la presa. Dicho rebalse generó una brecha que permitió el derrame de una importante cantidad de relave.

- Altura del muro: 31m
- 16 años de iniciada y 1 año "inactiva"
- Falla precedida por lluvia (50 mm)
- Volumen derramado: 600,000 m^3
- Distancia recorrida: 3 km
- Avalancha de 2.5 m de altura
- 17 fallecidos

ESTRATO DEBIL EN FUNDACION

- Mount Polley, Canadá, 2014

Falla atribuida principalmente a un diseño que no consideró las complejas características sub-glaciales y pre-glaciales del perímetro de la fundación del depósito. La falla ocurrió en una capa glaciolacustre ubicada en la fundación del depósito.



Figura 2.8 Imagen aerea de la zona de falla de la presa de Mount Polley. (Report on Mount Polley, 2015)[48]

- Distancia recorrida: 7 km
- Volumen almacenado: 74,000,000 m^3
- Volumen derramado: 23,600,000 m^3
- Lago Polley creció 1.5 metros de altura (después del derrame)

FALLA POR MOVIMIENTO SÍSMICO

- El Cobre Viejo, Chile, 1965



Figura 2.9 Extracto portada revista Ercilla 31 de marzo de 1965. (Elnogalino.cl)[52]

El 28 de marzo de 1965, poco después de mediodía, se produjo a 127 km al noroeste de Santiago (cerca de La Ligua), un sismo de 7.4° Richter que afecto principalmente las provincias de Aconcagua, Valparaíso y Santiago. En la mina El Soldado, situada a unos 30 km del epicentro, dos de los tres tranques de relaves (El Cobre Viejo y El Cobre Nuevo) cedieron, vaciando su contenido y sepultando gran parte del pueblo El Cobre, donde vivían aproximadamente 200 personas.

- Altura de la presa: 35 m
- Volumen almacenado: 4,250,000 m^3
- Método constructivo: Aguas Arriba
- Volumen derramado: 1,900,000 m^3
- Distancia recorrida: 12 km
- 200 muertos (estimado)

3 Fuentes de información y Metodología de Análisis

3.1 Fuentes de información

Gran parte de la información requerida para los propósitos de este estudio ha sido recabada de las distintas publicaciones de investigadores e instituciones a lo largo de todo el mundo y durante varias décadas. Una de las mayores (y más completa) recopilación de información fue realizada y publicada en el boletín nº 121 de ICOLD (ICOLD, 2001)[26], una organización no gubernamental para el

intercambio de conocimientos y experiencias en ingeniería de presas. Este documento tenía como objetivo, hacer una revisión de las experiencias de fallas de presas y hacer un compendio de las "lecciones" aprendidas a lo largo de todas esas experiencias. Se recopilaron en total 221 eventos de falla, los cuales fueron clasificados a través de las siguientes características:

- Método constructivo:
    - US: aguas arriba (upstream)
    - DS: aguas abajo (downstream)
    - CL: eje central o mixto (centerline)
    - WR: embalse de agua (water retention)

- Tipo de incidente (Incident Type):
    - 1A: Falla en depósito activo
    - 1B: Falla en depósito inactivo
    - 2A: Accidente en depósito activo
    - 2B: Accidente en depósito inactivo
    - 3: Infiltración en Aguas subterráneas

- Material de relleno de presa (Dam Fill Material):
    - T: relaves (tailings)
    - CST: arenas cicloneadas (cycloned sand tailings)
    - MW: enrocado estéril de mina (mine waste)
    - E: empréstito (Earthfill)
    - R: enrocado (Rockfill)

- Causa del incidente o mecanismo de falla (Incident cause):
    - SI: inestabilidad (slope instability)
    - SE: filtración (seepage)
    - FN: fundacional (foundation)
    - OT: rebalse o sobrepaso (overtopping)
    - ST: estructural (structural)
    - EQ: sísmico (earthquake)
    - MS: hundimiento de mina (mine subsidence)
    - ER: erosión (erosion)
    - U: desconocida (Unknown)

- Altura de presa
- Volumen de almacenamiento

- Relave liberado
- Distancia de avance del relave

Como era de esperar, una fracción no menor de los eventos no contiene / incluye información sobre una o más de las características antes mencionadas.

Otra fuente importante de información es WISE (World Information Service on Energy)[47], institución que ha recopilado eventos afines con data desde 1961 a la fecha. Muchos de estos casos están reportados también en el boletín N°121 de ICOLD.

Una gran cantidad de datos fueron agrupados por CSP2 (Center for Science in Public Participation), una organización que cuyo objetivo es aportar investigación seria y recomendaciones para personas e instituciones que han sido afectadas por la minería. Una de sus últimas publicaciones corresponde a la publicación "The Risk, Public Liability, & Economics Of Tailings Storage Facility Failures" (Bowker, Chambers, 2015)[8], en el cual analizan y entregan relaciones entre las condiciones históricas y económicas de las operaciones en problemas y la frecuencia de ocurrencia de eventos de fallas de presas de relave de distintas magnitudes con principal foco en aquellas de mayor impacto al medio ambiente y/o a las comunidades vecinas. Uno de los criterios propuestos en dicho estudio, no exento de ser materia de discusión y que ha sido parcialmente adoptado en esta memoria, son las categorías de severidad de las fallas. La clasificación es la siguiente:

- Falla Muy seria (1):
  - Falla de presa de relave que involucra la pérdida de vidas humanas (alrededor de 20) y/o el derrame de 1.000.000 o más m^3 de relave y/o que el relave derramado haya avanzado 20 km o más.

- Falla Seria (2):
  - Falla de presa de relave que involucra la pérdida de vidas humanas (Al menos una) y/o el derrame de 100.000 m^3 de relave o más.

- Falla Menor (3):
  - Falla de presa de relave que no involucra la pérdida de vidas humanas y no puede ser clasificada como Seria o Muy Seria.

- Otras fallas (4):
  - Otras fallas relacionadas con relaves que no pueden ser clasificadas como fallas tipo 1, 2 o 3.

Adicionalmente otras fuentes de información, principalmente provenientes de publicaciones científicas de casos particulares, han sido utilizados en la data recopilada y utilizada en este documento. La tabla de datos se encuentra en el Anexo A.

3.2 Metodología de Análisis

En este trabajo la estadística de fallas ha sido parcialmente completada con datos encontrados en otras fuentes. Se han rectificado, confirmado y reclasificado algunos eventos con el objetivo de tener una data sólida coherente con los objetivos de este estudio, el cual tiene como foco estudiar las consecuencias de los eventos relacionados con presas de relave y no con todo tipo de acopio de residuos mineros. En esta dirección, es que se han eliminado de la data aquellos eventos registrados en que es posible corroborar que el evento no tuvo relación con la falla de un depósito de relaves mineros en que se utilizara una presa como mecanismo de contención.
Cabe mencionar que en ningún caso esta recopilación de datos es considerada una base de datos completa y definitiva. Otro aspecto a considerar es que los valores indicados como volumen derramado y almacenado no separan de forma explícita los residuos sólidos de los líquidos. Si bien existe información al respecto en algunos casos (como en el caso de la falla de Mt. Polley en Canadá), gran parte de la información no posee dicha distinción.

A partir de la clasificación adoptada y de las definiciones de ICOLD, se han buscado distintas relaciones entre los parámetros geométricos característicos de las presas y las posibles consecuencias que dichas fallas podrían causar, replicando esfuerzos anteriores de hacer esto mismo, pero con una data más completa. El propósito es concluir si es que es posible generar, con la data expuesta en este documento, modelos predictivos de distancia recorrida (en Chile más conocida como distancia peligrosa) o de volumen derramado.

En algunos eventos (no muchos afortunadamente) las fuentes de información no siempre son concordantes por lo que puede haber discrepancias dependiendo de la fuente de estos datos. El análisis ha tenido en cuenta esto y se considera de todas formas, que dicha posible variación en la información no compromete de forma significativa los resultados de los datos analizados.

Finalmente se contrastarán las conclusiones obtenidas de la revisión del historial estadístico, con las conclusiones que se puedan obtener del análisis de los estudios geotécnicos y geomecánicos de tres eventos emblemáticos y bien documentados.

4 Análisis de la evolución temporal de la estadística

Los datos utilizados en 4.1 y 4.2 capítulo corresponden a los datos del Anexo A.

4.1 Estadística Global y sus Proyecciones

La estadística de fallas se ha sido usada como base en estudios que pretender observar y cuantificar características claves de estos eventos para correlacionarlas con sus consecuencias y/o frecuencia. Además, ha sido utilizada con el propósito de proyectar la frecuencia de fallas en el tiempo. La Tabla 4.1 resume la estadística de datos recopilados (Anexo A), según las categorías mencionadas en 3.1, dividida por decenios a partir del año 1900 hasta el año 2017.

		Fallas Muy Serias	**Fallas Serias**	**Fallas Menores**	**Otras Fallas**	**Total de Fallas**
2010	**2017**	9	7	13	3	32
2000	**2009**	11	6	11	0	28
1990	**1999**	11	11	24	2	48
1980	**1989**	7	6	41	3	57
1970	**1979**	9	5	41	4	59
1960	**1969**	7	4	41	2	54
1950	**1959**	0	2	7	0	9
1940	**1949**	1	1	6	0	8
1930	**1939**	1	0	2	0	3
1920	**1929**	1	0	0	0	1
1910	**1919**	0	1	1	0	2
1900	**1909**	0	0	0	0	0
Sin datos sobre el año		0	0	23	14	37
Total		57	43	210	28	338
%		16.9	12.7	62.1	8.3	

Tabla 4.1 Frecuencia de eventos de falla separadas por categoría. (Elaboración Propia)

Como se muestra en la Tabla 4.1, típicamente se usan intervalos de 10 años para ver el comportamiento de las fallas en el tiempo. Podemos observar que gran parte de las fallas registradas corresponden a fallas menores (62.1%)

La Figura 4.1 muestra de forma gráfica la distribución de fallas entre los años 1900 y la actualidad por décadas.

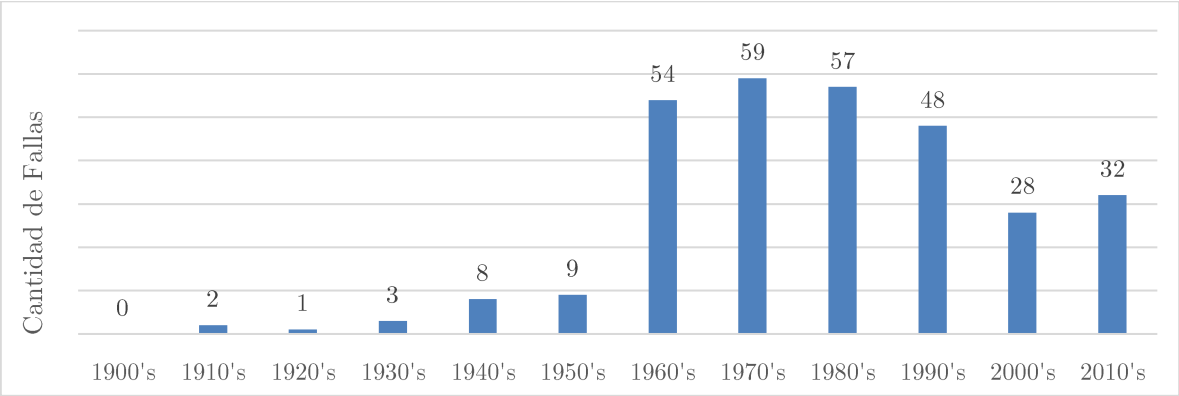
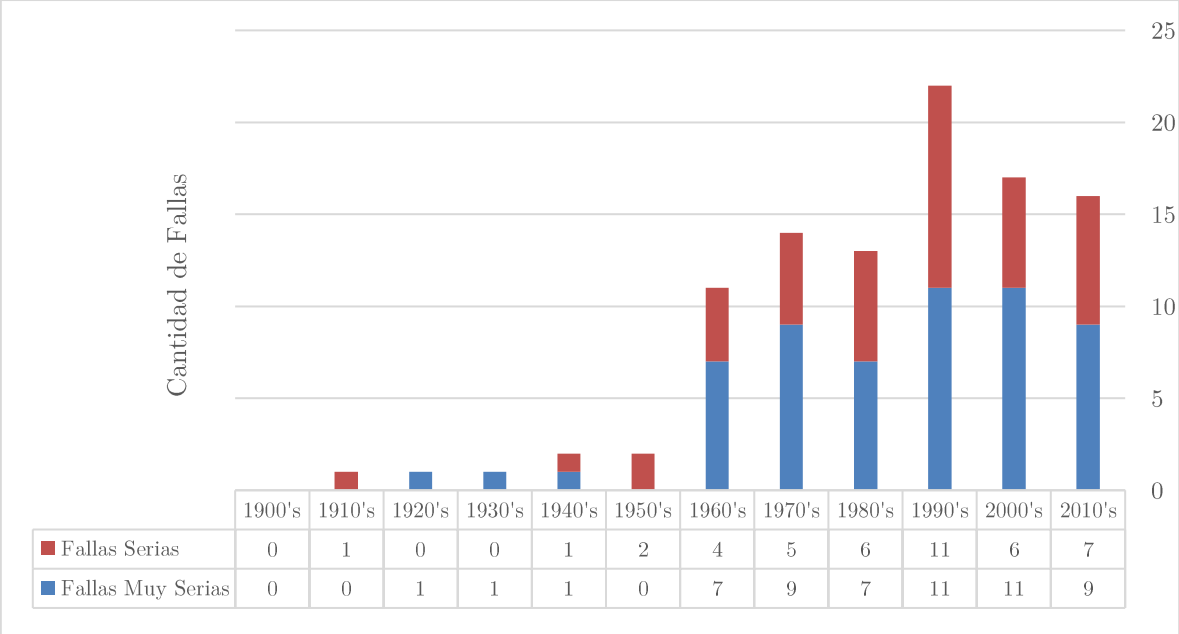


Figura 4.1 Total de fallas por década (Elaboración Propia)

De la misma forma podemos observar la estadística de fallas solo de aquellas catalogadas como fallas serias o muy serias en la Figura 4.2.



	1900's	1910's	1920's	1930's	1940's	1950's	1960's	1970's	1980's	1990's	2000's	2010's
Fallas Serias	0	1	0	0	1	2	4	5	6	11	6	7
Fallas Muy Serias	0	0	1	1	1	0	7	9	7	11	11	9

Figura 4.2 Fallas Serias y Muy Serias por década. (Elaboración Propia)

De dichas estadísticas, el estudio de Bowkers and Chambers (Bowker y Chambers, 2017)[9] proyectó la frecuencia de fallas enfocándose en las fallas serias y muy serias, encontrando que la tasa de fallas anual se habría de incrementar en las siguientes décadas. En la Figura 4.3 podemos observar las correlaciones calculadas y utilizadas con fines de proyección en dicho documento, sus indicadores de correlación y datos acumulados de distancia recorrida (Cumulative Runout) y de volumen derramado (Cumulative Release).

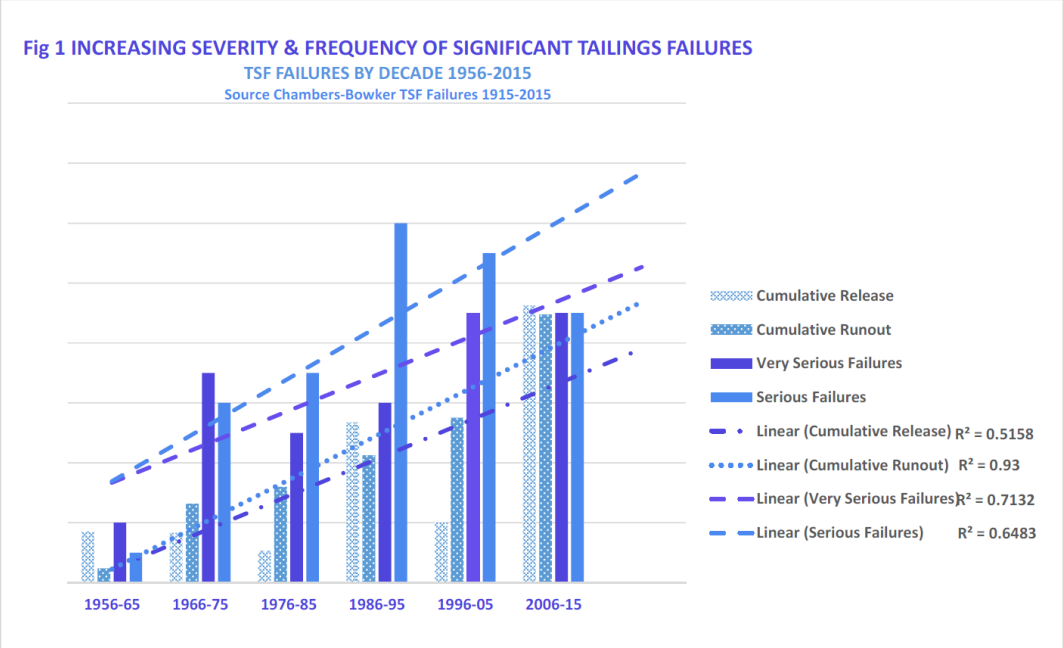


Figura 4.3 Incremento en la severidad y frecuencia de las fallas (Bowkers and Chambers, 2017)[9]

En ese mismo estudio se estimaron las cantidades de fallas esperadas para las décadas siguientes en función a las correlaciones utilizadas, resultados observables en la Tabla 4.2.

TABLE 1 ANTICIPATED INCREASES IN FREQUENCY & SEVERITY 2016-2025				
Time Period	Very Serious >1M m3	Serious >100k m3	Cumulative Release M m3	Cumulative Run Out km
2006-2015 (actual)	9	9	895	92
2016-2025 (predicted)	15	15	937	110
Projected % change	+67%	+67%	+5%	+8%

Tabla 4.2 Proyecciones de fallas de Bowkers y Chambers (Bowkers and Chambers, 2017)[9]

En esta tesis se considera que estos pronósticos deben analizarse con cuidado pues solo incluyen condiciones que no necesariamente son extrapolables. Por esto mismo, no parece razonable hacer pronósticos basados en condiciones anteriores sin considerar las modificaciones que está experimentando la industria minera en el manejo de los relaves. Debe tenerse en cuenta que como consecuencia del incremento de la tasa de producción de relave se han modificado la magnitud de las obras, ha habido cambios en las normativas, se han generado nuevas técnicas de depositación, y se han modificado las culturas constructivas y de operación. Eventos de gran magnitud registrados en los últimos años (Mt Poley; Samarco) no han pasado desapercibidos. Fallas como estas han sido estudiadas con detalle para comprender / aprender los motivos de la falla, estudios que han entregado lecciones valiosas para el futuro. Es esperable y razonable que dichas lecciones, en el corto o mediano plazo, tengan influencia en los niveles de seguridad de las obras y en la capacidad de prevención de fallas por motivos similares a estos casos. Por otra parte, asumir que una distribución y proyección

lineal es la mejor representación del comportamiento futuro estadístico parece también un criterio arbitrario.

Tomando en consideración los últimos 50 años y la data utilizada en este trabajo, sin perjuicio de lo mencionado en el párrafo anterior, y realizando el mismo ejercicio de proyectar las fallas para la siguiente década se obtienen los resultados que se observan en la Tabla 4.3 basados en las correlaciones expuestas en la Figura 4.4.

Intervalo de tiempo	Fallas Muy Serias	Fallas Serias
2006-2015	11	9
2016-2025	12	10
Incremento	9%	11%

Tabla 4.3 Cantidad de fallas proyectadas para la década 2016-2025. (Elaboración Propia)

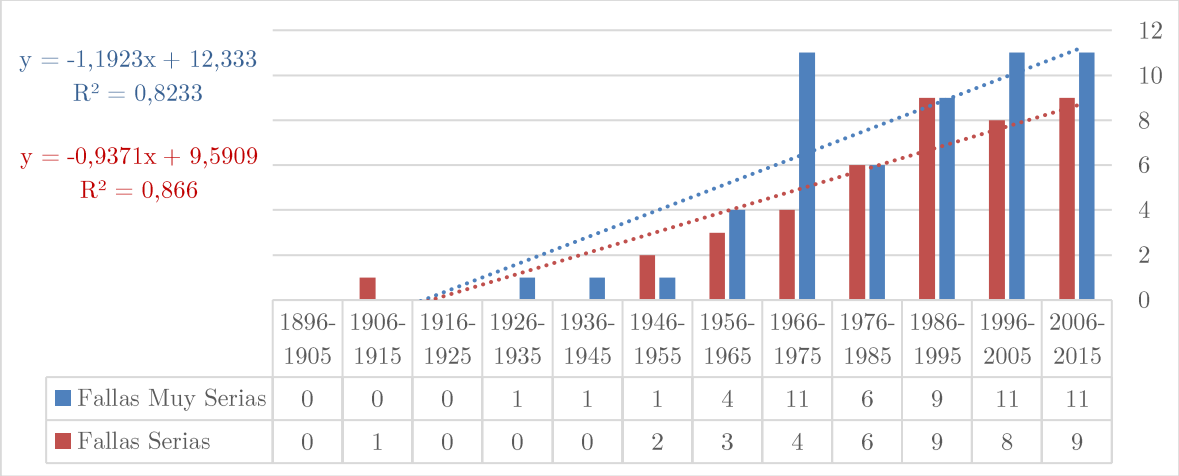


Figura 4.4 Correlaciones para predicción de fallas hacia la siguiente década. (Elaboración Propia)

Se proyectan 12 fallas muy serias y 11 fallas serias para el periodo 2016-2025, lo que significa incrementos del 9% y 11% respectivamente. Las proyecciones de fallas muy serias difieren en tres unidades respecto del estudio de Bowkers y Chambers, y en cinco unidades en el caso de las fallas serias. Más interesante es observar que los porcentajes de variación son mucho menores, lo que indica una tendencia al incremento menos drástica que la encontrada en dicho estudio.

Otro de los primeros indicadores a rescatar de esta información es la tasa de ocurrencia. Los números hablan de una tasa de ocurrencia de fallas en presas de relave de aproximadamente 1,2%, más de dos órdenes de magnitud sobre la tasa de ocurrencia de fallas en presas de retención de agua, estimada en un 0,01% según la ICOLD en 2001 (Azam y Li, 2010)[3]. Pero ¿qué consideraciones se tiene en el cálculo de esta cifra? Es posible notar que la selección de un intervalo de tiempo determinado tendrá

una gran influencia en las conclusiones que se pueden obtener y en las comparaciones que se hagan con otras cifras, por lo que es recomendable que dichos estudios comparativos se realicen a intervalos de duraciones constantes para evitar el riesgo de llegar a conclusiones erróneas (Caldwell, et al., 2014)[10].

Dado que no existe un catastro oficial de obras de alrededor del mundo, se usó el típico valor de 3500 presas de relaves presente en otros estudios (Caldwell, et al., 2014)[10]. Este valor es arbitrario, y su aplicabilidad es cuestionable. Para evitar un gran arrastre de error debido a esta arbitrariedad, se consideraron las fallas desde los años 90 en adelante usando intervalos de 10 a 20 años. Los resultados de dicho ejercicio se observan en la Tabla 4.4 y Tabla 4.5.

		Tasa de Fallas			
	Intervalo de tiempo [años]	**Fallas Totales**	**Fallas muy serias**	**Fallas serias**	**Fallas serias y muy serias**
2010's	8	1,1.E-03	3,2.E-04	2,5.E-04	5,7.E-04
2000's	10	8,0.E-04	3,1.E-04	1,7.E-04	4,9.E-04
1990's	10	1,4.E-03	3,1.E-04	3,1.E-04	6,3.E-04

Tabla 4.4 Tasas de Falla Por Décadas. (Elaboración Propia)

		Tasa de Fallas			
	Intervalo de tiempo [años]	**Fallas Totales**	**Fallas muy serias**	**Fallas serias**	**Fallas serias y muy serias**
2000-2017	18	9,5.E-04	3,2.E-04	2,1.E-04	5,2.E-04
1990-2009	20	1,1.E-03	3,1.E-04	2,4.E-04	5,6.E-04

Tabla 4.5 Tasas de Falla Cada 20 Años. (Elaboración Propia)

En primera instancia podemos destacar que la tasa de fallas, independiente del intervalo considerado no supera el 1,4E-3 (0,14%) lo cual es menor al 1,2% mencionado en el documento de Azam (Azam, Li, 2010)[3] en un orden de magnitud, más sigue siendo un orden de magnitud mayor a la tasa de fallas de las presas de agua.

4.2 Razón de Fallas vs Producción

Una mirada distinta es aquella que incorpora de forma directa (o indirecta) la producción de relaves en el mundo en la estadística de fallas. Dado que las fallas corresponden a faenas de distintitos tipos

de materiales, parece más razonable estudiar la relación la producción y fallas para cada tipo de mineral. En la Figura 4.5 podemos observar la evolución de la razón fallas serias y muy serias y producción de mineral (es decir, # de fallas dividido por el tonelaje producido de mineral) para el cobre, uno de los minerales con mayor presencia en la estadística, el cual es considerado ampliamente como un buen parámetro para observar el comportamiento general de la producción de minerales en el mundo (Bowker, Chambers, 2015)[8].

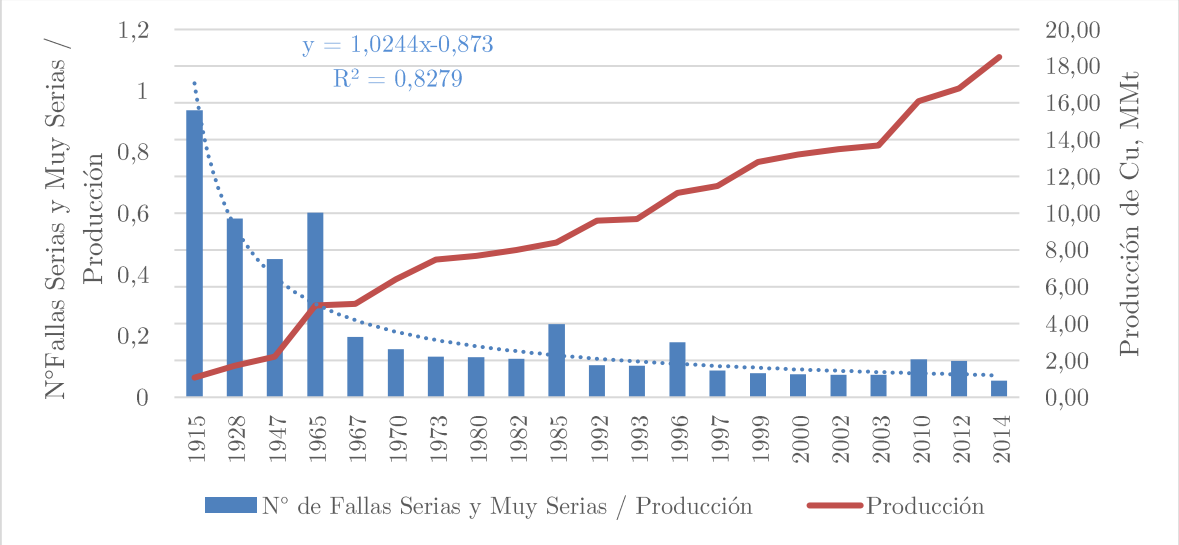


Figura 4.5 Evolución de razón N.º de Fallas Serias y Muy Serias/Producción de Cobre de Mina en MMt y su correspondiente regresión. (Elaboración Propia)

Se observa un comportamiento a la baja entre los años 1915 y 2000; de ahí en adelante se observa un comportamiento con tendencia asintótica. Se ha de considerar que esta gráfica incluye las fallas en las cuales existe presencia de relave de cobre, es decir, incluye los casos en que existía relave de más de un mineral en la misma obra.

Dado que no existe un registro oficial de la producción de relaves a nivel mundial, se vuelve a seleccionar el cobre como caso de estudio. Se propone observar la proporción de relaves derramados, en particular en las fallas serias y muy serias, con el volumen de relave producido. Para llevar acabo esto se recurre a una aproximación mediante el uso de la ley promedio del cobre y la producción de cobre de mina alrededor del mundo. La ley del mineral se obtuvo de la gráfica de la Figura 4.6.

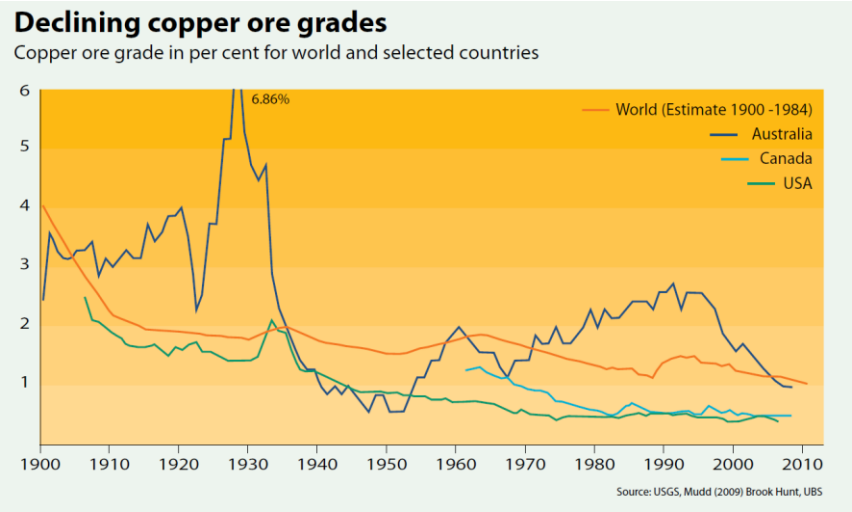


Figura 4.6 Estimación de la ley promedio del cobre en el mundo. ("Deep Sea Minerals and the Green Economy" Volumen 2)[19]

Cabe mencionar que los volúmenes calculados a través de la ley mineral y la producción de cobre es una primera aproximación al contraste entre los volúmenes de relaves de cobre generados en el mundo y los volúmenes derramados en fallas de presas que contienen relave de cobre, y no pretende ser una medida exacta. Los resultados de este ejercicio se observan en la Figura 4.7.

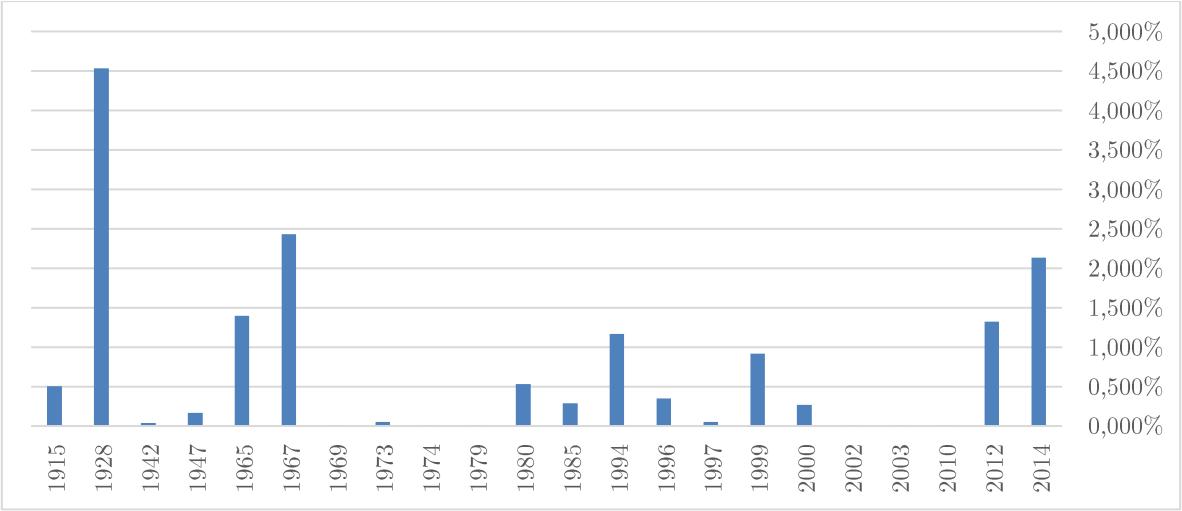


Figura 4.7 Razón de Relave Derramado/Relave Producido para el Cobre en el Mundo. (Elaboración Propia)

Podemos observar que no existe ningún patrón claro observable. Independiente de que la estadística no está completa y que no se han incluido casos en que el reporte de derrame existe, pero en unidades distintas a metros cúbicos, el autor considera que, aunque esto no fuera así, es poco probable encontrar un comportamiento predictible.

5 Análisis en base a características de la obra

Son muchos los parámetros que caracterizan una obra de acopio de relaves mineros. La historia muestra la gran influencia de algunos de estos parámetros en la frecuencia (tasa) de fallas y en la magnitud de la consecuencia de estas. En esta sección se muestra y analiza la distribución y/o evolución en el tiempo de algunas de las características de propias de las obras. Estas son: altura del muro, volumen almacenado, método constructivo, material de construcción, y mineral de origen. Nuevamente, los datos utilizados en todo este capítulo corresponden a los datos del Anexo A.

5.1 Altura del muro

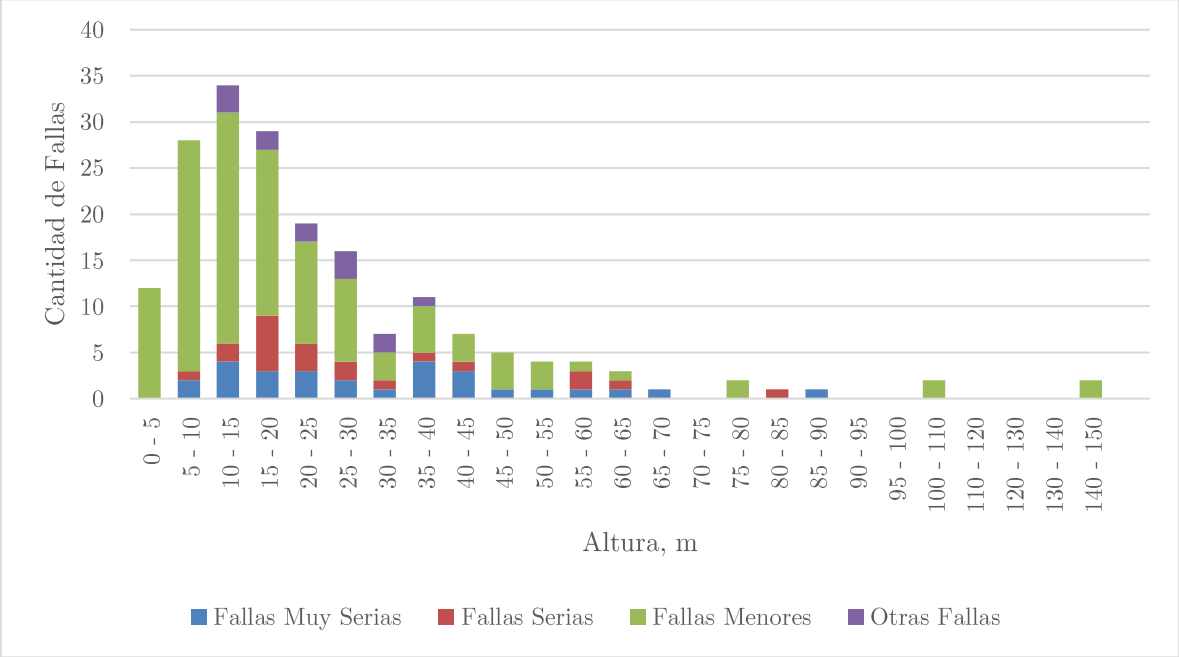


Figura 5.1 Distribución de altura de presa para eventos de todas las categorías. (Elaboración Propia)

Si bien en primera instancia la altura del muro no es un indicador directo de la magnitud de la obra en términos volumétricos, es un parámetro interesante desde el punto de vista de la estabilidad. Muros de grandes dimensiones son percibidos como un desafío mayor en términos de diseño, construcción y operación. En la Figura 5.1 vemos la distribución de las alturas de las presas que han presentado problemas/fallas, para los eventos de todas las categorías. Podemos observar que gran porcentaje de las fallas han ocurrido en presas de tamaño no mayor a 30 metros de altura. Gran parte de esas fallas son fallas menores, y las fallas importantes serias y muy serias se distribuyen de forma un tanto más homogénea. Algunos valores estadísticos se presentan en la Tabla 5.1.

Todas las categorías			Fallas Serias y Muy Serias	
Cantidad de Datos	188		**Cantidad de Datos**	49
Máximo, m	150		**Máximo, m**	90
Mínimo, m	3		**Mínimo, m**	7
Media, m	25,9		**Media, m**	33,3
Percentil 25,1%	12		**Percentil 25%**	18
Percentil 50,2%	20		**Percentil 50%**	27
Percentil 75,9%	32		**Percentil 75%**	44

Tabla 5.1 Valores estadísticos para la altura de las presas. (Elaboración Propia)

5.2 Volumen Almacenado

Es también de interés observar el volumen almacenado de aquellas presas que han fallado. Es importante recordar que la información recopilada no siempre discrimina entre el tipo de material que conforma el volumen almacenado en las obras (materiales sólidos y líquidos). En la Figura 5.2 y Figura 5.3, el eje vertical representa un intervalo de volumen expresado en millones de metros cúbicos, el eje horizontal representa un intervalo de tiempo expresado en años, y en el área del gráfico se observa un mapa de calor discretizado en el que se representa la cantidad de eventos para un determinado rango de volumen en un determinado intervalo de tiempo.

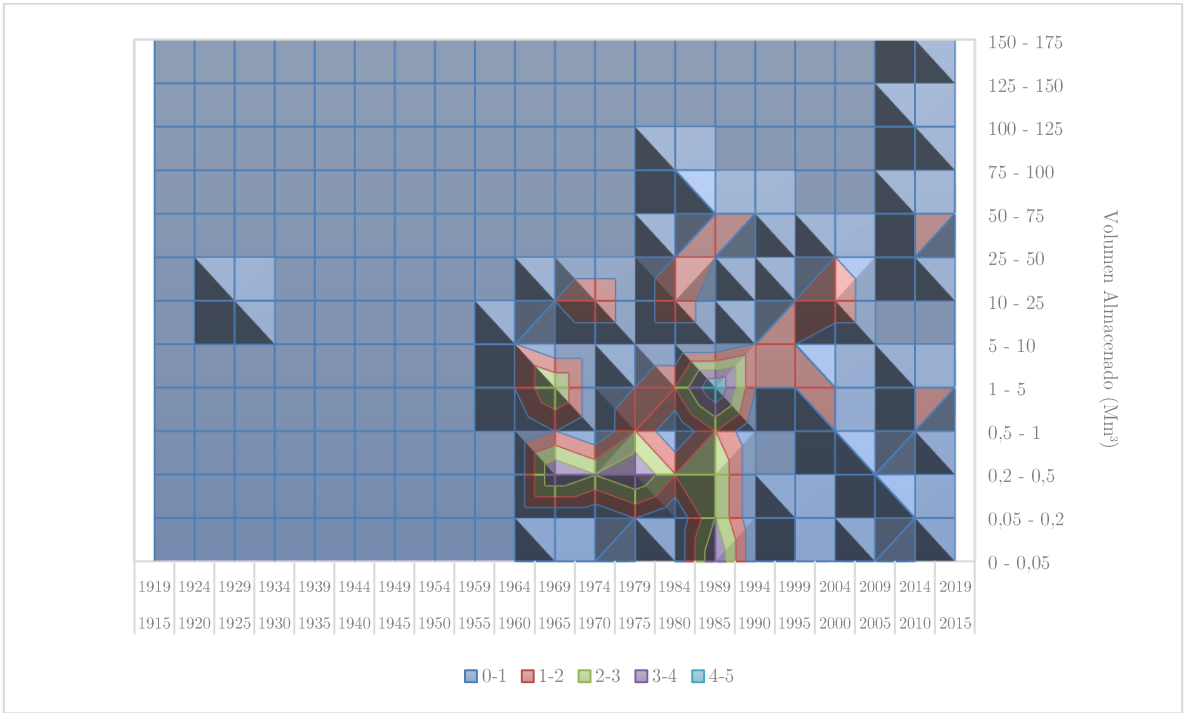


Figura 5.2 Distribución de volúmenes almacenados (en Mm^3) en frecuencia y en el tiempo, para el total de fallas. (Elaboración Propia)

En la Figura 5.2 podemos ver la distribución de las fallas según el volumen almacenado y según una escala de tiempo para las fallas de todas las categorías.

Gran parte de las presas que presentaron problemas se acumulan casi todos (94,8%) por debajo de los 55 millones de metros cúbicos. Esto calificaría parcialmente a las obras como presas de tamaño medio según los criterios de ICOLD. También es posible apreciar que, con el paso de los años, las presas que han fallado poseen mayores volúmenes de material almacenado, lo que demuestra la creciente necesidad de almacenamiento para el incremento en el tiempo de la producción de relaves.

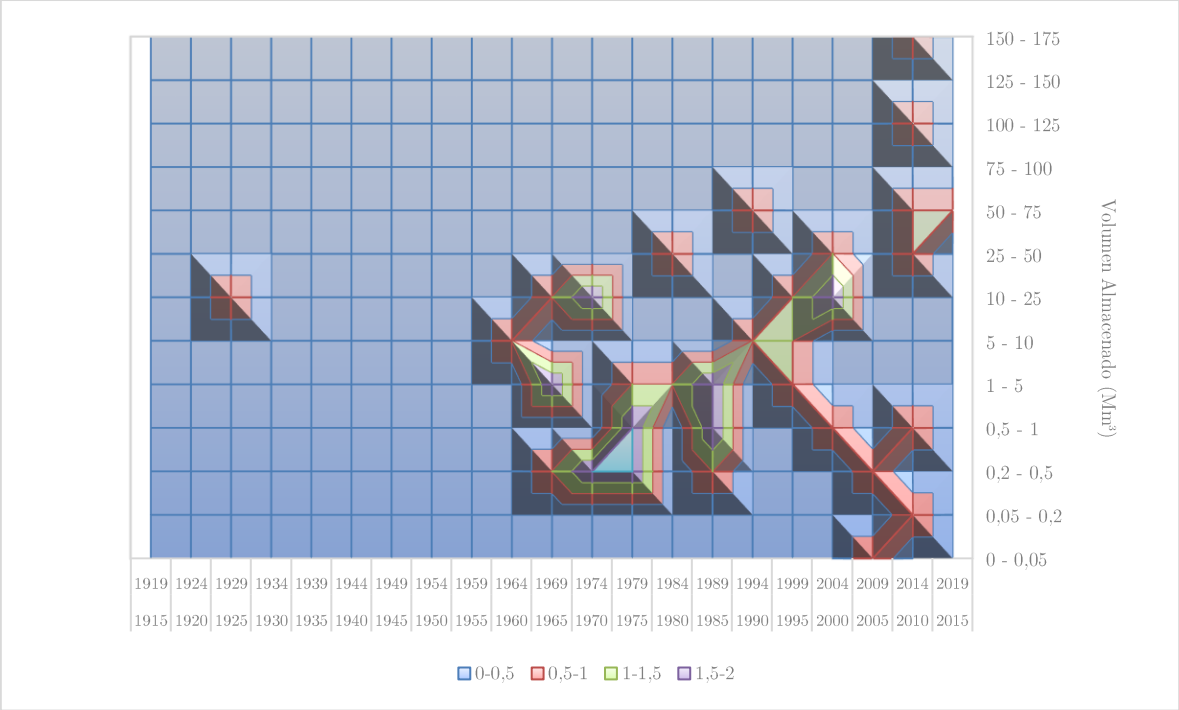


Figura 5.3 Distribución de volúmenes almacenados (en Mm³) en frecuencia y en el tiempo, para Fallas Serias y Muy Serias. (Elaboración Propia)

La Figura 5.3, que posee el mismo formato que la Figura 5.2, muestra la misma situación pero solo para las fallas serias y muy serias. En esta, es posible apreciar mejor la tendencia al aumento del volumen almacenado de las obras falladas con el paso del tiempo.

Del total de eventos de todas las categorías que presentan datos sobre el volumen almacenado (79 eventos), las que corresponden a fallas serias y muy serias corresponden al 50,6% (40 eventos). Estas últimas acumulan el 75,5% del volumen almacenado que presentó fallas. Considerar que el total de eventos (de todas las categorías) que poseen el dato del volumen almacenado en el momento de la falla corresponde a aproximadamente el 23,4% de los datos de toda la estadística. Algunos valores estadísticos se presentan en la Tabla 5.2.

Todas las categorías			Fallas serias y muy serias	
Cantidad de Datos	79		**Cantidad de Datos**	40
Máximo, Mm3	155		**Máximo, Mm3**	155
Mínimo, Mm3	0,025		**Mínimo, Mm3**	0,05
Media, Mm3	11,65		**Media, Mm3**	17,37
Percentil 23%	0,30		**Percentil 23%**	0,70
Percentil 50%	1,23		**Percentil 51,2%**	3,00
Percentil 75,6%	12,30		**Percentil 74,3%**	16

Tabla 5.2 Valores estadísticos para el volumen almacenado. (Elaboración Propia)

5.3 Método Constructivo

Los conocimientos técnicos sobre estabilidad de este tipo de presas no dejan dudas de que uno de los factores de mayor influencia en el comportamiento de la presa de relaves es el método constructivo. La Figura 5.4 muestra la frecuencia con la que los distintos métodos constructivos han fallado a lo largo de la historia para las fallas de todas las categorías.

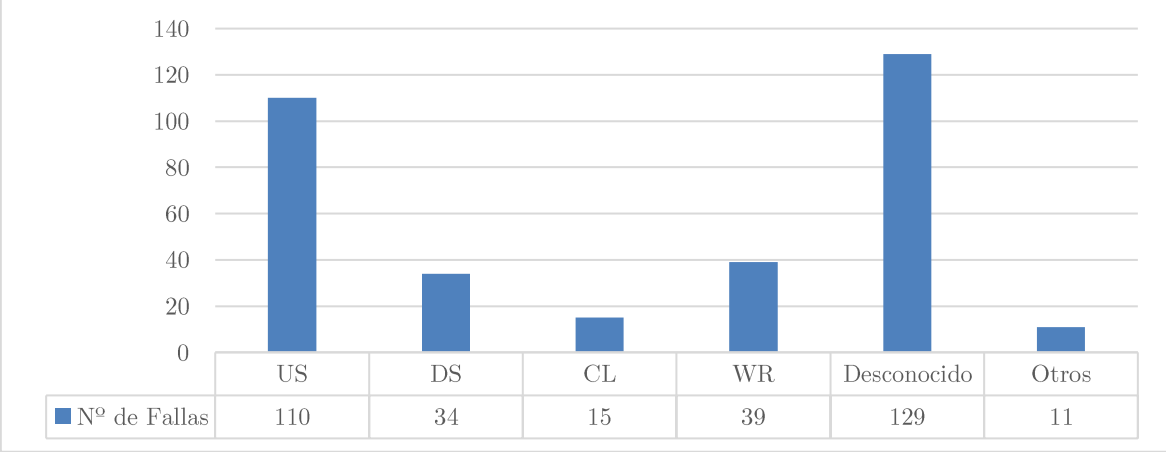
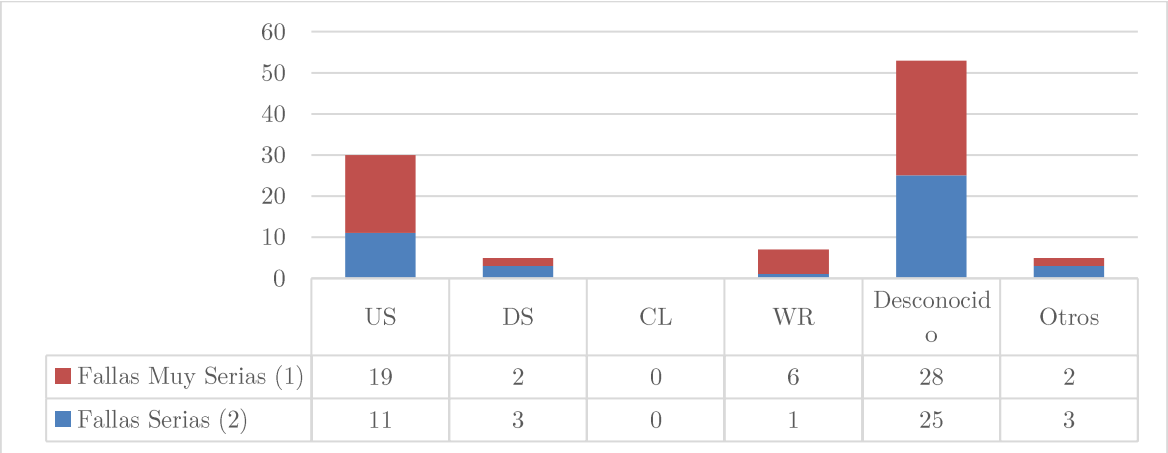


Figura 5.4 Distribución del total de fallas según método constructivo. (Elaboración Propia)

Es evidente que las presas de relave construidas según el método aguas arriba han presentado más fallas. Se puede presumir que este hecho se relaciona con que el muro se va apoyando parcialmente sobre relave depositado que normalmente es de baja resistencia. Además, se ha podido correlacionar la ocurrencia de fallas en presas construidas con el método aguas arriba con zonas con alta sismicidad, como en el caso de algunas presas chilenas falladas en los años 60 (Villavicencio, et al., 2013)[45]. Todo esto guarda relación con el desarrollo de resistencia no drenada en las lamas, que en el caso de del método constructivo aguas arriba, pueden llegar a formar parte de la fundación del muro.

La situación es proporcionalmente muy similar si consideramos solo las fallas serias y muy serias, como lo ilustra la Figura 5.5.



	US	DS	CL	WR	Desconocido	Otros
Fallas Muy Serias (1)	19	2	0	6	28	2
Fallas Serias (2)	11	3	0	1	25	3

Figura 5.5 Distribución de Fallas Serias y Muy Serias según método constructivo. (Elaboración Propia)

En ambas situaciones los eventos cuyo método constructivo es un dato desconocido son los que presentan la mayor frecuencia.

5.4 Mineral de Origen

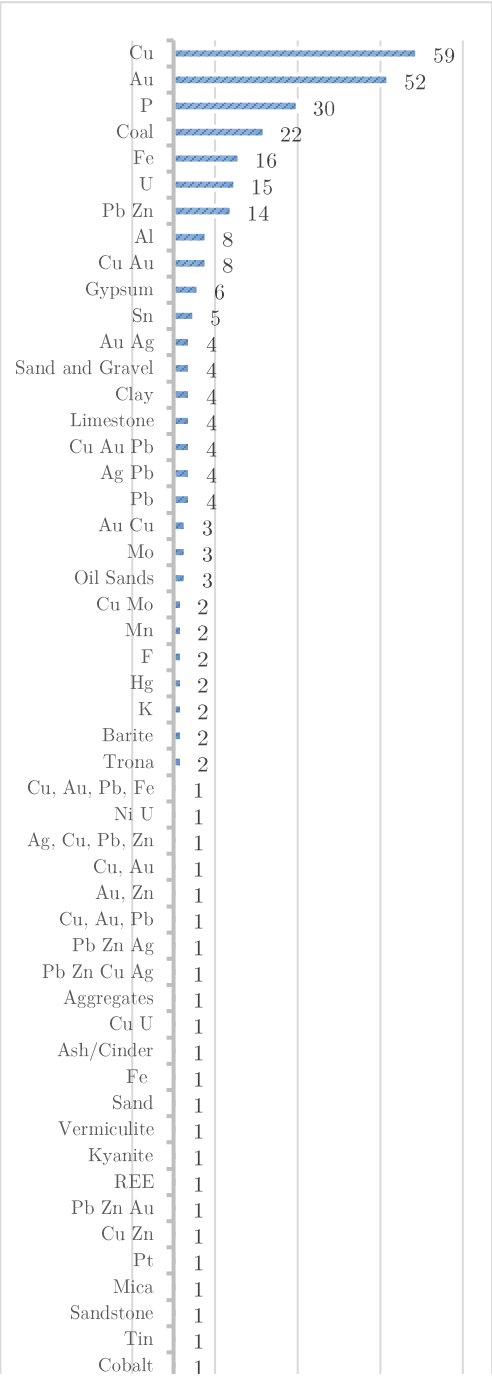


Figura 5.6 Clasificación de fallas de todas las categorías según mineral de origen. (Elaboración Propia)

Otro factor a considerar, es la procedencia del relave depositado en estas obras. La ilustra Figura 5.6 la distribución de fallas según el mineral del cual procede el relave para las fallas de todas las categorías. Se observa que para dichas fallas los minerales con mayor presencia en la estadística son el oro, el cobre, los fosfatos y el carbón, siendo seguidos en frecuencia por aquellas fallas en las que no se tiene información sobre el mineral de origen. La Figura 5.7 considera solo las fallas serias y muy serias. Los dos primero minerales coninciden con la estadística anterior (cobre y oro) pero aparece en tercer lugar el hierro.

Es importante mencionar que estos datos, de forma directa, no son un indicador directo de cuales son los minerales cuyos relaves son más "riesgosos" de almacenar en terminos de la estabilidad de la presa. Además, un mismo mineral puede ser depositado en distintas condiciones de humedad y con distintas técnologias de depositación, factores que de ninguna forma están representados en esta estadística.

Una alternativa para complementar esta información sería contar con la cantidad total de presas en las que se almacena relave de cada uno de estos materiales en el mundo para poder proporcionar estas cantidades de fallas y observarlas en contexto.

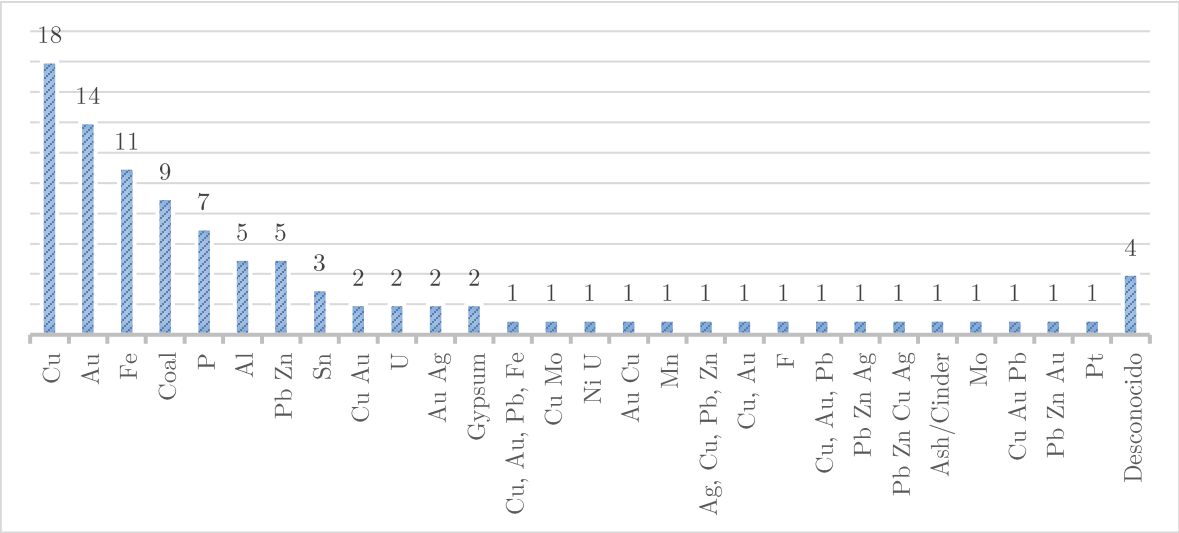
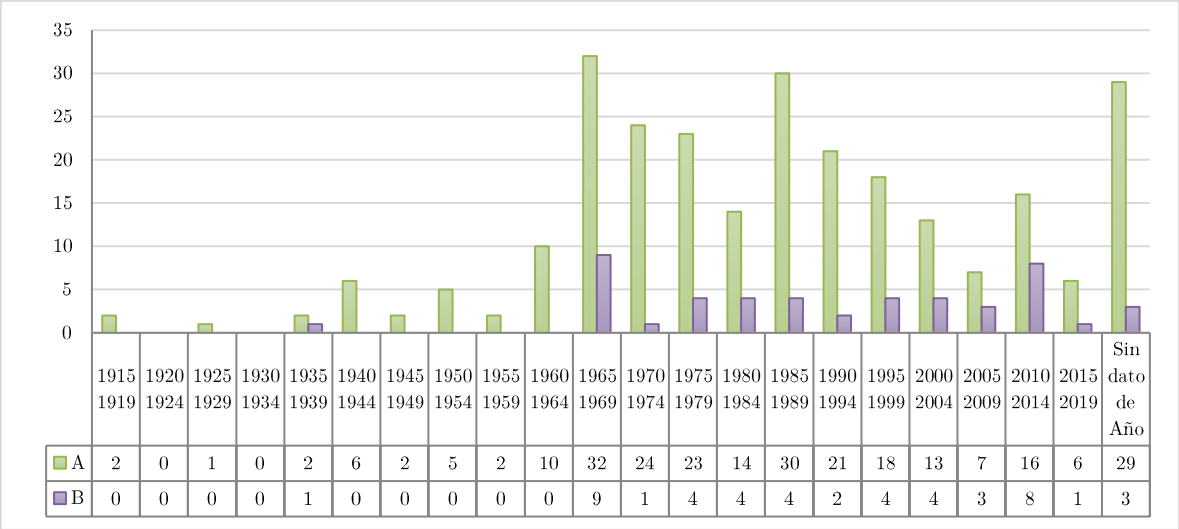


Figura 5.7 Clasificación de Fallas Serias y Muy Serias según mineral de origen. (Elaboración Propia)

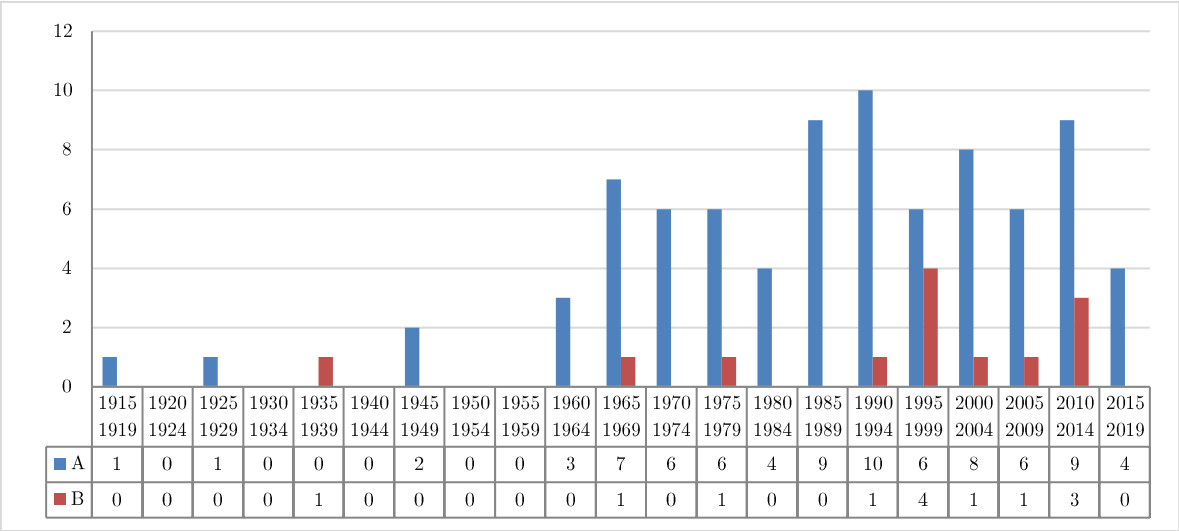
5.5 Nivel de Actividad

No todas las obras que han tenido fallas corresponden a obras en operación. La Figura 5.8 ilustra todas las fallas que poseen dicha información y su evolución en el tiempo. No es posible establecer una tendencia clara en términos temporales para las fallas activas (A). Las fallas en obras no activas (B) se distribuyen de forma más homogénea a lo largo del tiempo.



	1915 1919	1920 1924	1925 1929	1930 1934	1935 1939	1940 1944	1945 1949	1950 1954	1955 1959	1960 1964	1965 1969	1970 1974	1975 1979	1980 1984	1985 1989	1990 1994	1995 1999	2000 2004	2005 2009	2010 2014	2015 2019	Sin dato de Año
A	2	0	1	0	2	6	2	5	2	10	32	24	23	14	30	21	18	13	7	16	6	29
B	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	9	1	4	4	4	2	4	4	3	8	1	3

Figura 5.8 Distribución temporal y nivel de actividad de las obras falladas. (Elaboración Propia)



	1915 1919	1920 1924	1925 1929	1930 1934	1935 1939	1940 1944	1945 1949	1950 1954	1955 1959	1960 1964	1965 1969	1970 1974	1975 1979	1980 1984	1985 1989	1990 1994	1995 1999	2000 2004	2005 2009	2010 2014	2015 2019
A	1	0	1	0	0	0	2	0	0	3	7	6	6	4	9	10	6	8	6	9	4
B	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	1	4	1	1	3	0

Figura 5.9 Distribución temporal y nivel de actividad de las obras que sufrieron Fallas Serias y Muy Serias. (Elaboración Propia)

La Figura 5.9 muestra la misma distribución, pero para las fallas serias y muy serias, donde nuevamente no es posible deducir una tendencia temporal clara.

De la Figura 5.8 se deduce que las fallas son mucho más probables en el periodo de operación en comparación con las obras fuera de operación. Para los eventos de todas las categorías, aproximadamente el 78% de los eventos ocurrieron en periodos de operación. Para las fallas serias y muy serias, el 86% de las obras falladas lo hicieron en sus periodos de operación.

Esta condición es posiblemente atribuible a la intervención humana y a la ganancia en resistencia que experimentan los suelos depositados de forma hidráulica producto del envejecimiento y consolidación a lo largo del tiempo.

5.6 Distribución Geográfica

Dadas las diferencias normativas, culturas constructivas y experiencia de los distintos países en la construcción, operación y mantención de estas obras, es que es importante contextualizar las fallas alrededor del mundo. En la Tabla 5.3 podemos observar todos los eventos separados por su país de ocurrencia.

País	Total de fallas	Fallas serias y muy serias	% de eventos respecto del total correspondiente a fallas serias y muy serias
USA	113	23	20.4%
Chile	41	9	22.0%
Canadá	29	6	20.7%
Filipinas	19	9	47.4%
China	18	12	66.7%
UK	15	0	0.0%
Perú	14	6	42.9%
Brasil	11	7	63.6%
Sudáfrica	11	3	27.3%
Australia	9	0	0.0%
Japón	5	1	20.0%
Rusia (Asia)	4	2	50.0%
España	4	3	75.0%
Bulgaria	4	4	100.0%
México	3	1	33.3%
Rumania	3	2	66.7%
Hungría	2	1	50.0%
Zambia	2	1	50.0%
Francia	2	0	0.0%
Israel	1	1	100.0%
Armenia	1	0	0.0%
Finlandia	1	1	100.0%
Portugal	1	0	0.0%
Macedonia	1	0	0.0%
Ghana	1	0	0.0%
Suecia	1	1	100.0%
Bolivia	1	1	100.0%
Nueva Zelanda	1	0	0.0%
Guyana	1	1	100.0%
Montenegro	1	0	0.0%
Italia	1	1	100.0%
Ucrania	1	0	0.0%
Rusia (Europa)	1	1	100.0%
Zimbabwe	1	1	100.0%
Yugoslavia	1	1	100.0%
Polonia	1	1	100.0%
Alemania	1	0	0.0%
USSR	1	0	0.0%
Irlanda	1	0	0.0%

Tabla 5.3 Distribución de fallas según país. (Elaboración Propia)

Observando las cantidades totales de eventos, Estados Unidos es por lejos el país con más presencia en la estadística y ostenta además el primer lugar en cantidad de fallas serias y muy serias. Chile también tiene una presencia importante. Posee el segundo lugar en cantidad de eventos totales y el cuarto en fallas serias y muy serias.

Considerando aquellos países con más de 10 eventos totales, es destacable que en los casos de Brasil y China un porcentaje bastante alto de sus fallas (64% y 68% respectivamente) son fallas serias y muy serias. Ninguno de los demás países con más de 10 eventos totales posee más de un 50% de ellos catalogados como fallas serias y muy serias.

Si agrupamos los países por continente la situación se observa en la Figura 5.10.

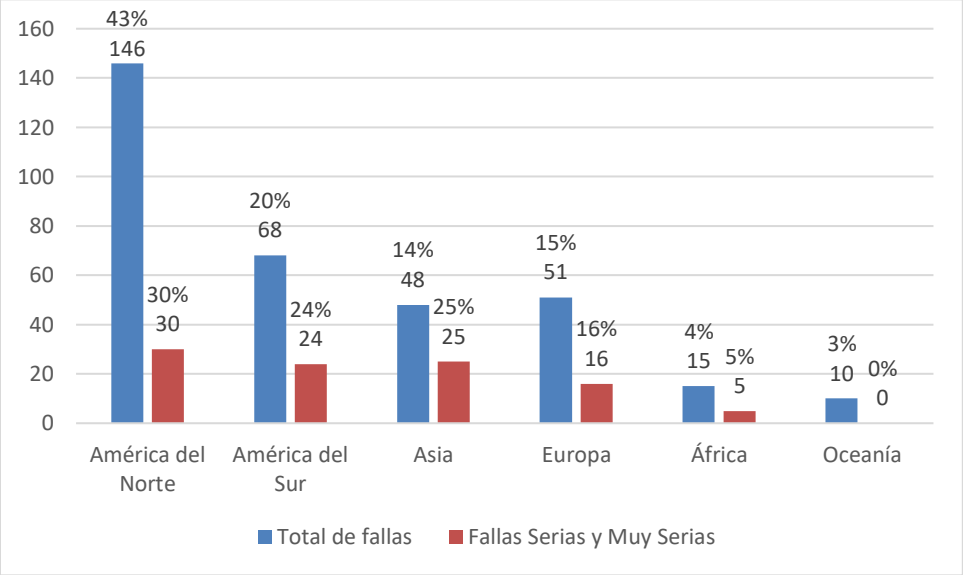


Figura 5.10 Distribución de los eventos por continente. Cantidades y porcentajes respecto del total correspondiente. (Elaboración Propia)

Cuando observamos la ocurrencia total de eventos es por lejos Norte América el continente que más eventos presenta, alcanzando casi el 45% de todas las fallas registradas. Si se consideramos solamente las fallas serias y muy serias, Norte América sigue liderando la estadística, aunque la distribución es bastante más homogénea.

Como en otros casos, esta información por sí sola no ilustra de forma correcta el nivel de éxito/fracaso que pueda poseer un país o continente. Dado que no existe un registro formal de la cantidad de minas que existen en cada uno de los países o regiones del mundo, ni menos un registro de los volúmenes de relave generados para los distintos minerales, no es posible observar de forma contextualizada estas cifras.

6 Estadística en base a características propias de las fallas

En esta sección se agrupan las fallas en función a las características típicas y más abundantes que describen las fallas de este tipo de obras. Nos referimos al volumen derramado, la causa de la falla y la distancia recorrida. Nuevamente, los datos utilizados en todo este capítulo corresponden a los datos del Anexo A.

6.1 Volumen derramado

Esta característica es una de las que clasifica a las fallas en alguna de las categorías de severidad. La Figura 6.1 y Figura 6.2 se interpretan de la misma forma que la Figura 5.2 y Figura 5.3, es decir, el eje vertical representa un intervalo de volumen expresado en millones de metros cúbicos, el eje horizontal representa un intervalo de tiempo expresado en años, y en el área del gráfico se observa un mapa de calor discretizado en el que se representa la cantidad de eventos para un determinado rango de volumen en un determinado intervalo de tiempo.

La Figura 6.1 ilustra la evolución en el tiempo y la magnitud de los derrames para las fallas de todas las categorías.

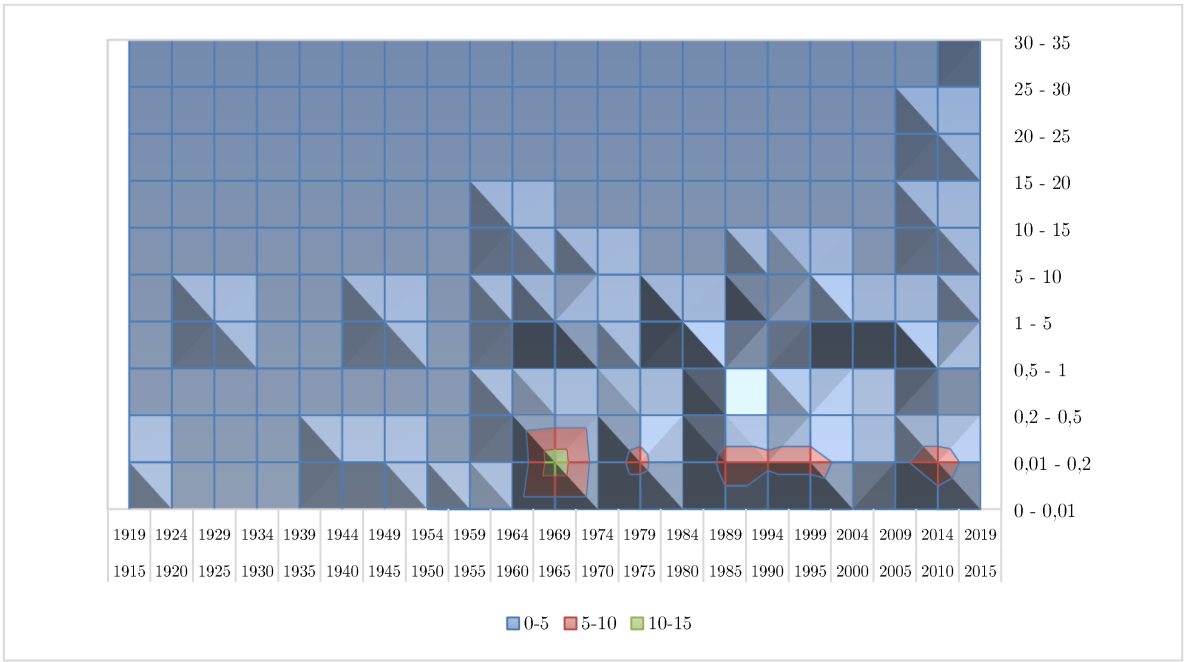


Figura 6.1 Distribución Temporal y magnitud de los volúmenes derramados. (Elaboración Propia)

Es importante recordar que los valores de derrame registrados no separan el volumen del derrame en sus componentes (relave propiamente tal, agua sobrenadante, otros).

En términos generales se puede observar una tendencia a la ocurrencia de eventos con volúmenes de derrame mayores en las últimas dos décadas. De todas formas, gran parte de los eventos se concentran por debajo de 1 Mm^3.

La Figura 6.2 muestra la misma situación, pero solo para las fallas serias y muy serias. También es posible observar la ocurrencia de derrames de gran magnitud concentrados en la última década, pero se aprecia una distribución más homogénea de fallas hasta los 10 Mm^3.

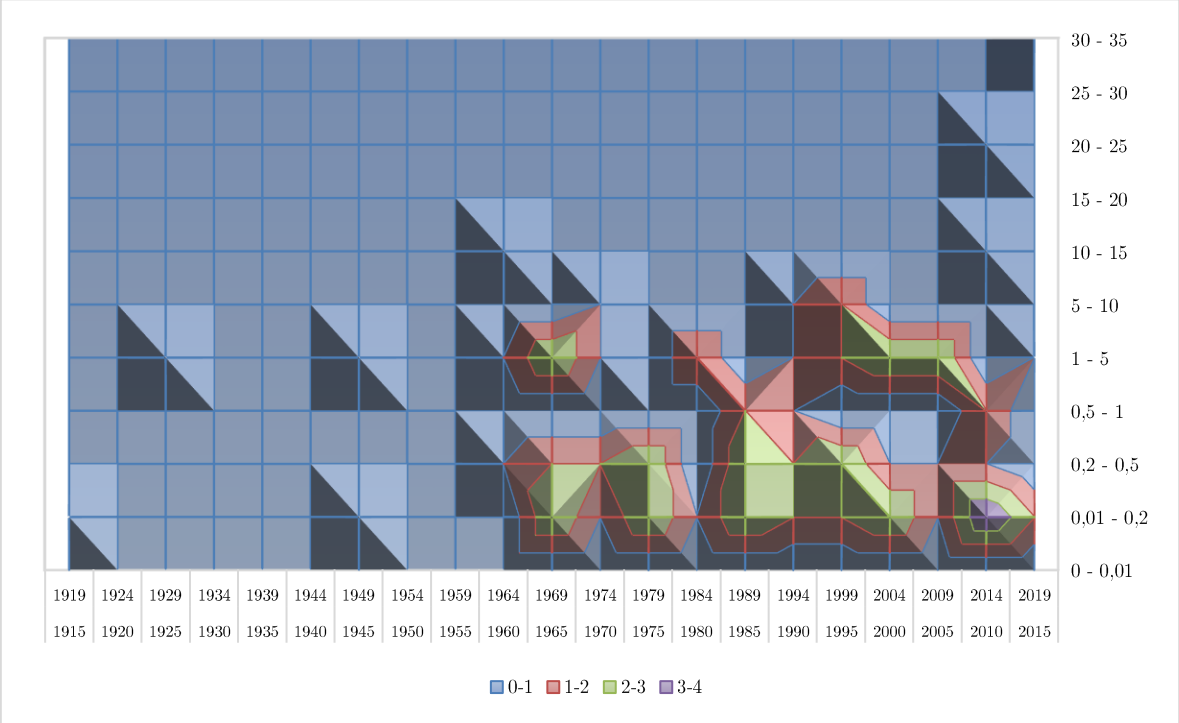


Figura 6.2 Distribución Temporal y magnitud de los volúmenes derramados para Fallas Serias y Muy Serias. (Elaboración Propia)

Entre los datos observados en 5.2 y los recién discutidos es que se puede confirmar no solo el incremento en los volúmenes que deben almacenar estas obras, sino que además, y aunque parezca obvio, esto implica un probable mayor volumen de derrame en el caso de un evento de falla. Algunos valores estadísticos se presentan a continuación en la Tabla 6.1.

Todas las Categorías			Fallas serias y muy serias	
Cantidad de Datos	137		**Cantidad de Datos**	78
Máximo, Mm3	32		**Máximo, Mm3**	32
Mínimo, Mm3	4.00E-05		**Mínimo, Mm3**	0,021
Media, Mm3	1,27		**Media, Mm3**	2,13
Percentil 25,7%	0,035		**Percentil 24,6%**	0,17
Percentil 55,1%	0,160		**Percentil 54,5%**	0,45
Percentil 75,7%	0,60		**Percentil 74%**	1,90

Tabla 6.1 Valores estadísticos para el volumen derramado de las presas. (Elaboración Propia)

Como se mencionó antes, más del 75% de los volúmenes de derrame no superan los 600,000 m^3, muy lejos del máximo registrado de 32 Mm^3. Así mismo el 75% de las fallas serias y muy serias registran derrames por debajo de 1,9 Mm^3, aún muy lejos del máximo. De todos los datos en los que se tiene registro del volumen derramado, aproximadamente el 57% de ellos corresponde a fallas serias y muy serias.

6.2 Distancia Recorrida

Otra de las variables que clasifica a las fallas dentro de algunas de las categorías de severidad es la distancia que recorrió el material derramado.

La historia ilustra casos en que los derrames han alcanzado distancias muy grandes, generando un impacto enorme a nivel ambiental y en las comunidades vecinas. Muchas de estas situaciones se generan dada la cercanía de las obras a cauces de ríos que facilitan que el material derramado alcance distancias muy grandes, llegando incluso al mar. Un caso emblemático representativo de esta situación es el derrame de las Minas Gerais de Samarco en Brasil en el año 2015, donde el relave derramado avanzó a través del rio Doce más de 600 km para finalmente llegar hasta el mar, en lo que se reconoce como uno de los desastres ambientales de mayor impacto en la historia de la minería.

Del total de datos en la estadística, aquellos eventos con información sobre la distancia que recorrió el relave son aproximadamente el 22% (74). La Figura 6.3 muestra los kilómetros recorridos en dichos eventos en intervalos cada 5 años y la correspondiente serie acumulada.

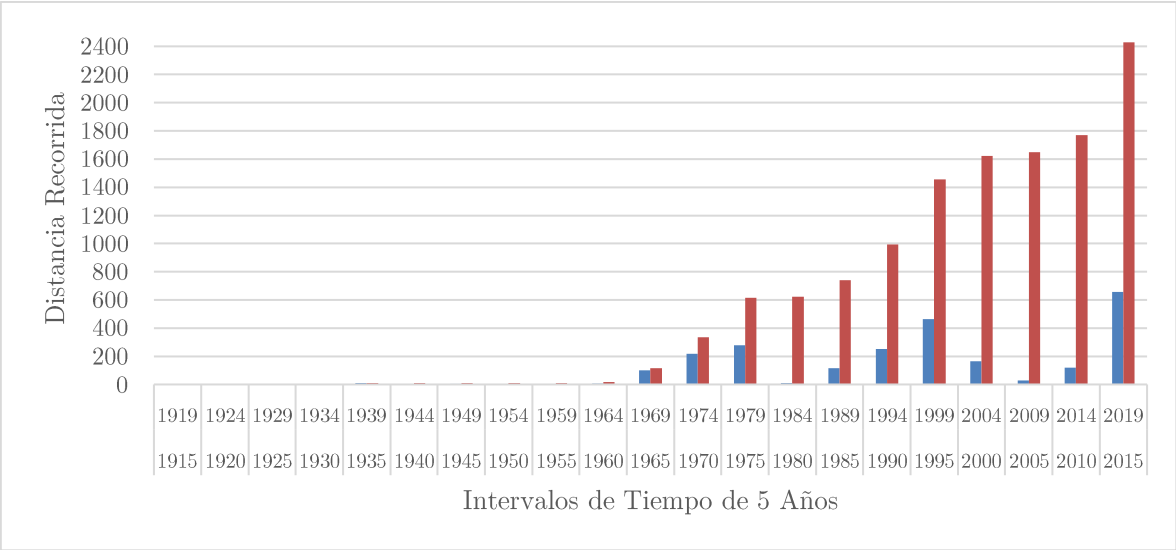


Figura 6.3 Distancia recorrida por relaves derramados cada 5 años y distancia acumulada. (Elaboración Propia)

Se tiene registrada la suma total de 2,427 km recorridos por relaves derramados entre los años 1935 y 2017. No existe un comportamiento predecible en el tiempo para esta variable. El valor acumulado de estas distancias presenta cierta linealidad a partir del año 1965.

Es interesante plantear la discusión sobre que significa esta información en cuanto a que no existe una definición clara de que significa la distancia reportada en estos eventos, especialmente en aquellos altamente influenciados por la interacción del derrame con ríos. En dichos casos es válido preguntarse ¿hasta dónde se ha de considerar que el relave está presente y ha generado impacto?

6.3 Causa de la falla

Como se mencionó al comienzo de este trabajo, se adoptaron las clasificaciones de fallas estipuladas por ICOLD.
La Figura 6.4 muestra cómo se distribuyen estas causas (o mecanismos de falla) entre todas las fallas de la serie de datos. Podemos ver que hay una cantidad no menor de eventos que no registran (identifican) la causa de falla. De los demás datos las fallas predominantemente tienen su causa en inestabilidad estática (SI), rebalse (OT) y eventos sísmicos (EQ). No hay un mecanismo de falla predominante.

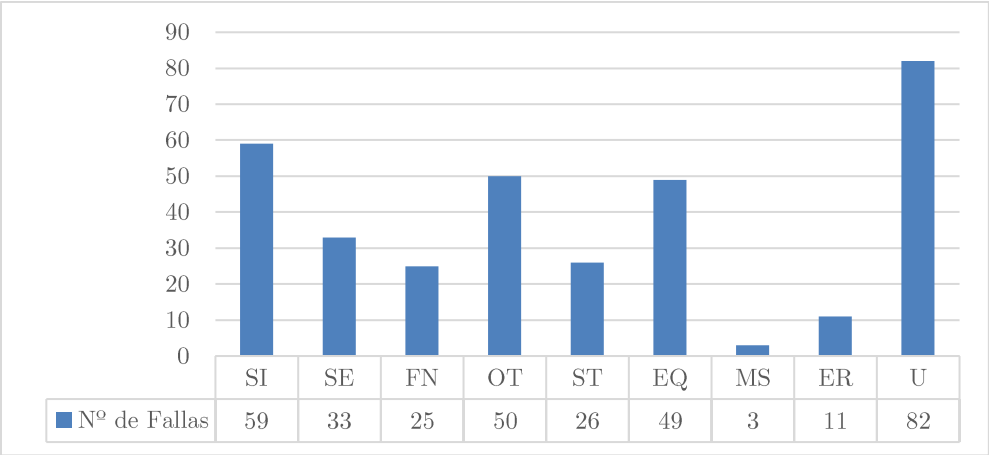


Figura 6.4 Distribución de causas de falla para el total de datos. (Elaboración Propia)

La Figura 6.5 muestra la misma distribución, pero solo para las fallas serias y muy serias. En dicho caso, existe una distribución mucho más homogénea. En dicho caso sigue siendo superior, y muy significativa, la cantidad de datos de los cuales no se posee información clara sobre el motivo de la falla.

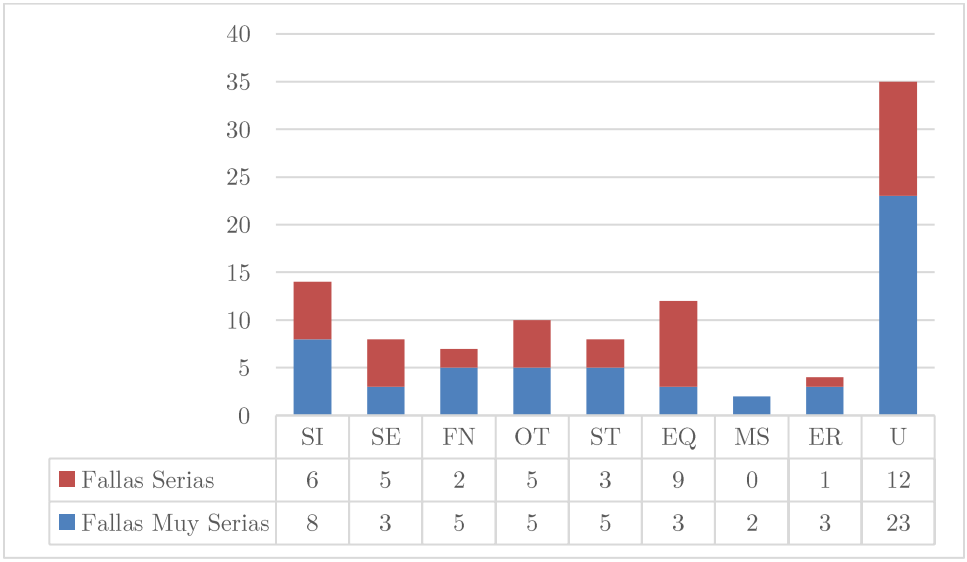


Figura 6.5 Distribución de causas para Fallas Serias y Muy Serias. (Elaboración Propia)

Dada la relativa homogeneidad en la distribución de las causas de falla, no es posible establecer una relación directa entre la causa de un evento y el nivel de severidad que este tendrá o la probabilidad con la que ocurrirá.

6.4 Fatalidades

La historia ha mostrado las fatales consecuencias de la descarga descontrolada de relaves en obras con presencia de zonas habitadas aguas abajo de su ubicación. Algunos de los eventos con más fatalidades son los siguientes:

País	Continente	Mina/Proyecto/Ubicación	Fecha	Cantidad de muertos
China	Asia	Taoshi, Linfen City, Xiangfen county, Shanxi province, China (Tahsan Mining Co.)	8-Sep-08	254
Italia	Europa	Prestavel Mine - Stava, 2, 3 (Prealpi Mineraria)	19-Jul-85	268
USA	América del Norte	Buffalo Creek, West Virginia, USA (Pittson Coal Co.)	26-Feb-72	125
Bulgaria	Europa	Mir mine, Sgorigrad	May-66	488
Chile	América del Sur	Anglo American*, El Soldado, El Cobre Viejo, V Región, Quillota, Nogales	28-Mar-65	200
China	Asia	Huogudu, Yunnan Tin Group Co., Yunnan	1962	171
México	América del Norte	Los Cedros, Tlalpujahua, Michoacán, México	27-may-37	>300

Tabla 6.2 Eventos con más de 100 muertos. (Elaboración Propia)
**Anglo American no era propietaria de esa obra en el año de falla*

Podemos notar inmediatamente que no hay una época de la historia en la que se concentren mayormente estos eventos. La Tabla 6.2 muestra únicamente aquellos eventos en los que se tiene registro de más de 100 muertes (valor elegido de forma arbitraria por el autor). Se pueden observar registros entre 1937 y 2008, es decir, eventos con este tipo de magnitud de consecuencias no se concentra en algún periodo determinado de tiempo. La Figura 6.6 muestra la cantidad de muertos en intervalos de 5 años y su respectiva acumulación

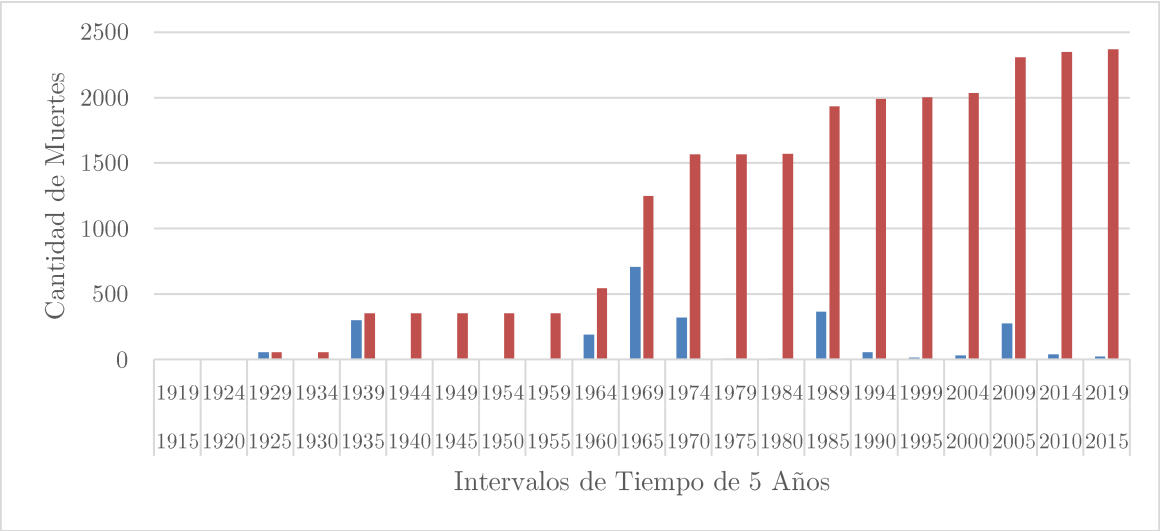


Figura 6.6 Muertes registradas cada 5 años y sus valores acumulados. (Elaboración Propia)

Se registran en total un mínimo de 2370 muertes producto de eventos asociados a derrames de presas de relaves mineros. Se habla de un mínimo por la existencia del registro de personas calificadas como "desaparecidas" en algunos de estos eventos. Además, se asignó un valor de 300 a la falla de México de 1937, siendo este valor una cota mínima para el evento.

Entre los años 1965 y 1969 existe un aumento importante en la cantidad de muertos. De la estadística se observa que esto se debe principalmente a dos eventos importantes, la falla de Mir mine en Sgorigrad, Bulgaria en 1966, en la cual el relave destruyó la mitad de la villa de Sgorigrad quitándole la vida a 488 personas y la falla de El Cobre Viejo en Quillota, Chile, en 1965, donde producto del terremoto ocurrido ese año en La Ligua el derrame de relaves terminó con la vida de estimativamente 200 personas.

7 Correlaciones entre variables

A lo largo de la historia, las recopilaciones de eventos de este tipo se han utilizado para tratar de encontrar relaciones o correlaciones entre las variables que típicamente los definen. Uno de estos estudios, cuyos resultados son parcialmente utilizados en proyectos afines en la actualidad, tuvo como objetivo establecer correlaciones simples entre los parámetros geométricos de las presas y parámetros relacionados al flujo de relaves liberado en diferentes eventos de falla (Rico, et al., 2007)[39]. A continuación, se muestra un resumen de dicho estudio, que no posee comentarios propios.

Table 1
Historical tailings dam failures used in the correlation analysis

Ref. no.	Name of the dam	Date of failure (year)	Type of dam	Dam height (m)	Impoundment volume ($\times 10^6$ m^3)	Run-out distance (km)	Dam factor ($H \times V_F$)	Released volume ($\times 10^6$ m^3)
1	Arcturus (Zimbawe)	1978	RING	25	1.7–2.0 Mt	0.3	0.5	0.0211
2	Bafokeng (South Africa)	1974	RING	20	13	45	60	3
3	Baia Mare (Romania)	2000	UPS	7	0.8	0.18	0.7	0.1
4	Bellavista (Chile)	1965	RING	20	0.45	0.8	1.4	0.07
5	Buffalo Creek (USA)	1972	UPS	14–18	0.5	64.4	7–9	0.5
6	Cerro Negro No.3 (Chile)	1965	UPS	20	0.5	5	1.7	0.085
7	Cerro Negro No.4 (Chile)	1985	MXSQ	40	2	8	20	0.5
8	Churchrock (USA)	1979	WR	11	0.37	96.5–112.6	4.07	0.37
9	Cities Service (USA)	1971	WR	15	12.34	120	135	9
10	El Cobre Old Dam (Chile)	1965	UPS	35	4.25	12	66.5	1.9
11	Galena Mine (USA)	1974	UPS	9		0.61	0.034	0.0038
12	Gypsum Tailings Dam (USA)	1966	UPS	11	7 Mt	0.3	0.88–1.43	2×10^5t
13	Hokkaido (Japan)	1968	UPS	12	0.3	0.15	1.08	0.09
14	Itabirito (Brazil)	1986	Gravity	30		12	3	0.1
15	La Patagua New Dam (Chile)	1965	RING	15		5	0.525	0.035
16	Los Frailes (Spain)	1998	RING	27	15–20	41	53.51	4.6
17	Los Maquis (Chile)	1965	UPS	15	0.043	5	0.315	0.021
18	Merriespruit (South Africa)	1994	RING	31	7.04	2	18.6	2.5 Mt
19	Mochikoshi No.1 (Japan)	1978	UPS	28	0.48	8	2.24	0.08
20	Mochikoshi No.2 (Japan)	1978	UPS	19		0.15	0.057	0.003
21	Ollinghouse (USA)	1985	WR	5	0.12	1.5	0.125	0.025
22	Omai (Guyana)	1995	WR	44	5.25	80	184.8	4.2
23	Phelps-Dodge (USA)	1980	UPS	66	2.5	8	132	2
24	Sgurigrad (Bulgaria)	1966	UPS	45	1.52	6	9.9	0.22
25	Stancil (USA)	1989	UPS	9	0.074	0.1	0.342	0.038
26	Stava (Italy)	1985	RING	29.5	0.3	4.2	5.605	0.19
27	Tapo Canyon (USA)	1994	UPS	24		0.18		
28	Unidentified (USA)	1973	UPS	43	0.5	25	7.31	0.17
29	Veta del Agua N°1 (Chile)	1985	MXSQ	24	0.7	5	6.72	0.28

RING: ring dyke; WR: water retention; UPS: dams subsequently raised upstream; MXSQ: dam comprising different raising typology (upstream, centreline and downstream); H: dam height; V_F: volume of tailings released.

Figura 7.1 Datos de fallas usados por M. Rico en análisis de correlaciones. (Rico, et al., 2007)[98]

Los eventos utilizados en dicho estudio se muestran en la Figura 7.1. Su primer intento de correlación apuntaba a la relación entre la altura de la presa y la distancia recorrida por el volumen liberado. Sus resultados gráficos se observan en la Figura 7.2.

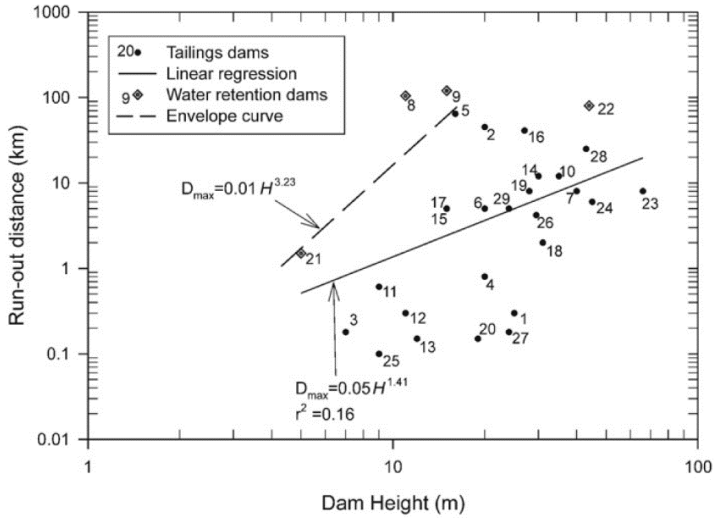


Figura 7.2 Correlación entre altura de la presa y distancia recorrida. (Rico, et al. 2007)[98]

Los resultados concluyen que no existe una relación clara entre ambas variables. La curva que mejor se ajusta y la envolvente de los datos son:

$$D_{Max} = 0{,}05H^{1{,}41}\,, r^2 = 0{,}16$$

$$D_{Max} = 0{,}01H^{3{,}23}$$

Donde D_{Max} corresponde a la distancia recorrida y H a la altura de la presa. El coeficiente de correlación de la mejor curva de ajuste solo alcanza un valor de 0.16 lo que indica una relación muy pobre entre la altura del muro y la distancia recorrida, lo que significa que la distancia recorrida por el derrame dependerá mayormente de otras variables (topografía, volumen derramado, etc).

En un segundo intento, se observó la relación entre el volumen derramado (sin diferenciar entre agua y relave) y la distancia recorrida, obteniendo los resultados que se observan en la Figura 7.3.

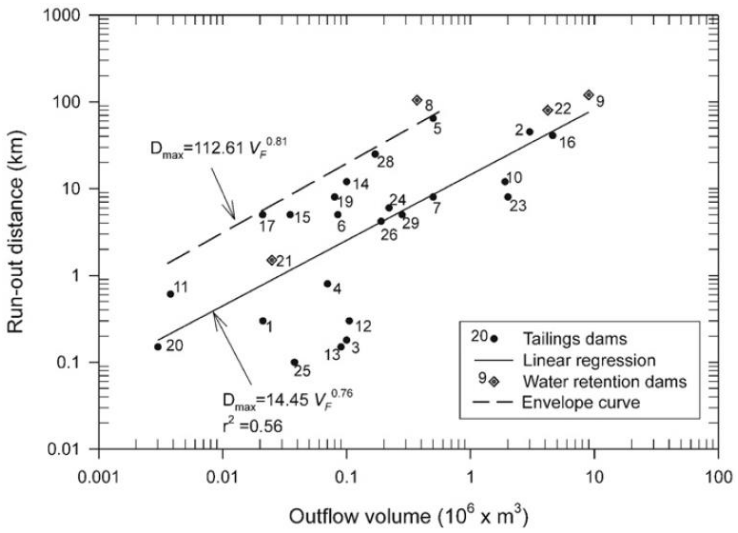


Figura 7.3 Correlación entre volumen derramado y distancia recorrida. (Rico, et al. 2007)[39]

La curva de mejor ajuste y la envolvente de los datos son las siguientes, respectivamente:

$$D_{Max} = 14{,}45{V_F}^{0{,}76}\,, r^2 = 0{,}56$$

$$D_{Max} = 112{,}61{V_F}^{0{,}81}$$

Donde V_F corresponde al volumen derramado. Una teoría que podría explicar la dispersión de los datos, según el estudio en cuestión, tiene relación con el contenido de agua del depósito al momento de la falla, la razón relave/agua en el flujo liberado como también la pendiente por la cual fluyó el derrame. La presa del evento número 8, Churckrock, no fue incluida en el ajuste de estos dos últimos parámetros (D_{Max}vs V_F), pues esta presa contenía solo agua (sin relave). Otros eventos catalogados

como WR (Water retention) sí contenían relave por lo cual sí fueron incluidos. Según los datos, es posible relacionar los eventos por debajo la línea de regresión a eventos en que la viscosidad del flujo derramado era comparativamente mayor a los eventos por debajo de la línea de regresión, donde el derrame se detuvo por algún obstáculo o la pendiente del terreno aguas abajo era muy baja. En caso contrario, es posible relacionar los eventos por encima de la curva de regresión a eventos con alto contenido de agua y a eventos con fallas relacionadas con rebalse producto de fuertes lluvias.

Hagen (Hagen, 1982)[24] y el Committee on the Safety of Existing Dams (Committee on the Safety of Existing Dams, 1983)[15] desarrollaron un criterio para estimar el peak de descarga basándose en el producto entre el volumen almacenado en una presa y la altura de esta, entendiendo este producto como un índice sobre el nivel de energía que posee un determinado derrame de agua. En función a las diferencias entre el tipo de descarga entre las presas de agua y las de relave, donde estas últimas liberan solo una fracción de su volumen, es que se propone el "factor de presa de relave" como el producto entre el volumen derramado en un evento (V_F) y la altura de la presa (H). El resultado de correlacionar dicho factor con la distancia recorrida por el volumen derramado se muestra en la Figura 7.4. La curva con mejor ajuste y la envolvente de los datos son las siguientes, respectivamente:

$$D_{Max} = 1{,}61(HV_F)^{0{,}66}\ , r^2 = 0{,}57$$

$$D_{Max} = 12{,}46(HV_F)^{0{,}79}$$

Nuevamente el caso de Churckrock no fue incluido por las razones antes mencionadas.

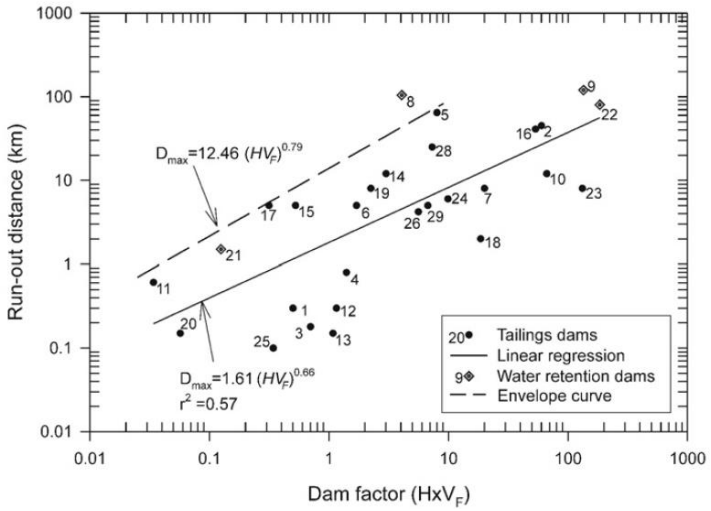


Figura 7.4 Correlación entre factor de presa de relave y distancia recorrida. (Rico, et al. 2007)[39]

Una de las grandes limitantes para el uso de esta ecuación en análisis de riesgo tiene relación con la dificultad en la estimación del volumen que se derramará en un evento (V_F).

Otra relación empírica encontrada relaciona el volumen almacenado en la presa y el volumen derramado. Los resultados de dicha relación se observan en la Figura 7.5. La curva con mejor ajuste es la siguiente:

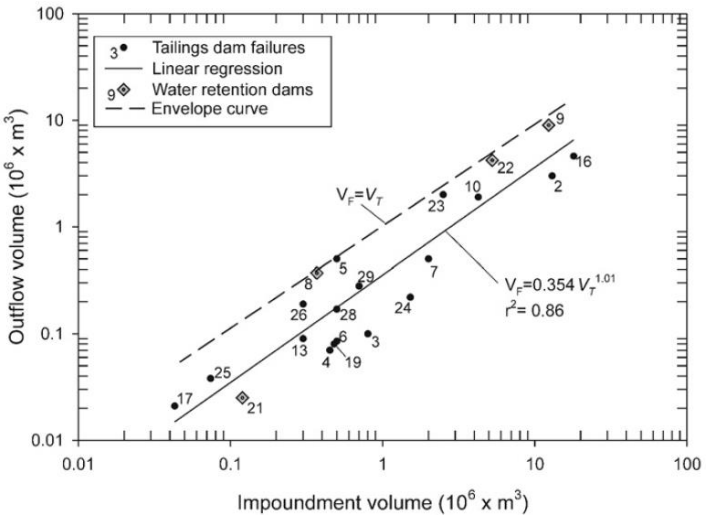


Figura 7.5 Correlación entre volumen almacenado y volumen derramado. (Rico, et al. 2007)[39]

$$V_F = 0{,}345 V_T^{\,1{,}01}\,, r^2 = 0{,}86$$

La ecuación anterior muestra que, en promedia un tercio del agua y relave contenido en la presa es liberado en una eventual falla.

7.1 Correlaciones con estadística completa

Las siguientes correlaciones fueron realizadas con todos los datos disponibles en la estadística (Anexo A). Evidentemente, en cada caso, solo se incluyen los eventos con información clara sobre el par de variables que se esté relacionando. Por las razones antes mencionadas (sección 7), en estas correlaciones no se incluirá el caso de Churchrock, USA (Evento N°166) para ningún efecto. No se ha incluido el caso de Dan River Steam Station, USA (Evento N°11) para ninguno de los casos, pues en este caso se registró que el derrame se produjo a través de la falla de una tubería por debajo de la obra, y no producto de una brecha propiamente tal en la presa. Tampoco se incluye el caso de Deneen Mica Yancey County, USA (Evento N°199) en ninguna de las correlaciones que incluya la distancia recorrida debido a que se detectó que la distancia reportada, es aquella que recorrió el relave hasta encontrarse con un río, sin incluir la distancia que este viajó por su cauce, siendo incompatible con el resto de los datos informados. El caso de Mochikoshi N°2, Japón (Evento N°174) no se incluirán en los casos en que se relacione el volumen almacenado (V_a) con el volumen derramado (V_d), pues este caso corresponde a un evento en que el volumen almacenado en el depósito ya se había visto alterado por un derrame ocurrido el día anterior producto de un terremoto en el mismo depósito.

7.1.1 Altura de Presa vs Distancia Recorrida

Se poseen 52 datos que cuentan con información sobre la distancia recorrida y la altura de la presa a la vez, los que corresponden al 15,4% de los datos. El resultado de la correlación se observa en la Figura 7.6, la cual muestra una gran dispersión de puntos. La curva con mejor ajuste y la envolvente son:

$$D_r = 0{,}0339H^{1{,}4777}\,, r^2 = 0{,}19$$
$$D_r = 17{,}461H^{0{,}7993}$$

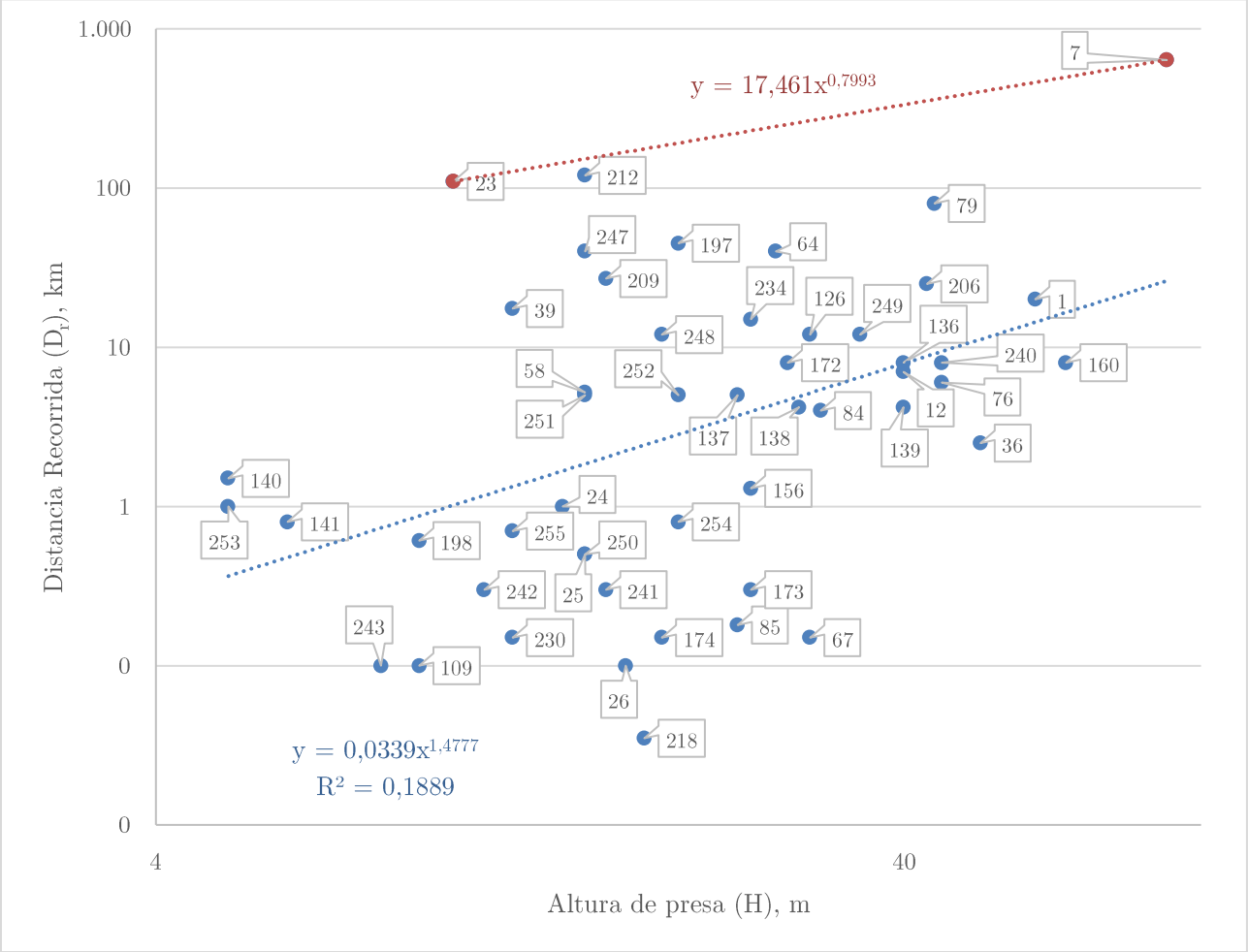


Figura 7.6 Altura de Presa vs Distancia Recorrida con estadística completa. (Elaboración Propia)

Los eventos que dominan la curva envolvente son el evento 26 y 7, casos ocurridos en Perú (Huancavelica, Minera Caudalosa, 2010) y Brasil (Fundão-Santarem, Samarco, 2015) respectivamente, en los cuales el derrame avanzó a través de ríos por distancias enormes. En el caso peruano el relave avanzó a través del cauce del Río Escalera y Río Opamayo hasta una distancia de 110 km. En el caso brasileño, el relave se desplazó a través del río Gualaxo do Norte y el Rio Doce hasta llegar al mar, desplazándose aproximadamente 637 km. Por sobre la curva con mejor ajuste,

como es de esperar, se encuentran todos los casos en los que el depósito se catalogaba como de almacenamiento de agua.

Ante todo, se puede mostrar que existe una relación muy pobre entre la altura de la presa y la distancia recorrida por el volumen derramado.

7.1.2 Volumen Derramado vs Distancia Recorrida

Se poseen 63 datos que cuentan con información sobre la distancia recorrida por el derrame y el volumen de este, los que corresponden al 18.3% del total de datos. El resultado de la correlación se observa en la Figura 7.7. La curva con mejor ajuste y su envolvente son, respectivamente:

$$D_r = 0{,}0078 V_d^{\,0{,}4999}\,, r^2 = 0{,}23$$
$$D_r = 10{,}017 V_d^{\,0{,}2403}$$

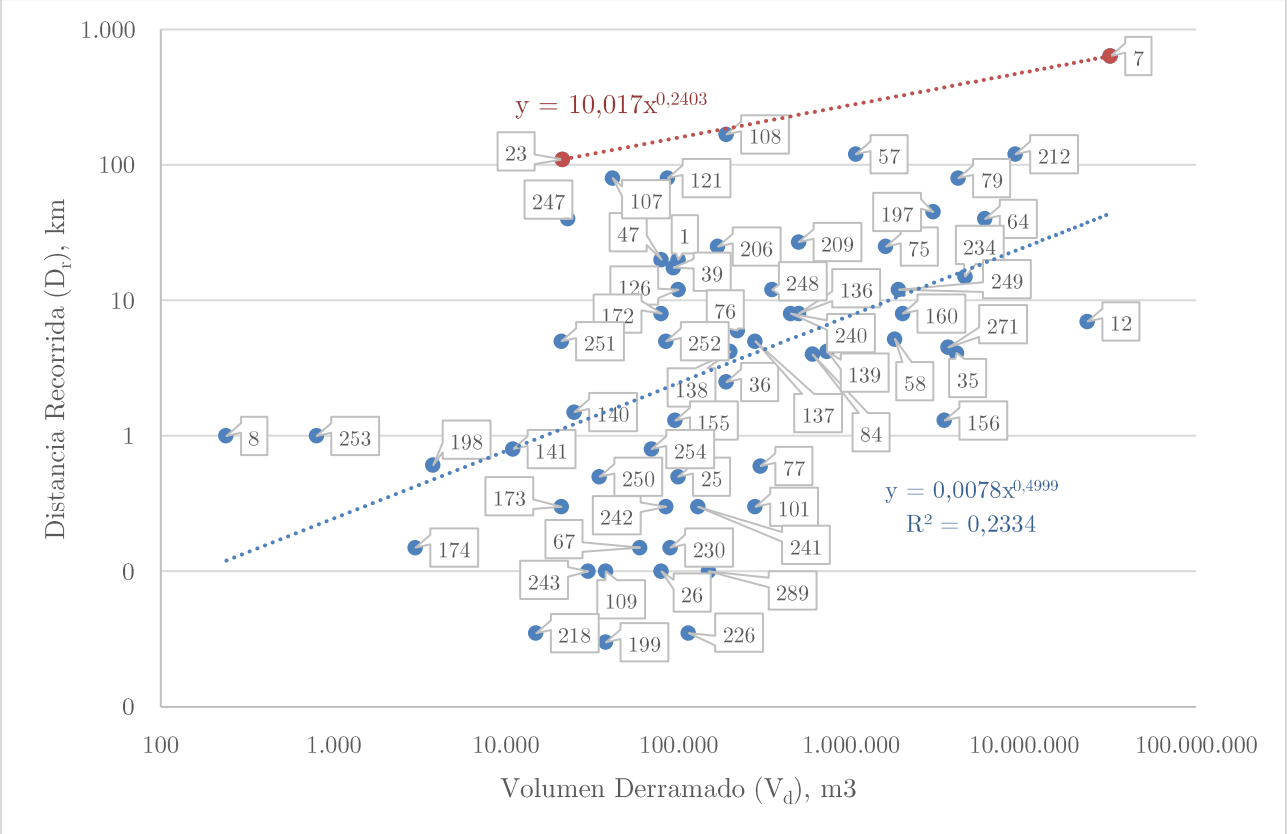


Figura 7.7 Volumen Derramado vs Distancia Recorrida con estadística completa. (Elaboración Propia)

Nuevamente la envolvente queda dominada por los eventos 7 y 23. Por otra parte, solo uno de los eventos clasificados como WR está por debajo de la curva de regresión (Evento N°234 Iwiny, Polonia,

1967) Se cree que la desaturación producto de la depresión de la napa freática y las vibraciones producto del desprendimiento de rocas provocaron la aparición de una cavidad en el talud aguas arriba de la presa creando una brecha por la cual se liberaron relaves licuados que arrasaron con 7 aldeas pequeñas, destruyeron un ferrocarril, quitándole la vida a 18 personas (ICOLD, 2001)[26]. Se puede especular entonces que en este caso el encuentro entre el flujo y las aldeas haya detenido el avance del derrame. Nuevamente se puede observar una relación muy pobre entre el volumen derramado y la distancia que este ha de recorrer.

7.1.3 Factor de Presa de Relave vs Distancia Recorrida

Para buscar esta correlación se necesitan datos que posean información sobre la altura de la presa, el volumen derramado y la distancia recorrida por este. Son 49 los datos que cuentan con esa información, los que corresponden al 14.5% del total de datos. El resultado de la correlación se observa en la Figura 7.8.



Figura 7.8 Factor de Presa de Relave vs Distancia Recorrida con estadística completa. (Elaboración Propia)

La curva con mejor ajuste y la envolvente de los datos son las siguientes, respectivamente:

$$D_r = 0{,}0022(H * V_d)^{0{,}4823}, r^2 = 0{,}36$$
$$D_r = 11{,}39(H * V_d)^{0{,}1847}$$

Tal como en el caso anterior el uso de la envolvente implica asumir un volumen de derrame, incógnita difícil de estimar.

La relación entre estos parámetros es también muy pobre.

7.1.4 Volumen Almacenado vs Volumen Derramado

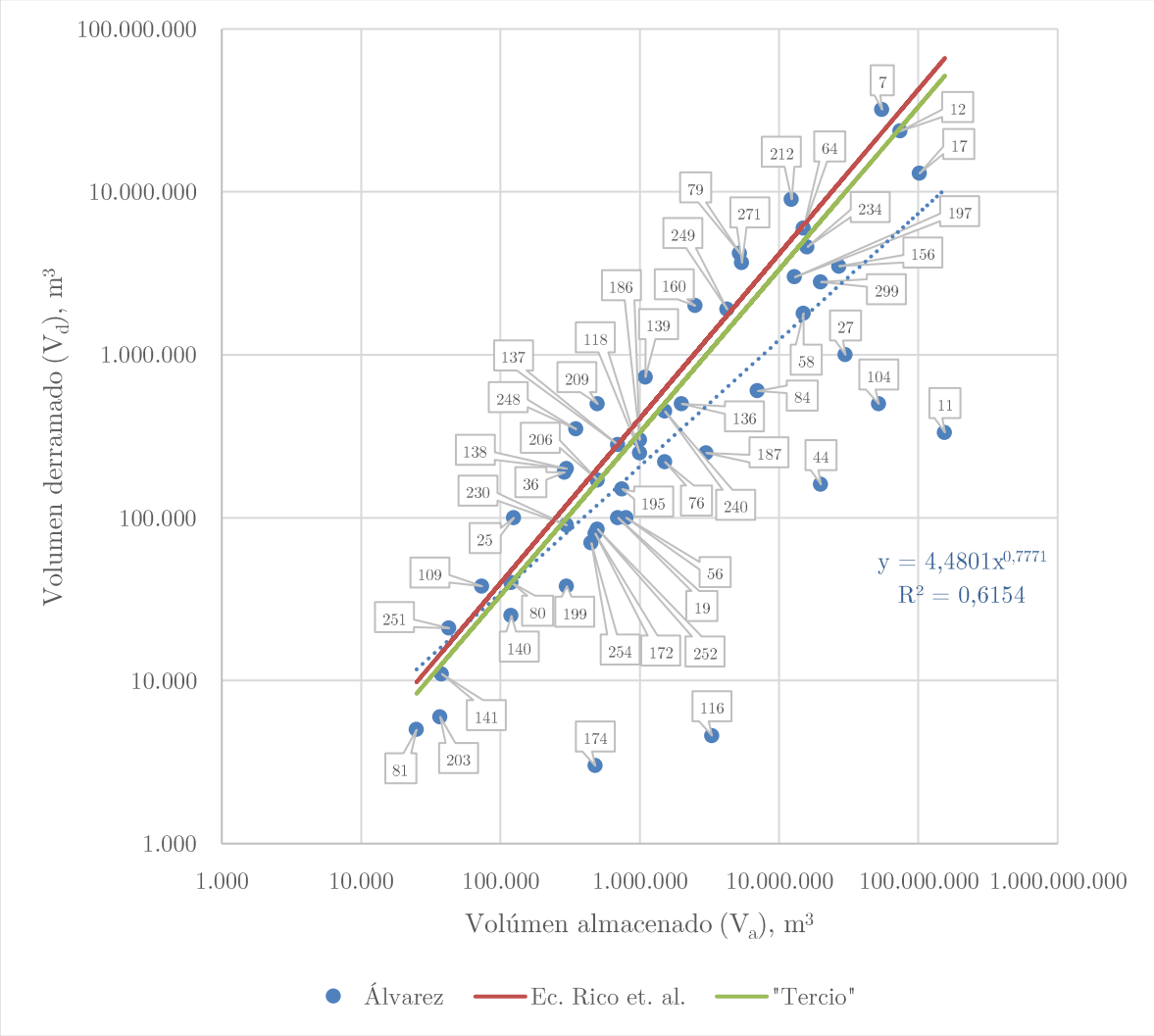


Figura 7.9 Volumen Almacenado vs Volumen Derramado con estadística completa. (Elaboración Propia)

Los datos que poseen información sobre volumen almacenado y volumen derramado son 50, los que corresponden al 14.8% de los datos. Dado que esta relación es la con mejor ajuste en el estudio de

Rico (Rico, et al., 2007)[39], se incluye en la gráfica de la Figura 7.9 la curva de dicho estudio y además la curva que representa al volumen derramado como el tercio del almacenado, valor típicamente utilizado. La curva con mejor ajuste corresponde a:

$$V_d = 4{,}4801 V_a^{\,0{,}7771}, r^2 = 0{,}62$$

Se puede observar gráficamente los datos que más se alejan de la curva de regresión. Estos casos son ejemplos de fallas en que el porcentaje respecto del volumen almacenado que se reportó como derramado no excede el 3,3%. En ese sentido es posible considerar estos eventos como fallas muy locales. Si se remueven estos casos de la estadística el resultado es se observa en la

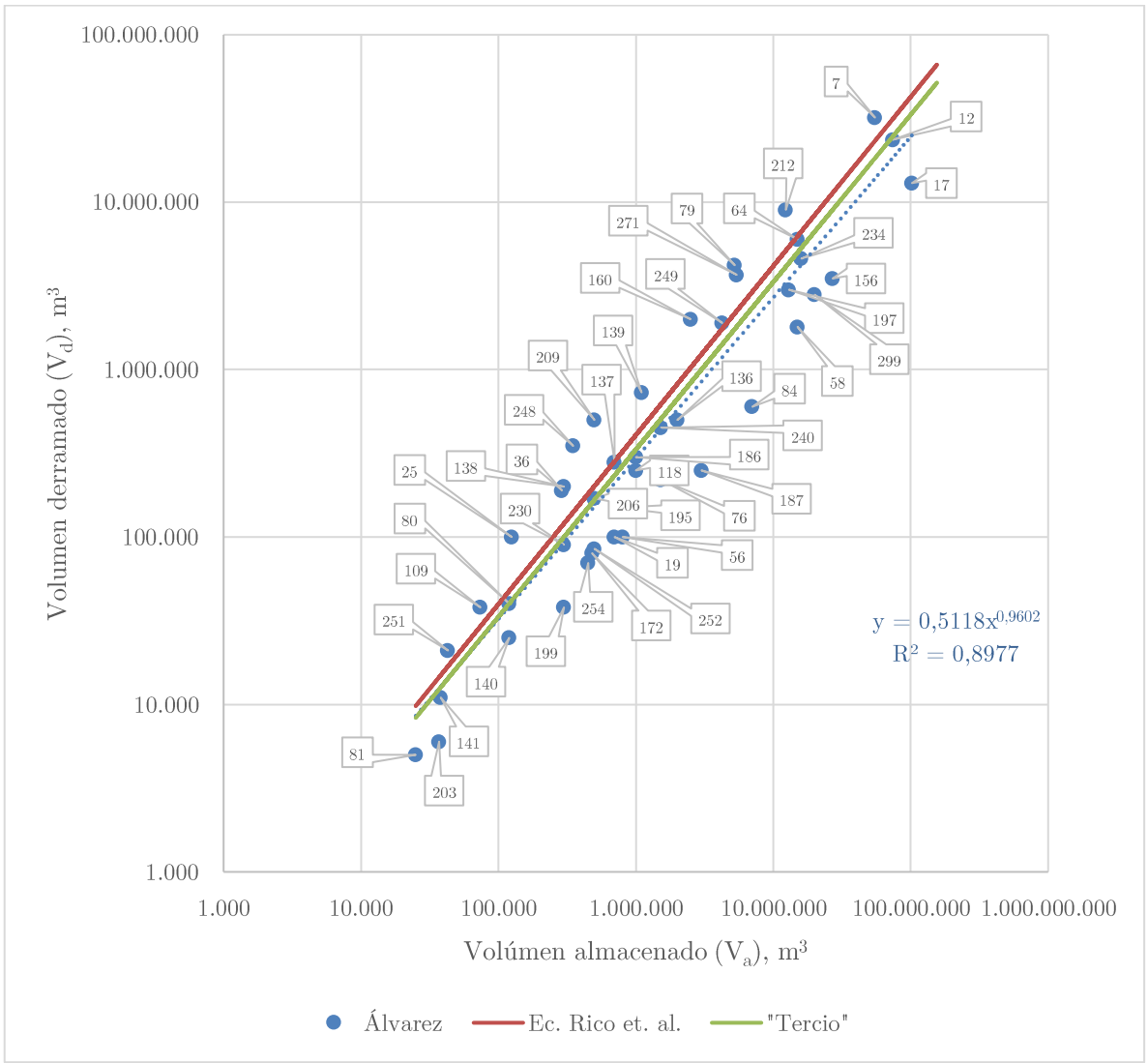


Figura 7.10 Volumen Almacenado vs Volumen Derramado sin fallas consideradas como locales. (Elaboración Propia)

Con estas condiciones, la curva con mejor ajuste es:

$$V_d = 0{,}5118 V_a^{0.9602}, r^2 = 0{,}90$$

7.2 Correlaciones para datos agrupados según clasificación de tamaños de obras de ICOLD

ICOLD, al igual que lo hace el decreto N° 50 Artículo 12 del Ministerio de Obras Publicas en Chile, clasifica las obras de depósitos de residuos mineros según su envergadura. Dicha clasificación se obtuvo del boletín ICOLD N°45 de 1982. Se utilizó esta clasificación por tamaños para separar los datos en subgrupos con el objetivo de observar si la separación de datos mejora o empeora las correlaciones aplicadas a estos subgrupos respecto de las mismas correlaciones aplicadas a la estadística completa (Anexo A).

Los criterios para separar las obras según ICOLD se muestran en la Tabla 7.1. Se puede observar para separar las obras se utilizan dos aspectos geométricos y volumétricos de las obras, la altura de la presa y el volumen proyectado a almacenar.

Clasificación	Capacidad del Embalse, m^3	Altura, m
Pequeña	>61.647 y <1.233.482	> 7,92 y < 12,19
Mediana	≥ 1.233.482 y < 61.674.092	≥ 12,19 y < 30,48
Grande	≥ 61.674.092	≥ 30.48

Tabla 7.1 Criterios de clasificación de obras de residuos mineros de ICOLD. (ICOLD, 1982)

Es necesario recalcar que las fallas fueron catalogadas con el volumen de relave que estas presentaban en el momento de falla, y no necesariamente el volumen para el cual fueron proyectadas. De esta forma la distribución de datos se muestra en la Tabla 7.2.

Tamaño (ICOLD)	Cantidad	%, respecto del total de datos clasificables	%, respecto del total de datos
Pequeño	54	26.3%	16.0%
Mediano	97	47.3%	28.7%
Grande	54	26.3%	16.0%
TOTAL	205	100%	60.7%

Tabla 7.2 Clasificación de datos según criterios de ICOLD. (ICOLD, 1982)

Se entiende por datos clasificables a aquellos que contaban con información de la altura de la presa y/o el volumen almacenado en el momento de la falla. El completar los datos de algunos eventos podría eventualmente cambiar su clasificación.

7.2.1 Obras Pequeñas

Para el par de variables altura y distancia recorrida se disponen de tan solo diez datos. La Figura 7.11 muestra que no existe ninguna relación entre la altura de la presa y la distancia recorrida. Lo mismo ocurre en la Figura 7.12 y Figura 7.13 donde ni el factor de presa ni el volumen derramado representan la distribución de datos con precisión, donde los coeficientes de correlación no superan el 0,10.

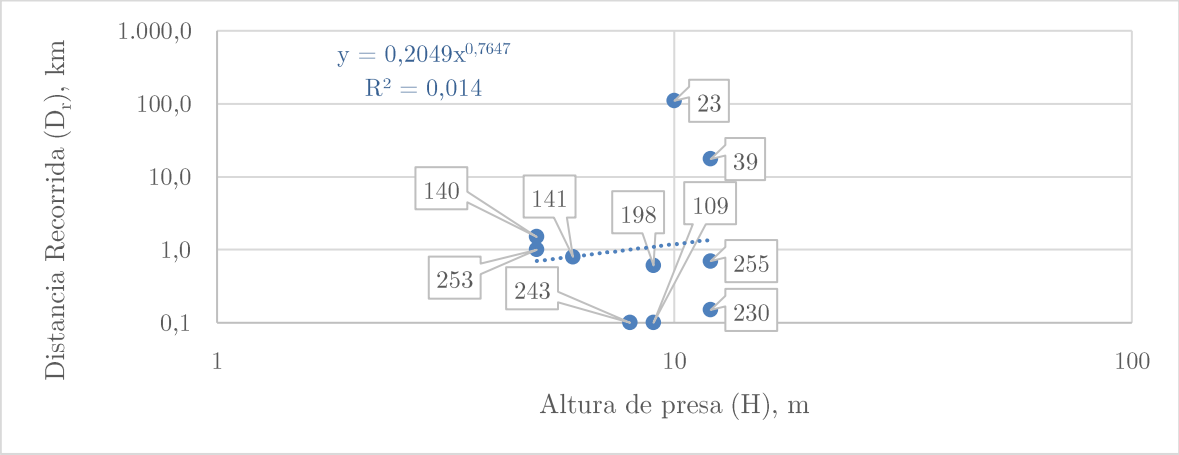


Figura 7.11 Altura de presa vs distancia recorrida para obras pequeñas según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia)

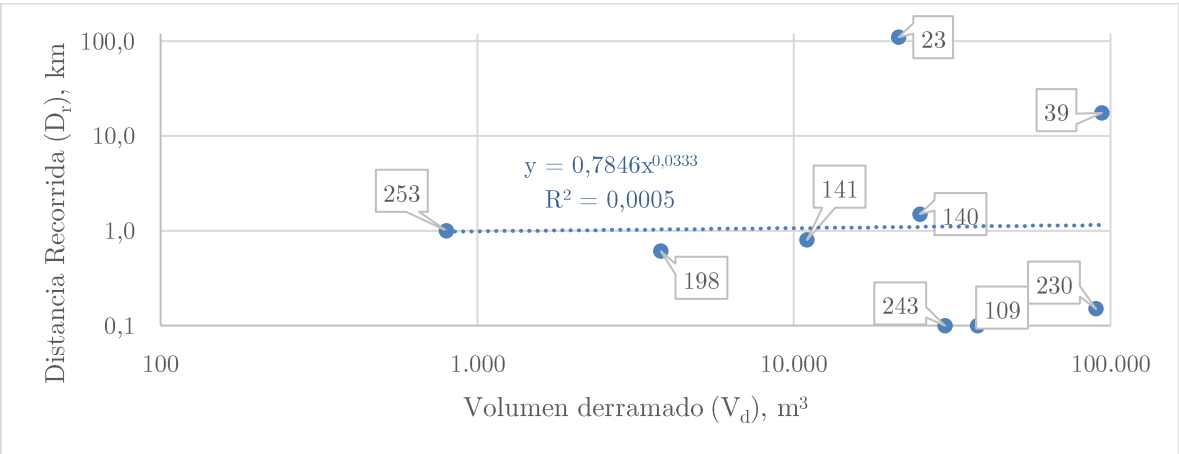


Figura 7.12 Volumen derramado vs distancia recorrida para obras pequeñas según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia)

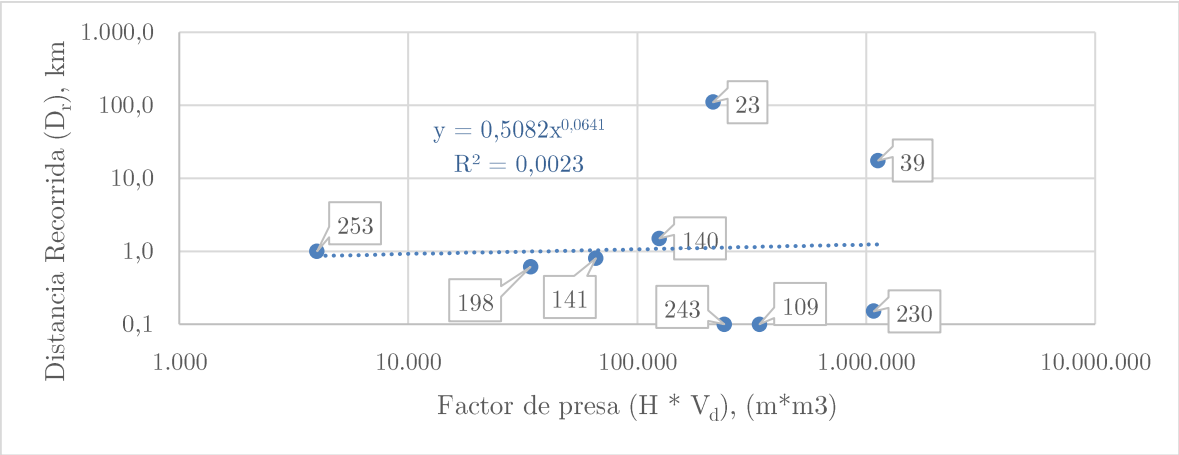


Figura 7.13 Factor de presa vs distancia recorrida para obras pequeñas según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia)

La Figura 7.14 muestra la relación entre el volumen almacenado y el volumen derramado. La curva con mejor ajuste es:

$$V_d = 1{,}1467 V_a^{0{,}8629}, r^2 = 0{,}87$$

Si bien la correlación es aceptable, la cantidad de datos es de tan solo 9.

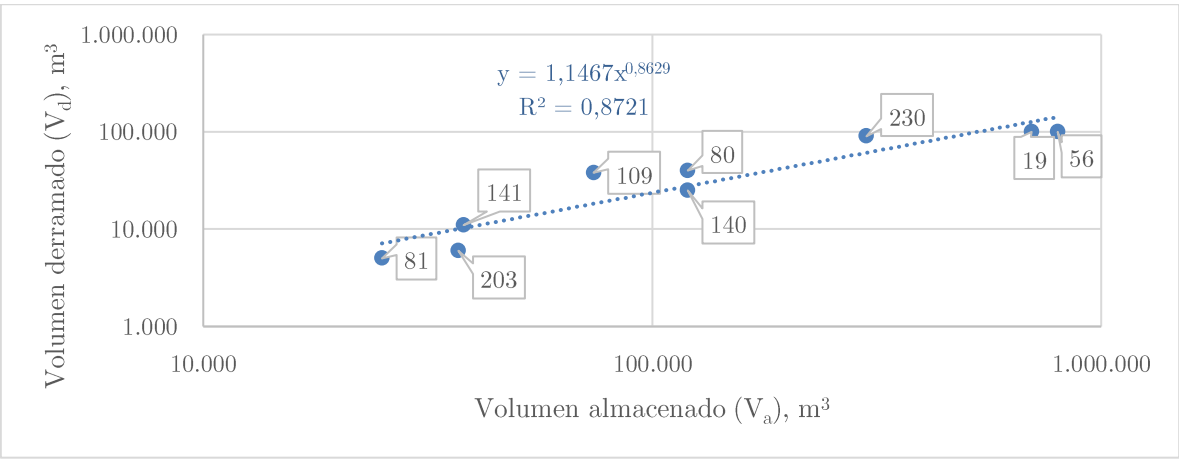


Figura 7.14 Volumen almacenado vs volumen derramado para obras pequeñas según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia)

A partir de estos resultados no es posible recomendar alguna ecuación empírica para estimar la distancia recorrida (o distancia peligrosa) de las obras clasificadas como pequeñas.

En esta clasificación de obras, las correlaciones antes citadas son muy pobres, exceptuando la correlación entre el volumen almacenado y el volumen derramado como se ve en la Figura 7.14.

7.2.2 Obras Medianas

Las obras de esta magnitud son el subgrupo más grande dentro de esta clasificación ICOLD. En la Figura 7.15 podemos observar la enorme dispersión de datos existentes para el par de variables altura de presa y distancia recorrida, donde la correlación entre estas dos variables es prácticamente nula.

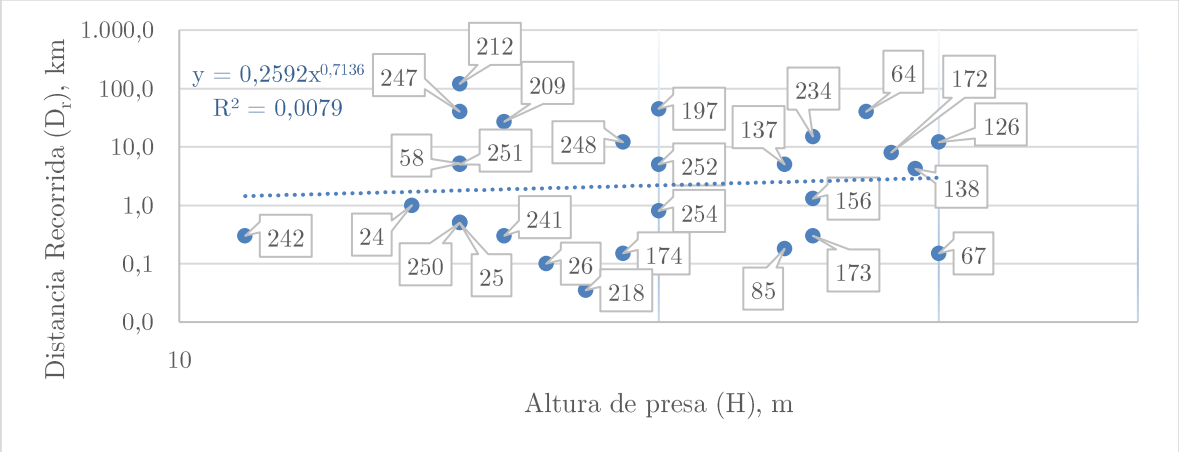


Figura 7.15 Altura de presa vs distancia recorrida para obras medianas según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia)

Comparativamente hablando, podemos ver en la Figura 7.16 que el par de variables volumen derramado y distancia recorrida se correlacionan mejor que en el caso de las obras pequeñas. A pesar de esto, la correlación entre estas variables de muy pobre. La curva con mejor ajuste y la envolvente correspondiente son:

$$D_r = 0{,}0008V_d^{\,0{,}657}\,, r^2 = 0{,}37$$
$$D_r = 6{,}2999V_d^{\,0{,}184}$$

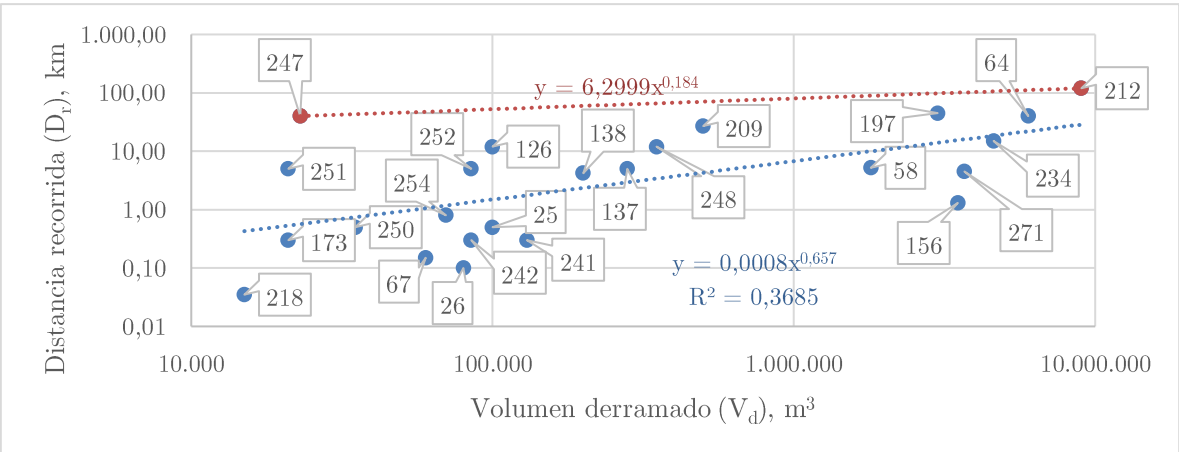


Figura 7.16 Volumen derramado vs distancia recorrida para obras medianas según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia)

De la misma forma, el par de variables factor de presa y distancia recorrida presentan una correlación mejor en esta clasificación, como se observa en la Figura 7.17, que para las obras clasificadas como pequeñas. Sin embargo, la correlación entre ambos parámetros sigue siendo pobre. La curva con mejor ajuste y la curva envolvente correspondientes son:

$$D_r = 0{,}0001(H * V_d)^{0{,}6579}\ , r^2 = 0{,}40$$
$$D_r = 3{,}8273(H * V_d)^{0{,}184}$$

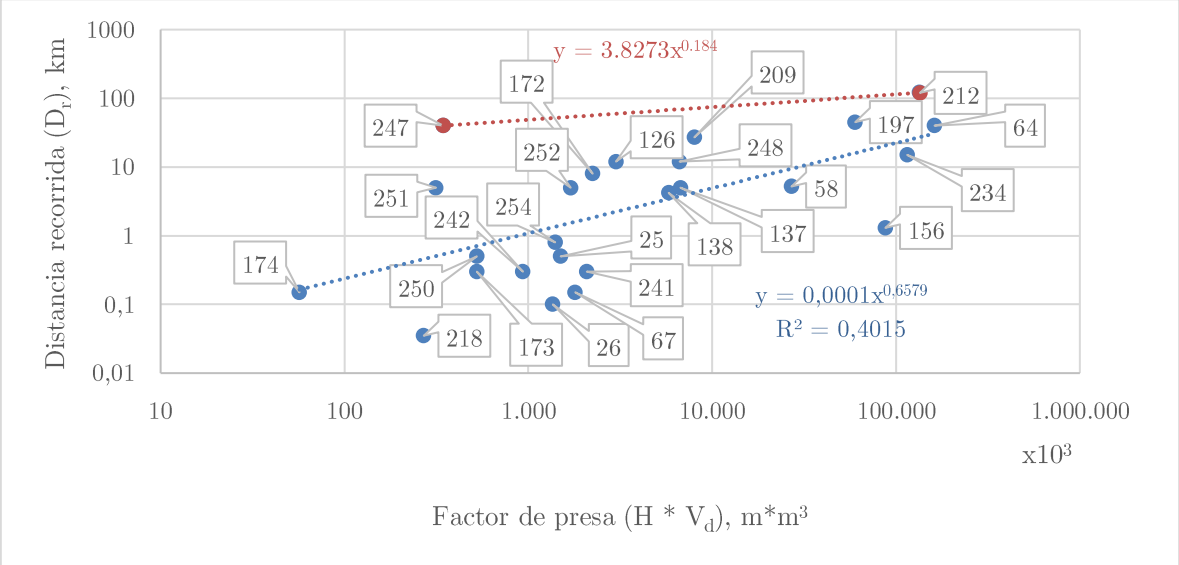


Figura 7.17 Factor de presa vs distancia recorrida para obras medianas según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia)

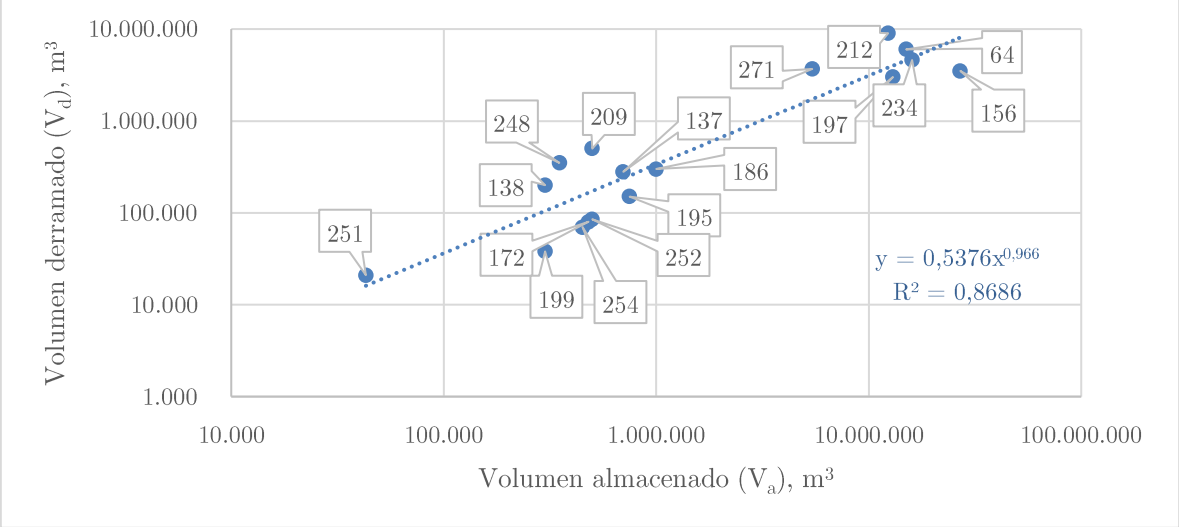


Figura 7.18 Volumen almacenado vs volumen derramado para obras medianas según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia)

El nivel de correlación de las variables volumen almacenado y volumen derramado, como se observa en la Figura 7.18, respecto del mismo par de variables para la clasificación de obras pequeñas, es la misma, siempre y cuando se eliminen los mismos datos que en la Figura 7.10. La curva con mejor ajuste es:

$$V_d = 0{,}5376 V_a^{0{,}966}, r^2 = 0{,}87$$

7.2.3 Obras Grandes

Nuevamente el par de variables altura de presa y distancia recorrida muestran una correlación, que aunque superior a las otras dos clasificaciones, sigue siendo pobre, lo que se observa en la Figura 7.19. La curva de mejor ajuste y la envolvente para este caso son:

$$D_r = 0{,}00005 V_d^{3{,}2378}, r^2 = 0{,}38$$
$$D_r = 0{,}0014 V_d^{2{,}8992}$$

Los datos que controlan la envolvente corresponden a eventos en que, en el caso de Samarco Brazil (7), la gran distancia recorrida quedó dominada por el derrame del material al cauce de un río que llevó el relave hasta el mar, y el caso de Guyana (76), el material derramado era principalmente agua con relave (catalogado como WR) y además el relave se trasladó a lo largo del río Essequibo.

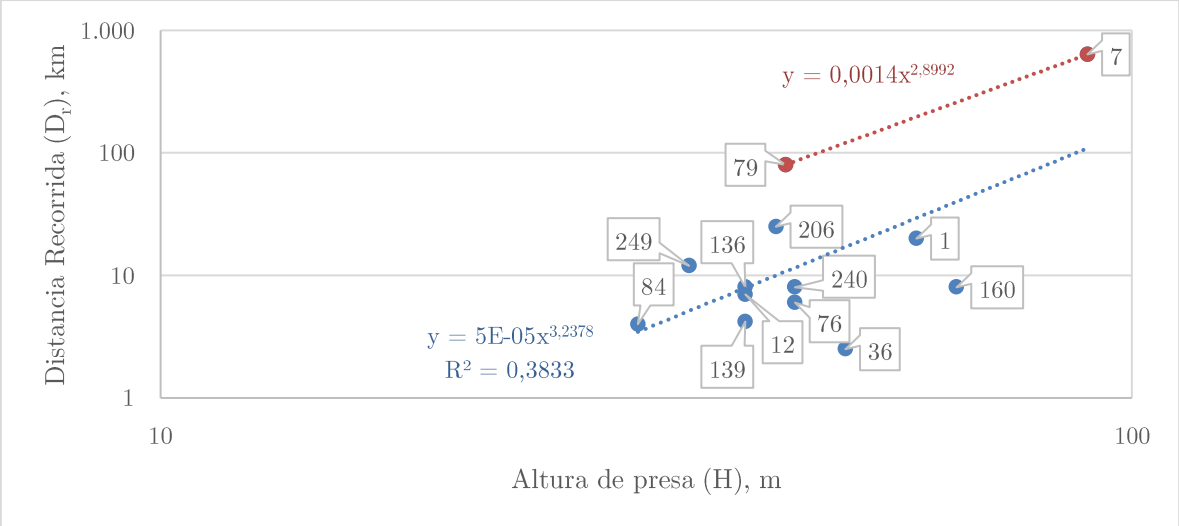


Figura 7.19 Altura de presa vs distancia recorrida para obras grandes según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia)

Comparando con la clasificación anterior, el nivel de correlación entre el par de variables volumen derramado y distancia recorrida disminuye, lo que se aprecia en la Figura 7.20.

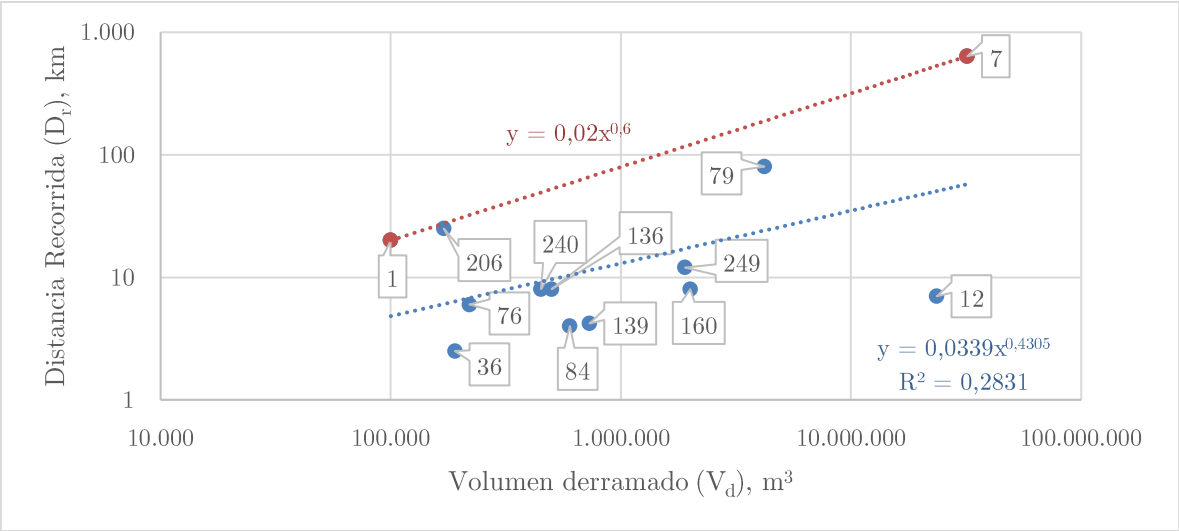


Figura 7.20 Volumen derramado vs distancia recorrida para obras grandes según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia)

En este caso la curva con mejor ajuste y la envolvente son:

$$D_r = 0{,}0339 V_d^{\,0{,}4305}\,, r^2 = 0{,}28$$
$$D_r = 0{,}02 V_d^{\,0{,}6}$$

Los eventos que dominan la curva envolvente son Samarco (Brasil, caso número 7) y el caso más actual de toda la estadística de este trabajo, de Mishor Rotem (Israel, caso número 1). En cualquier caso, la correlación es muy pobre.

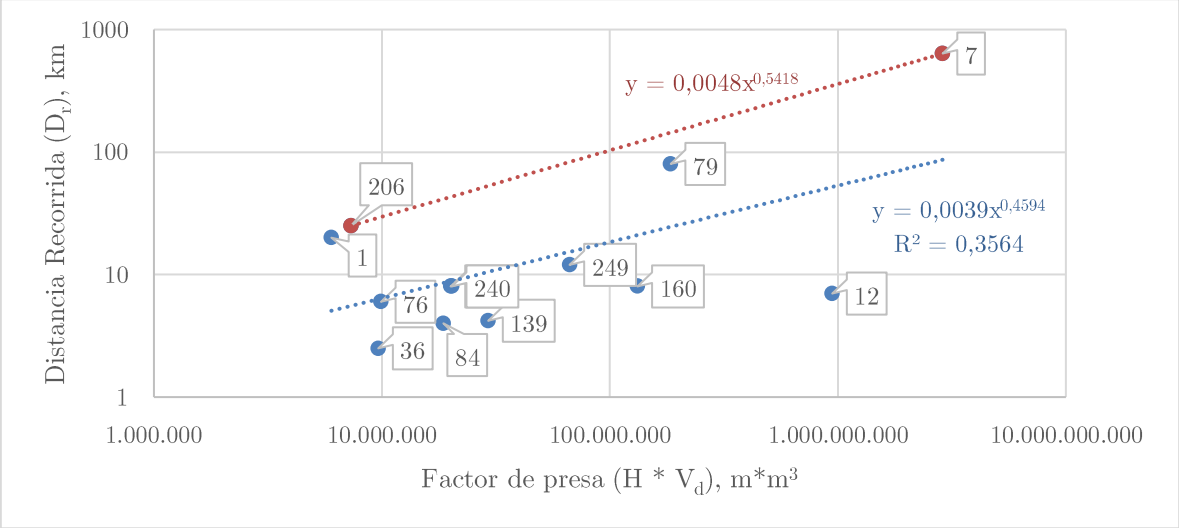


Figura 7.21 Factor de presa vs distancia recorrida para obras grandes según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia)

La Figura 7.21 muestra la relación entre el factor de presa y la distancia recorrida para las presas clasificadas como grandes. Nuevamente la correlación es muy pobre. En este caso la curva con mejor ajuste y la correspondiente envolvente son:

$$D_r = 0{,}0039(H * V_F)^{0{,}4594}, r^2 = 0{,}36$$
$$D_r = 0{,}0048(H * V_F)^{0{,}5418}$$

La Figura 7.22 muestra la relación entre el volumen almacenado y el volumen derramado. La curva con mejor ajuste es:

$$V_d = 1{,}4228 V_a^{0{,}8959}, r^2 = 0{,}82$$

El caso numero 11 no fue incluido en la correlación pues fue un evento en el cual el relave de carbón se derramo a través de una tubería de drenaje y no a través de una falla en la presa, estrictamente hablando.

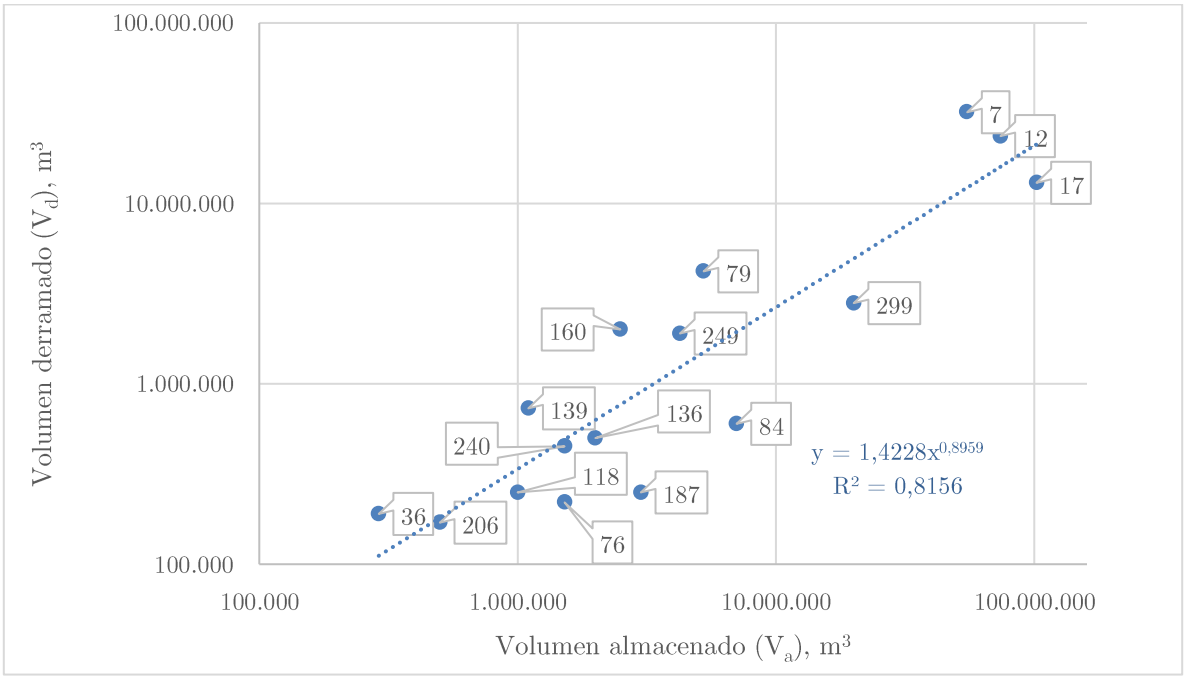


Figura 7.22 Volumen almacenado vs volumen derramado para obras grandes según clasificación ICOLD. (Elaboración Propia)

En todas las correlaciones de esta clasificación, el evento catalogado como WR se encuentra siempre por sobre las curvas de regresión.

7.3 Filtración de datos por factor topográfico: Influencia de Ríos en Distancia Recorrida

Queda bastante claro que la posibilidad de predecir la distancia que ha de recorrer un volumen determinado a partir de las características usadas en las correlaciones anteriores es bastante baja. Es también un hecho observable que en muchos de los eventos la influencia de la existencia de ríos aguas abajo de las presas ha sido determinante. Un ejemplo claro de esto es Fundão, en Brasil, donde el relave alcanzó el mar con la influencia / colaboración de los ríos.

Ante esto surgió la idea de separar los datos en función a esta influencia y observar que ocurre con las correlaciones. Con este propósito se han aislado los casos en que se cuenta con la distancia recorrida y que, además, se sabe con certeza que el relave se movió a través del cauce de uno o más ríos. No se han considerado en este ejercicio aquellos casos en que las descripciones indican que el relave se trasladó a través de arroyos, puesto que se asume que, por definición, el caudal de un arroyo es menor, y por consiguiente su influencia no tendrá el mismo impacto en el desplazamiento del relave.

7.3.1 Altura vs Distancia Recorrida

La Figura 7.23 muestra el resultado de la correlación del par de variables Altura y Distancia Recorrida considerando solo los casos que reportan la influencia de ríos en el desplazamiento del volumen derramado. Comparativamente hablando, se obtiene una mejor correlación que si se consideran todos los datos, pero nuevamente la correlación es muy pobre.

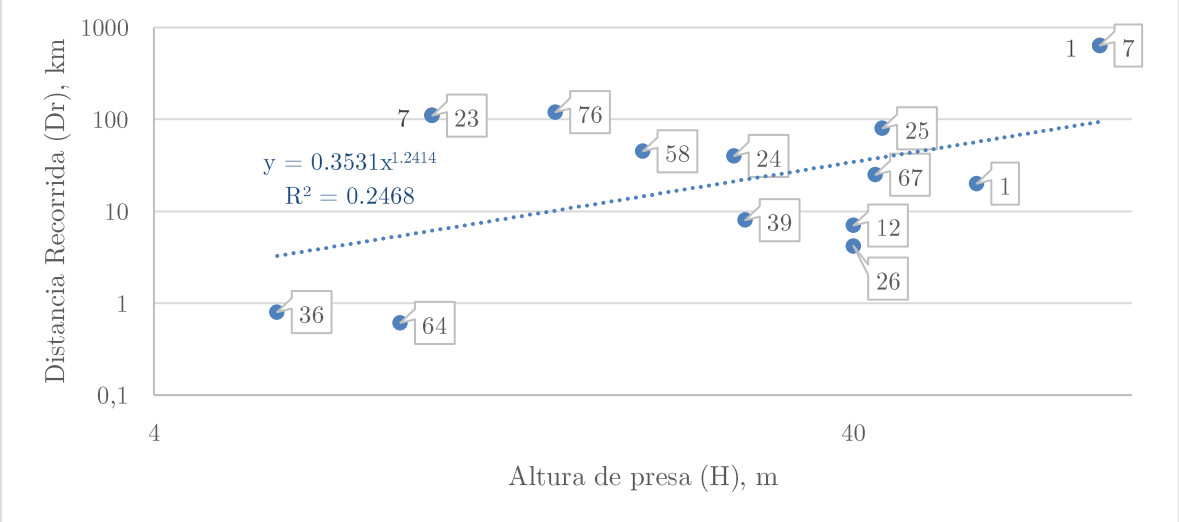


Figura 7.23 Altura vs Distancia recorrida para casos con influencia de ríos. (Elaboración Propia)

La Figura 7.24 muestra la misma correlación anterior, pero considerando solo los casos en que no se registra influencia de ríos en la distancia reportada. La correlación es aún más pobre que si se consideran todos los datos.

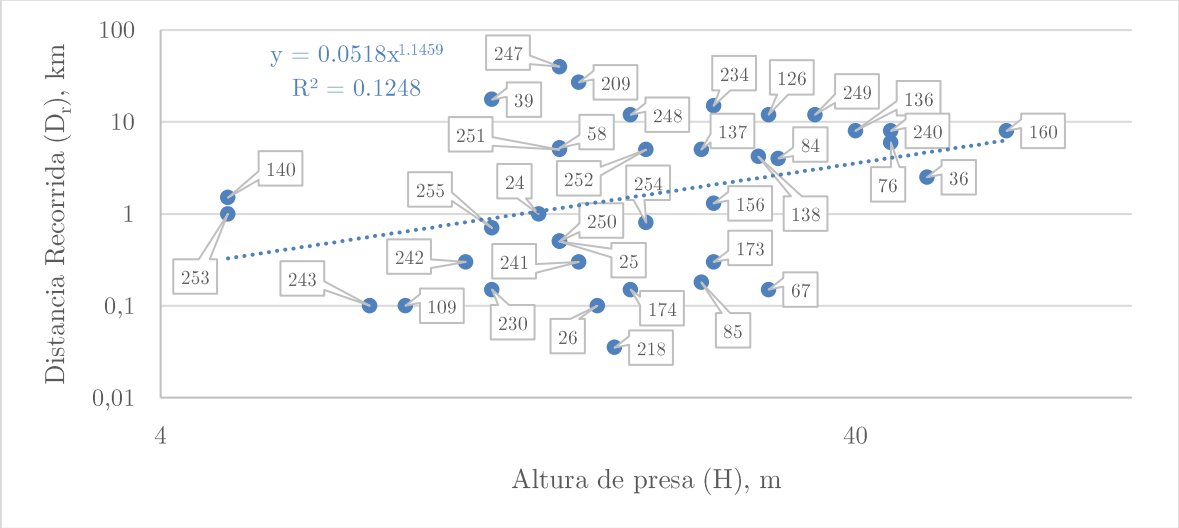


Figura 7.24 Altura vs Distancia recorrida para casos sin influencia de ríos. (Elaboración Propia)

7.3.2 Volumen Derramado vs Distancia Recorrida

La Figura 7.25 muestra el resultado de la correlación del par de variables Volumen Derramado y Distancia Recorrida considerando solo los casos que reportan la influencia de ríos en el desplazamiento del volumen derramado. El resultado entrega una correlación mejor que si se consideran todos los datos. Sin embargo, la correlación sigue siendo muy pobre.

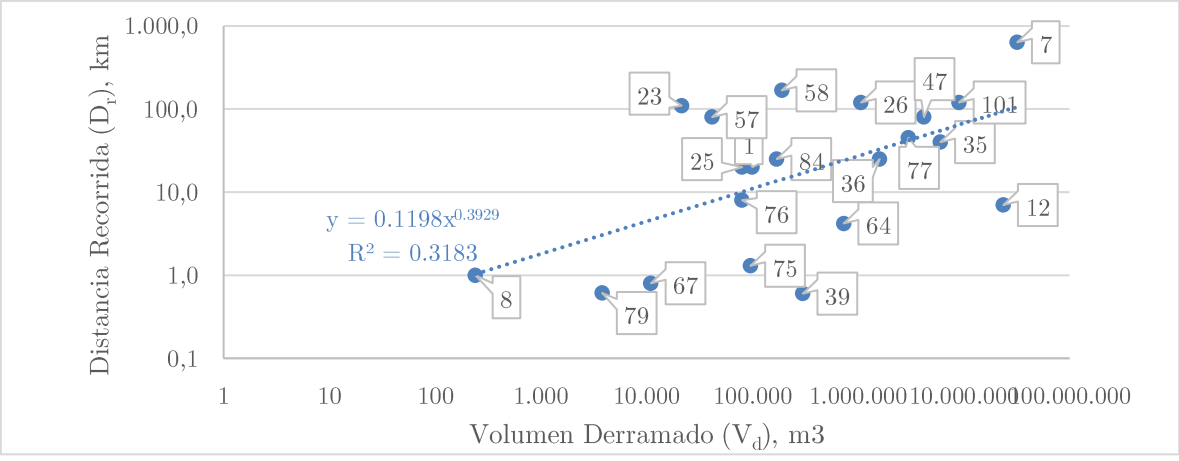


Figura 7.25 Volumen Derramado vs Distancia recorrida para casos con influencia de ríos. (Elaboración Propia)

De la misma forma la Figura 7.26 muestra el resultado de la correlación para los casos que no reportan la influencia de ríos en el desplazamiento del derrame. El resultado es aún más pobre que cuando se consideran todos los casos.

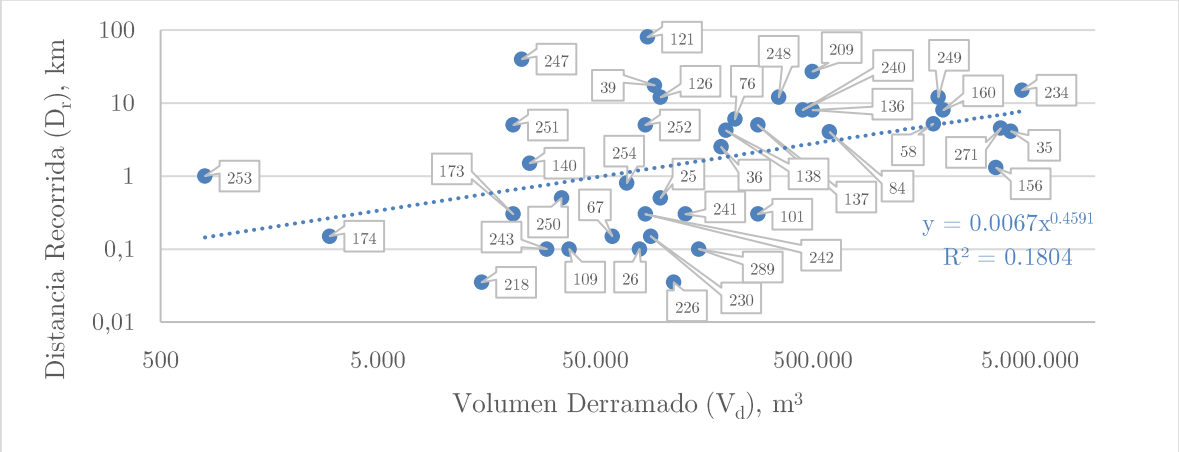


Figura 7.26 Volumen Derramado vs Distancia recorrida para casos sin influencia de ríos. (Elaboración Propia)

7.3.3 Factor de Presa vs Distancia Recorrida

Finalmente, para el par de variables Factor de Presa y Distancia Recorrida, cuando se consideran solo eventos con influencia de ríos entrega una correlación levemente mejor que cuando se consideran todos los casos, lo que se observa en la Figura 7.27. De todas formas, la correlación sigue siendo muy pobre.

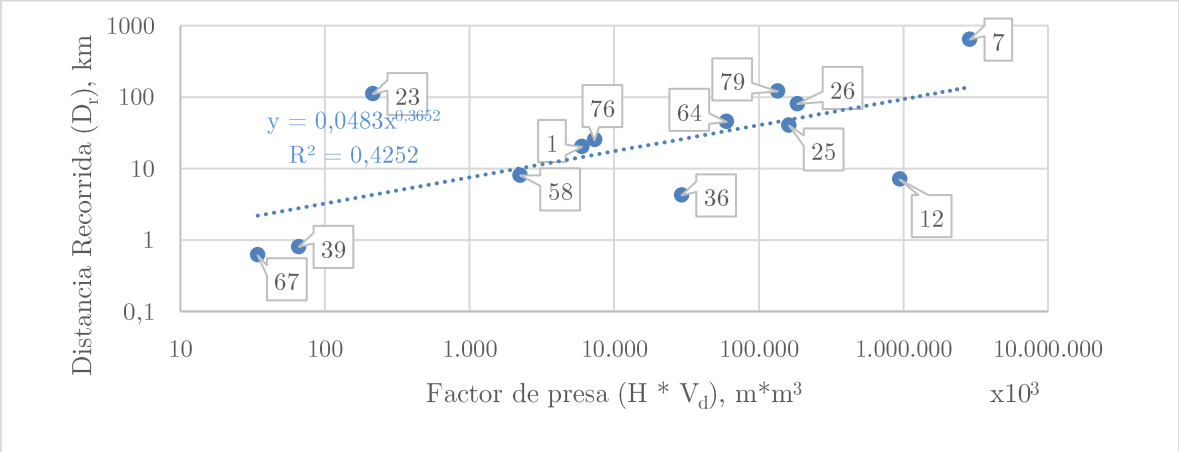


Figura 7.27 Factor de Presa vs Distancia recorrida para casos con influencia de ríos. (Elaboración Propia)

Considerando los casos en que no se registra la influencia de ríos, la Figura 7.28 muestra que nuevamente la correlación entre estos parámetros resulta más pobre que cuando se utilizan todos los casos.

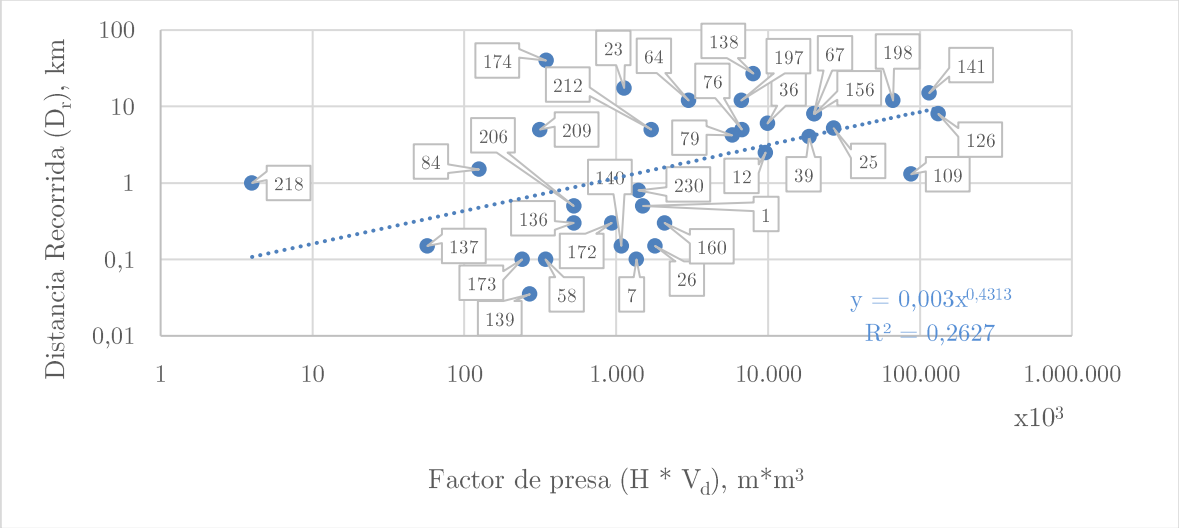


Figura 7.28 Factor de Presa vs Distancia recorrida para casos sin influencia de ríos. (Elaboración Propia)

7.4 Ecuación multi-variable para la estimación del volumen derramado

Según lo observado en las secciones 7.1.1 a 7.1.4, la única variable que parece correlacionarse mejor con alguna de las características del depósito es el volumen derramado. Es apropiado considerar que, a pesar de que con los filtros adecuados fue posibles establecer una relación aceptable entre el volumen almacenado y el volumen derramado, son muchas otras las variables que físicamente han de condicionar el volumen que se derramará si la presa falla (reología del relave, tamaño de brecha, altura de muro y material de construcción, etc). Considerando las características incluidas en la estadística, se integró la variable altura en conjunto con el volumen almacenado en una función que intente predecir el volumen derramado en una eventual falla. La estructura de la ecuación es la siguiente:

$$V_d = A * H^{\alpha} * V_a{}^{\beta}$$

Las variables H y V_a son la altura y el volumen almacenado respectivamente, mientras que las variables A, α y β son los factores a calibrar a partir de los datos. Con este objetivo se minimizó el error cuadrático medio (ECM) entre los valores reales y los predichos considerando dos casos:

(1) Minimizar el error cuadrático medio de los datos sin alterar la escala.
(2) Minimizar el error cuadrático medio de los datos en escala logarítmica.

La aplicación del caso (2) se justifica (cuando corresponde) en la existencia de datos extremos (principalmente los eventos de Fundao y Mt. Poley) cuyo peso en el cálculo del error cuadrático medio es tan alto, que las funciones resultantes minimizan su error para estos datos quitando peso al resto de los datos. De todas formas, el caso (2) fue aplicado en presencia, o no, de dichos casos.

Con estos propósitos se utilizó la herramienta Solver integrada en Excel.

Se contrastarán gráficamente y a través del ECM las ecuaciones que calculan el volumen derramado a partir del volumen almacenado ($V_d = f(V_a)$), de la altura y el volumen derramado sin alterar la escala ($V_d = f(H,V_a)$, caso (1)), y de la altura y el volumen derramado en escala logarítmica ($Log(V_d) = Log(f(H,V_a))$, Caso (2)).

7.4.2 Ecuación multi-variable para la estadística completa

Se aplicaron los dos casos mencionados en 7.4. Los resultados del ajuste se resumen en la Tabla 7.3.

	A	**α**	**β**
Caso (1)	0.00462	0.69528	1.09350
Caso (2)	0.45276	0.31158	0.89937

Tabla 7.3 Variables ajustadas para estadística completa. (Elaboración Propia)

La Tabla 7.4 muestra los errores cuadráticos medios de cada una de las ecuaciones formuladas.

	ECM m^3
Vd = f(Va)	3,626,795
Vd = f(H,Va)	1,620,109
Log(Vd) = Log(f(H,Va))	2,889,278

Tabla 7.4 ECM para cada una de las ecuaciones para la estadística completa. (Elaboración Propia)

La Figura 7.29 muestra de forma gráfica los datos reales vs los datos predichos por cada uno de los ajustes.

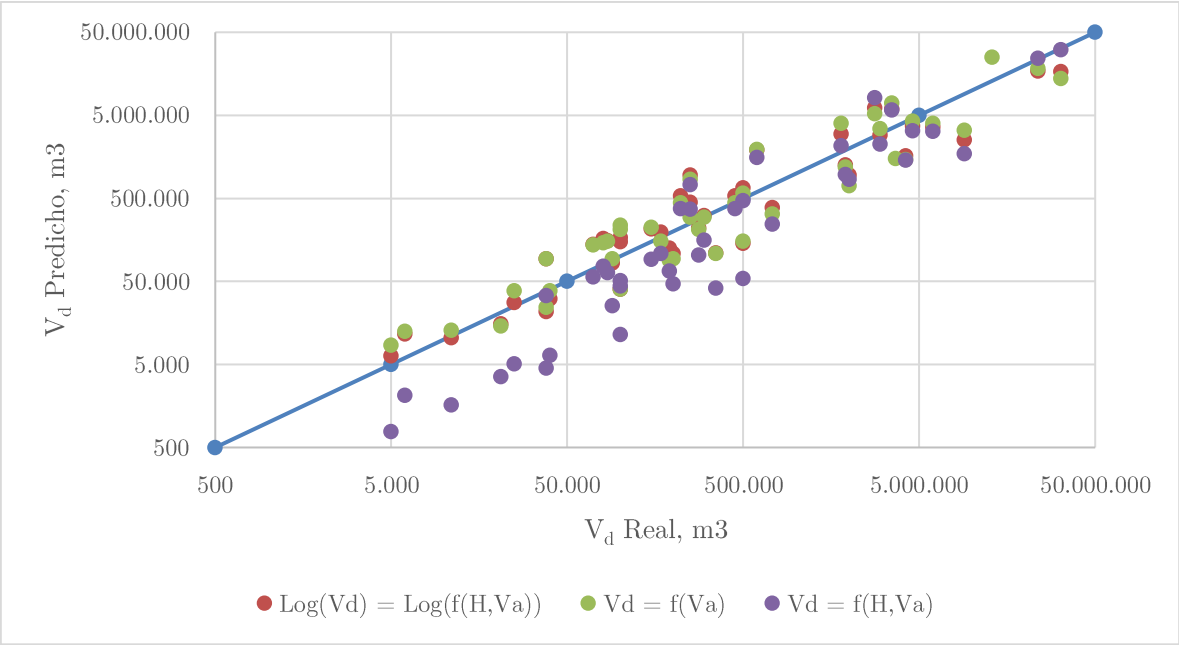


Figura 7.29 V_d Real vs V_d Predicho por todas las ecuaciones calculadas con la estadística completa. (Elaboración Propia)

7.4.3 Ecuación multi-variable para obras pequeñas

Siguiendo el mismo procedimiento, el resultado del ajuste para estas obras se resumen en la Tabla 7.5.

	A	α	β
Caso (1)	5,07625	0,83767	0,61083
Caso (2)	0,63853	0,63623	0,80721

Tabla 7.5 Variables ajustadas para obras pequeñas. (Elaboración Propia)

La Tabla 7.6 muestra los errores cuadráticos medios de cada una de las ecuaciones formuladas.

	ECM, m^3
Vd = f(Va)	20.865
Vd = f(H,Va)	6.283
Log(Vd) = Log(f(H,Va))	13.112

Tabla 7.6 ECM para cada una de las ecuaciones para obras pequeñas. (Elaboración Propia)

La Figura 7.30 muestra de forma gráfica los datos reales vs los datos predichos por cada uno de los ajustes.

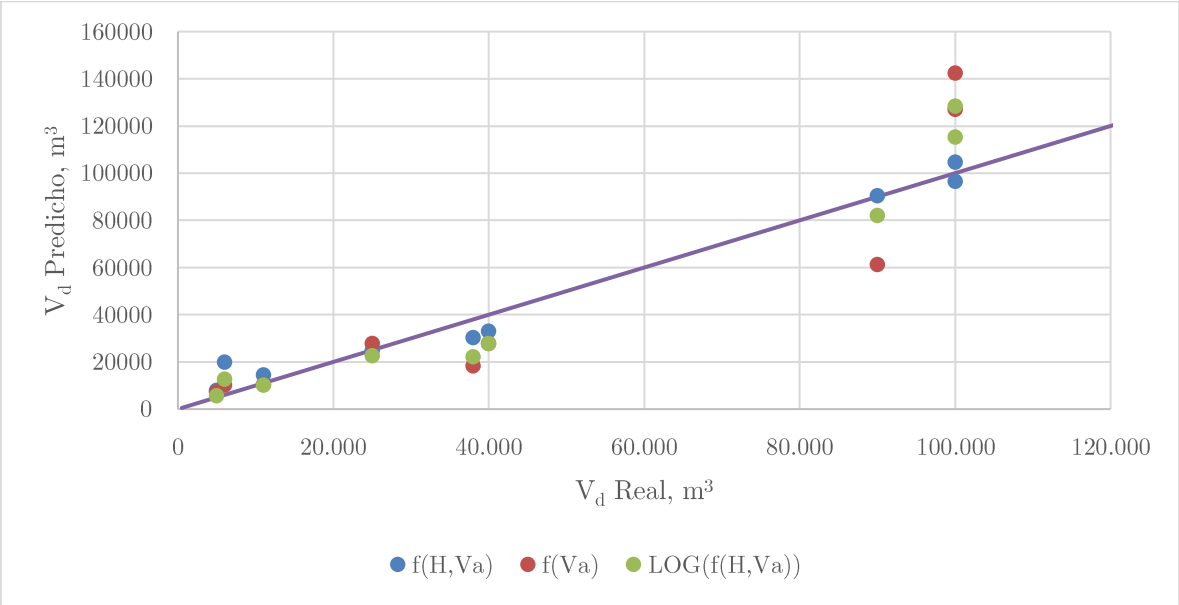


Figura 7.30 V_d Real vs V_d Predicho por todas las ecuaciones calculadas con los datos de obras pequeñas. (Elaboración Propia)

7.4.4 Ecuación multi-variable para obras medianas

Siguiendo el mismo procedimiento, el resultado del ajuste para estas obras se resumen en la Tabla 7.7.

	A	α	β
Caso (1)	511,81594	0,00000	0,54458
Caso (2)	1,57812	0,00000	0,88582

Tabla 7.7 Variables ajustadas para obras medianas. (Elaboración Propia)

La Tabla 7.8 muestra los errores cuadráticos medios de cada una de las ecuaciones formuladas.

	ECM, m^3
Vd = f(Va)	1.726.239
Vd = f(H,Va)	1.578.681
Log(Vd) = Log(f(H,Va))	1.701.576

Tabla 7.8 ECM para cada una de las ecuaciones para obras medianas. (Elaboración Propia)

La Figura 7.31 muestra de forma gráfica los datos reales vs los datos predichos por cada uno de los ajustes.

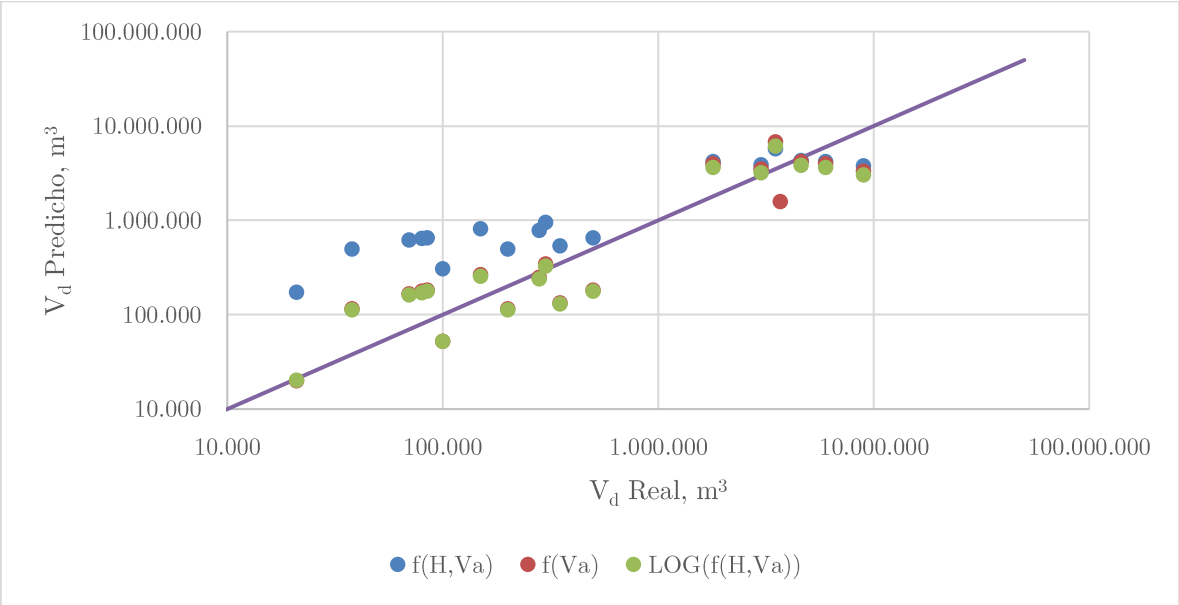


Figura 7.31 V_d Real vs V_d Predicho por todas las ecuaciones calculadas con los datos de obras medianas. (Elaboración Propia)

7.4.5 Ecuación multi-variable para obras grandes

Siguiendo el mismo procedimiento, el resultado del ajuste para estas obras se resumen en la Tabla 7.9.

	A	α	β
Caso (1)	2,97627,E-06	0,89612	1,45657
Caso (2)	0,05867	0,72724	0,92267

Tabla 7.9 Variables ajustadas para obras grandes. (Elaboración Propia)

La Tabla 7.10 muestra los errores cuadráticos medios de cada una de las ecuaciones formuladas.

	ECM, m^3
Vd = f(Va)	5.775.864
Vd = f(H,Va)	1.333.425
Log(Vd) = Log(f(H,Va))	3.654.361

Tabla 7.10 ECM para cada una de las ecuaciones para obras grandes. (Elaboración Propia)

La Figura 7.32 muestra de forma gráfica los datos reales vs los datos predichos por cada uno de los ajustes.

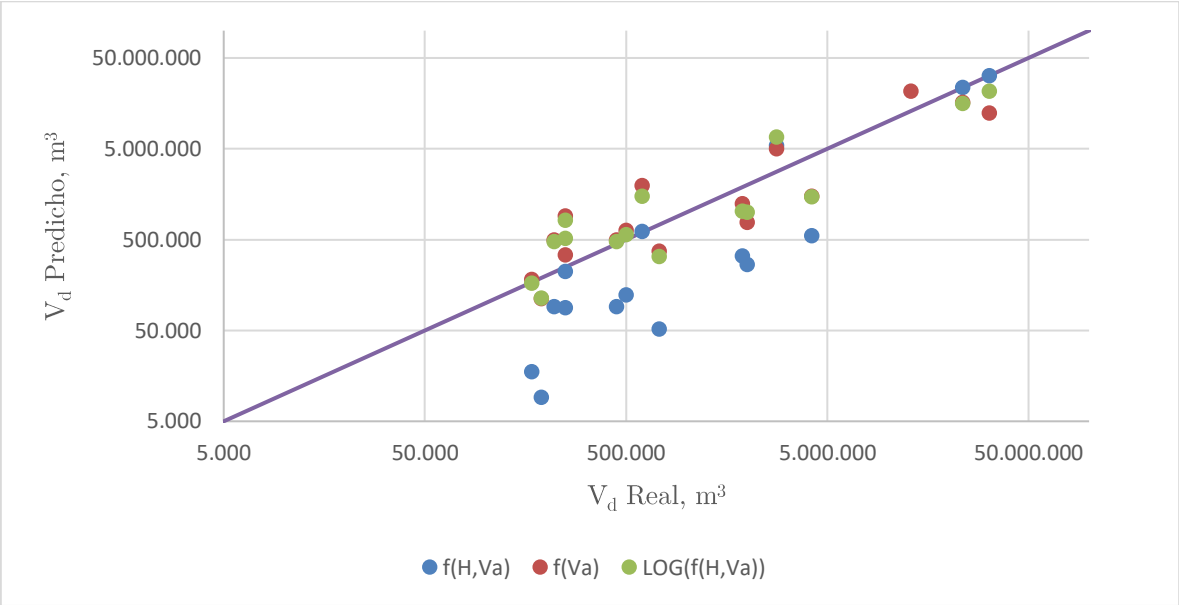


Figura 7.32 V_d Real vs V_d Predicho por todas las ecuaciones calculadas con los datos de obras grandes. (Elaboración Propia)

7.5 Comentarios

Considerando sin mayor discriminación todos los datos de la estadística es posible notar que de todas las correlaciones calculadas, la única en la que es posible apreciar un grado de correlación significativo es en el par de variables volumen almacenado y volumen derramado, el cual sin embargo sigue siendo pobre mientras no se filtren los datos. Esta correlación tiene un comportamiento dispar al separar las obras según su magnitud. En los casos de obras grandes y pequeñas el nivel de correlación de este par de variables supera el valor 0.8 para el coeficiente de correlación R^2. En las obras de tamaño medio en tanto, se genera una dispersión mayor en este par de variables obteniendo un nivel de correlación bastante pobre (0.42). Esto podría reflejar simplemente un tema estadístico asociado a la poca cantidad de datos disponibles, o que, en los niveles intermedios de magnitud de las obras, hay factores que intervienen de manera más influyente que en las otras magnitudes de obras.

Los intentos de filtrar la información por la presencia de ríos tampoco revelaron mejoras importantes en las correlacione. Parece interesante al menos que, en todos los casos, las correlaciones realizadas en eventos que registraban la intervención de ríos en el desplazamiento del volumen derramado tienen, aunque pobre, mejor correlación que las correlaciones con aquellos eventos en que no se registra la intervención de ríos. De todas formas, este fenómeno podría no tener un significado físico.

En cuanto a la calibración de un modelo multi-variable mediante la minimización del ECM, que integra tanto la altura como el volumen almacenado de la presa, es posible destacar lo siguiente:

- Los casos de Fundao (Evento N°7) y Mt. Polley (Evento N°12), cuyos volúmenes derramados son "atípicamente" grandes, tienen un gran peso estadístico en la calibración cuando no se escalan los valores (Caso (1)). Esto genera un modelo que ajusta muy bien el valor predicho de volumen derramado para estos casos, pero de forma muy pobre para los eventos con volúmenes muy inferiores.
- Al escalar los datos de forma logarítmica, la minimización del ECM genera un modelo que pierde precisión para los eventos de Fundao y Mt. Polley (y en general para los datos con volúmenes derramados grandes) en favor de los datos cuyos volúmenes derramados fueron menores.
- Al separar los datos por tamaño, se puede apreciar que la integración de la variable altura de presa mejora el ajuste de los datos (según el ECM), con excepción del grupo de datos de tamaño medio, donde la calibración de los datos anula la participación de la variable altura, asignándole un exponente igual a cero.
- En cualquier caso, el ECM de los datos predichos mediante la ecuación entregada por el ajuste de línea de tendencia de la herramienta Excel, es mayor que el ECM de los datos predichos mediante la ecuación calibrada minimizando el ECM utilizando la herramienta SOLVER integrada en Excel. Esto tiene su explicación en las limitaciones del coeficiente R^2 como parámetro de ajuste.
- Conceptualmente hablando, la integración conjunta de las variables altura de presa y volumen almacenado otorga mayor robustez que una ecuación que utiliza solo el volumen almacenado como variable de entrada, y en términos generales, mejora los resultados.

8 Casos de estudio

En esta sección se revisará y analizarán los antecedentes desde el punto de vista geotécnico de tres eventos importantes (en cuanto a su magnitud y consecuencias). El objetivo es contrastar lo observado en el análisis de la estadística con estos tres hechos concretos, observar el peso que las variables usadas en la estadística tuvieron en el mecanismo de colapso, y según esto, reforzar las limitaciones de la estadística como un elemento base para la obtención de ecuaciones empíricas.

8.1 Fundão, Minas Germano.

El 5 de noviembre de 2015 es conocido en la minería como el día del desastre más catastrófico en la historia de la minería brasileña. El evento en que la presa de Fundão, de 90 metros de altura, liberó

aproximadamente 32 millones de m^3 de relave de hierro y avanzó aproximadamente 637 km hasta alcanzar el mar, fue estudiado con detalle para entender las causas de la falla. El estudio estuvo en manos de un comité internacional de expertos que entregaron su opinión sobre las causas de la falla (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]. A continuación, se presenta una síntesis de dicho reporte (8.1.1 a 8.1.4), que no posee comentarios propios.

8.1.1 Historia de la obra

Entre los años 2004 y 2007 se discutieron los conceptos / criterios claves del diseño de la obra. Finalmente se adoptó el uso de arenas para la construcción de un muro de contención de las lamas. La obra incluiría un muro de partida hecho de roca y tierra, ubicado al pie del depósito y cuyo coronamiento se elevaría mediante el método aguas arriba con arena de relave. El muro incluía un sistema de drenaje bajo las arenas para eliminar el agua del relave y un sistema de piezómetros para monitorear el nivel de la napa (Figura 8.1). El adecuado drenaje de las arenas era un factor clave en la estabilidad de este diseño.

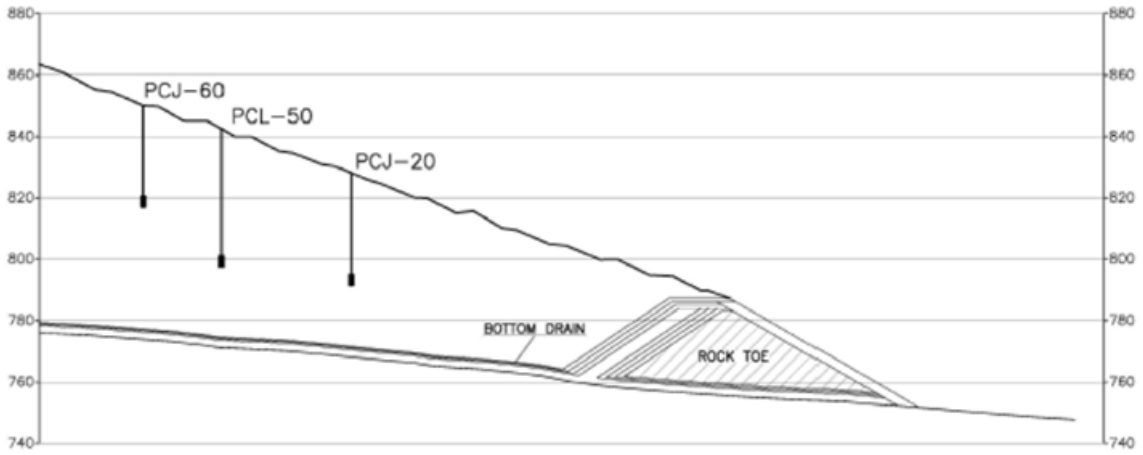


Figura 8.1 Muro de partida, sistema de drenaje e instrumentación en etapa de diseño. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]

Como parte del diseño final se seleccionó un sitio adyacente al depósito de relaves en operación, donde inicialmente las lamas serían depositadas detrás del dique 2 y las arenas detrás del dique 1 tal como se muestra en la Figura 8.2. La estrategia de manejo de las lamas entre los Diques 1 y 2 consistía en que la elevación de estas manteniendo siempre una cota por debajo de la elevación de las arenas.

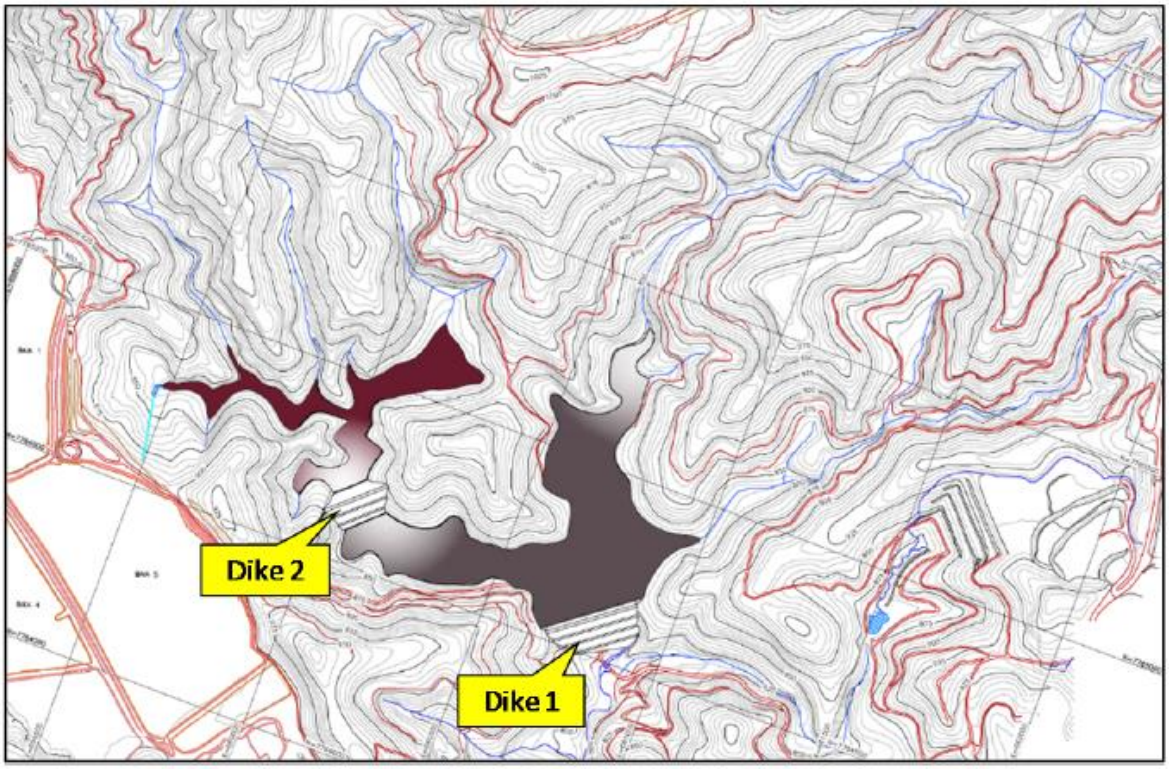


Figura 8.2 Diques 1 y 2. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]

Se decidió que el Dique 1 sería construido según el método aguas arriba con arena de relave según se puede observar en la Figura 8.3.

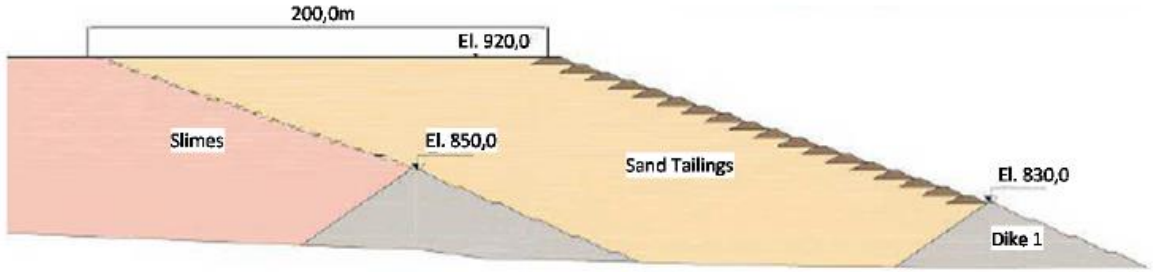


Figura 8.3 Método aguas arriba seleccionado para el peralte del Dique 1. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]

Uno de los aspectos clave era el sistema de drenaje ubicado en la base del muro de partida y bajo las arenas. Para evacuar las aguas superficiales se diseñaron dos galerías de 2 m de diámetro de concreto armado al lado derecho e izquierdo del depósito, como se ve en la Figura 8.4.

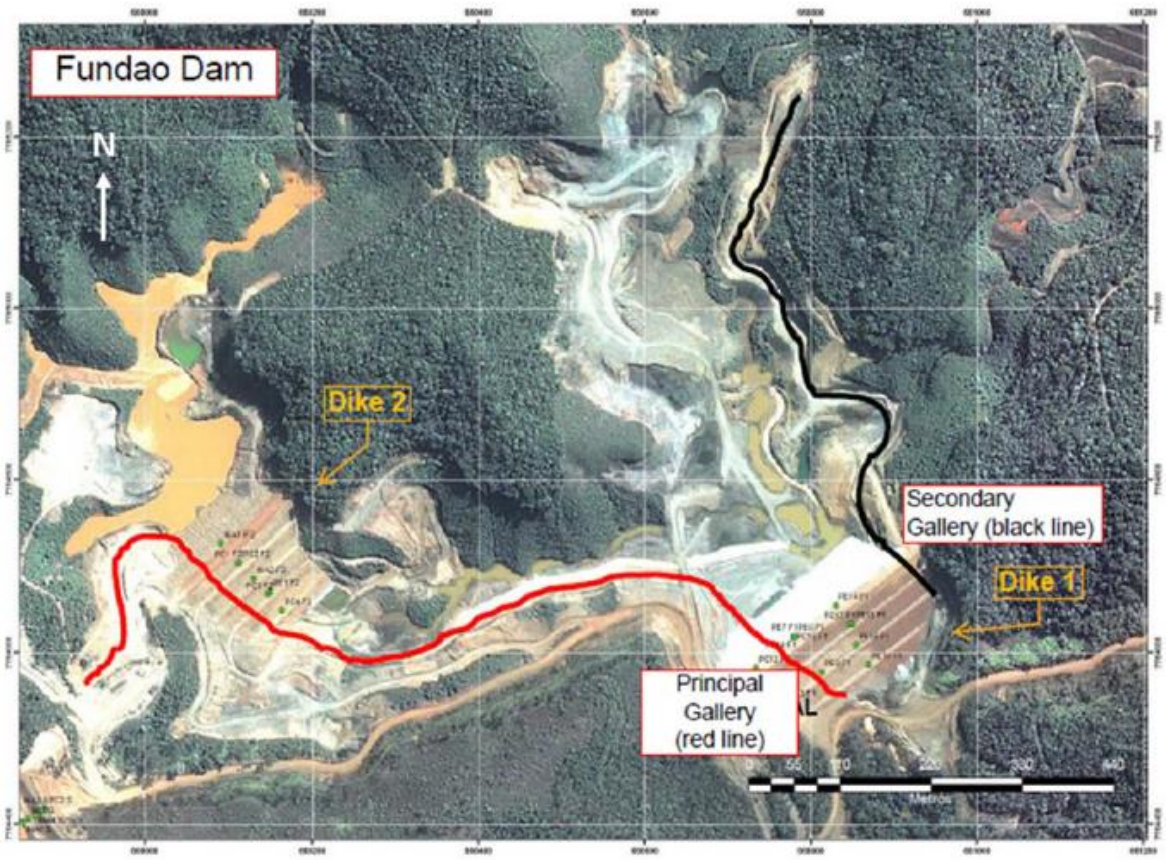


Figura 8.4 Galería Principal y Secundaria. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]

Uno de los primeros incidentes críticos ocurrió en 2009. Un gran afloramiento (filtración) apareció en la cara aguas abajo del muro por sobre el nivel de la galería principal de drenaje como muestra la Figura 8.5. Investigaciones posteriores encontraron / detectaron grandes falencias en la construcción de la galería, cuyo desagüe ni siquiera fue completado.



Figura 8.5 Efectos de la erosión interna en la cara aguas abajo del Dique 1. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]

De esta forma, quedó de manifiesto que un elemento clave del diseño, el drenaje, no estaba cumpliendo su función. Adicionalmente – u como consecuencia del retraso en el peralte del muro producto de las operaciones de emergencia - las lamas comenzaron a sobrepasar la elevación a la cual se encontraban las arenas. En consecuencia, un dique adicional debió ser instalado entre los Diques 1 y 2, designado Dique 1A. Sin embargo, aún faltaba un replanteamiento del diseño inicial, el cual yo no estaba en operación.

Como se muestra en la Figura 8.6, se decidió instalar una manta de drenaje justo por debajo de la cresta del muro de partida del Dique 1, la que contaría con una serie de tuberías perforadas llamadas "Kananets®" para compensar la capacidad de drenaje del sistema basal que no estaba funcionando.

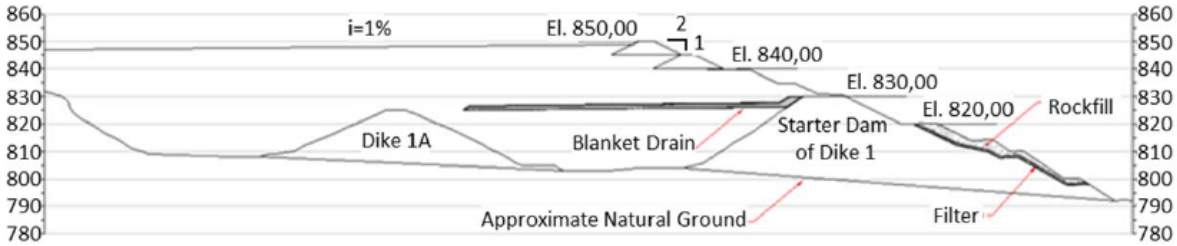


Figura 8.6 Manta de drenaje en elevación 826 m. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]

Si bien esta manta o capa de drenaje representaba un intento de conservar la capacidad drenante del concepto de diseño original, las arenas por debajo de esta manta seguirían estando saturadas. Por consiguiente, esta medida no permitía volver al concepto original de diseño sino solo era un paliativo. Dadas las nuevas condiciones, un requisito fundamental era mantener las arenas del muro libres de lamas pues éstas impedirían o al menos reducirían significamente la velocidad de drenaje con el riesgo de mantener saturada a la arena. Para esto, el manual de operaciones exigía como requisito un ancho mínimo de 200 metros de playa para asegurar / mantener la capacidad de drenaje de las arenas. Como se puede ver en la Figura 8.7, entre los años 2011-2012 esta distancia fue largamente disminuida llegando hasta un mínimo de 60 metros de la cresta del muro.

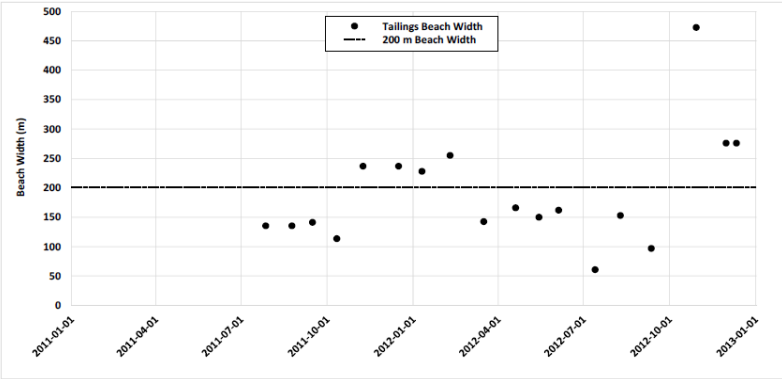


Figura 8.7 Ancho de playa medido mensualmente por Samarco, 2011 – 2012. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]

Nuevos problemas se hicieron evidentes en el estribo derecho del depósito cuando en julio de 2010 un vórtice apareció en la superficie del depósito producto de las deficiencias estructurales de la galería principal, a su vez, producto de asentamientos en las fundaciones y defectos de construcción. En enero de 2011 se inició un programa de relleno de las galerías con lechada para intentar ponerla en servicio nuevamente. Condiciones similares fueron descubiertas en la galería secundaria por lo que se implementó la misma solución. Para julio de 2012 era evidente que la solución implementada no había solucionado los problemas de las galerías y en consecuencia los intentos de volver a colocarlas en servicio fueron abandonados. Se inició entonces el sellado de ambas galerías con concreto desde sus salidas hasta un punto por debajo de la cresta de la presa proyectada a los 920 m de elevación para evitar su colapso. Además, se descubrió que la capacidad estructural de la galería secundaria no era suficiente para soportar las cargas del muro por sobre una elevación de 845 m, 10 m más abajo que la altura del muro en ese entonces. Fue evidente que se debía detener el crecimiento del muro hasta terminar las faenas de relleno de la galería. En consecuencia, se tomó una decisión muy influyente respecto de la obra: el alineamiento del muro retrocedería con respecto a su posición proyectada original de forma temporal ('step back'), como se ve en la Figura 8.8. No solo la cresta del muro se acercaría a la zona de depositación de las lamas, sino que se peraltaría por sobre zonas donde ya existía presencia de lamas.

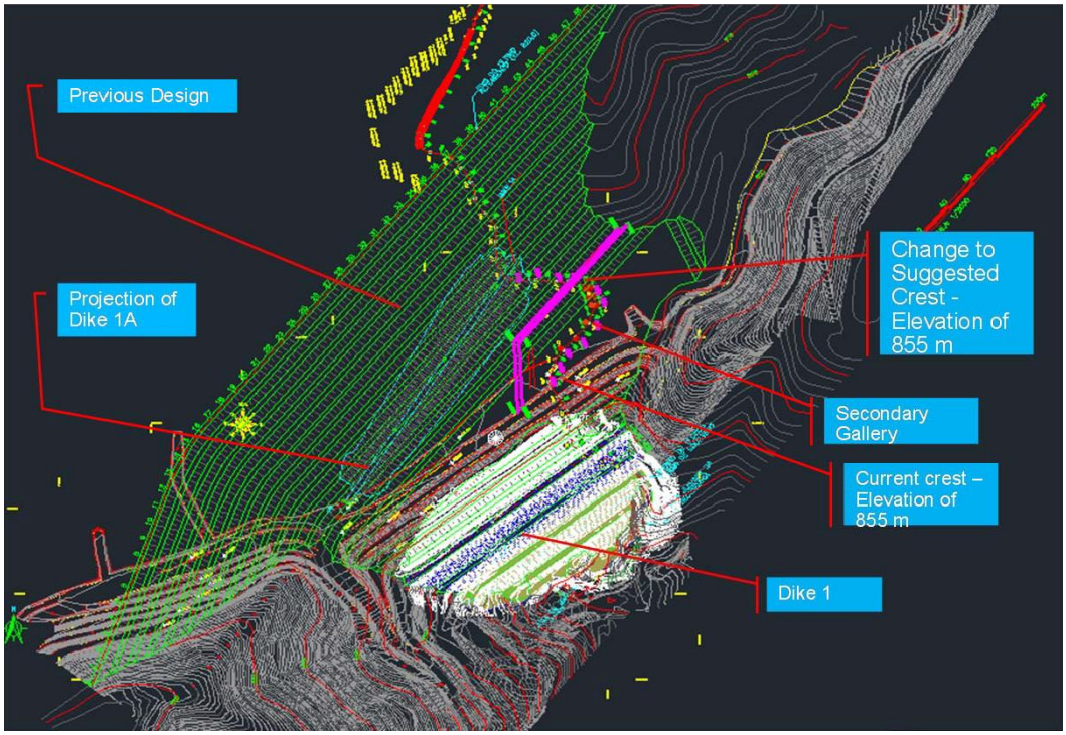


Figura 8.8 Propuesta de posición retrasada de muro en estribo izquierdo de la presa. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]

Mientras se completaban las faenas de relleno / sellado de las galerías, el peralte del muro continuó. Modelaciones del peralte (en el realineamiento) hasta la cota 920 m indicaban la necesidad de mayor

capacidad de drenaje para evitar el afloramiento descontrolado de nuevas filtraciones, las cuales finalmente ocurrieron, confirmando así la necesidad de drenaje manifestada en la modelación. Para noviembre de 2013, filtraciones a la elevación 860 m y grietas en la cresta del estribo izquierdo eran evidentes, tal como se puede observar en la Figura 8.9.



Figura 8.9 Filtraciones, agrietamiento e hundimiento en el muro izquierdo, El. 860 m, noviembre de 2013. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]

Luego de todos estos eventos, era evidente que la manta de drenaje colocada a la elevación de 826 m no era suficiente para evitar la aparición de filtraciones y por tanto nuevas medidas debían ser tomadas.

Dadas las proyecciones de elevar 20 metros más la cresta del muro hasta los 940 m y la futura integración del sistema de drenaje del depósito de desechos del valle aledaño o Grota da Vale y Fabrica Nova, es que se planteó un nuevo sistema de drenaje como se observa en la Figura 8.10.

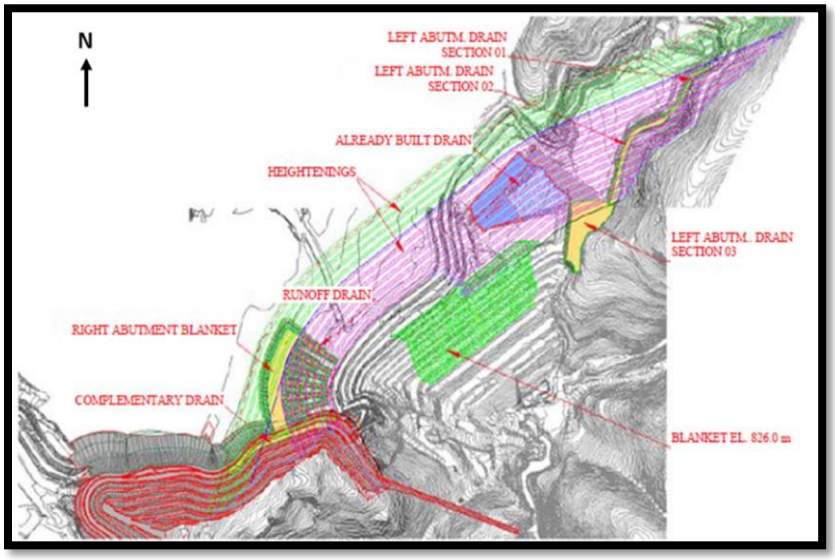


Figura 8.10 Esquema de drenaje propuesto para peralte hasta El. 940. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]

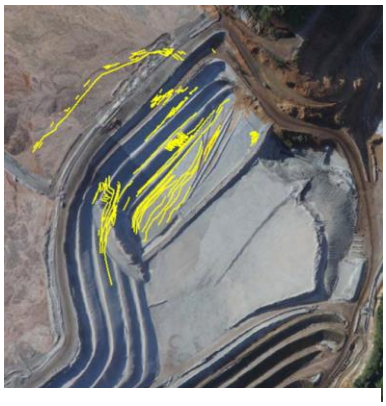


Figura 8.11 Agrietamiento en el estribo izquierdo, 27 de agosto de 2014. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]

La implementación de este sistema implicaba el mantener el realineamiento del estribo izquierdo del depósito.

El 27 de agosto de 2014 se descubrió una serie de agrietamientos con una extensión jamás vista en la obra (Figura 8.11), acompañada de saturación al pie del muro. Frente a este descubrimiento se tomó la decisión de reforzar el muro creando una nueva berma (o rellenos de refuerzo) con las dimensiones mostradas en la Figura 8.12.

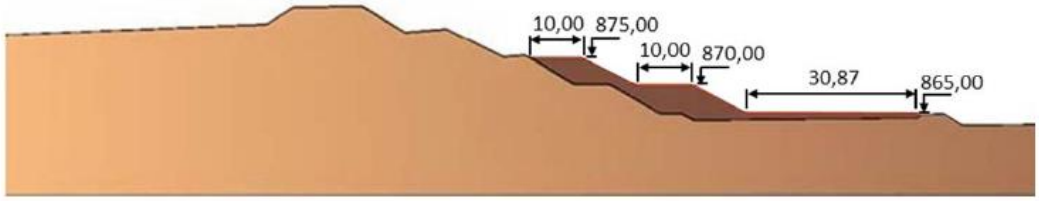


Figura 8.12 Bermas de refuerzo de estribo izquierdo, Agosto 2014. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]

En agosto de 2015 los trabajos de drenaje en el estribo izquierdo del depósito fueron terminados. Los meses siguientes fueron de mucha actividad, alcanzando un pico de 2.9 m de crecimiento por mes.

Finalmente, el 5 de noviembre de 2015, posterior a 5 sismos provocados por explosiones de mina, la presa colapsó. Todos los testigos concuerdan en que el colapso comenzó en el lado izquierdo del depósito de forma abrupta y rápida. Dichos testimonios fueron de utilidad para la posterior investigación.

El panel de expertos planteó resolver tres preguntas fundamentales para comprender la falla en su causa geotécnica: ¿Por qué ocurrió?; ¿Por qué ocurrió donde ocurrió? y ¿Por qué ocurrió cuando ocurrió? Para responder a estas preguntas el panel tuvo que discernir entre una serie de causales cual era aquella que se ajustaba mejor a las evidencias. El resultado de ese discernimiento fue la licuación estática.

8.1.2 ¿Por qué ocurrió?

En términos generales, el diseño conceptual inicial indicaba que las arenas responsables de contener las lamas debían mantenerse insaturadas. En la práctica esto no ocurrió por varias razones y por ende

no se pudo cumplir este concepto que alejaba las arenas de ser susceptibles a licuación. Como consecuencia de esto, se construyó entonces una obra en base a un nuevo concepto, donde condiciones de saturación elevadas en las arenas eran admisibles.

Para que se desarrollara el mecanismo o modo de falla asumido por el panel (licuación estática) tres condiciones debían ser satisfechas:

(1) saturación en las arenas, la cual se hizo evidente a lo largo del desarrollo del peralte del muro ante la aparición de recurrentes filtraciones en la cara del muro;
(2) arenas sueltas y no compactadas, las cuales son propias del proceso de depositación hidráulica de las arenas. Además de esto fue posible demostrar que entre un 75% - 80% de las arenas a no más de 75 m de la cresta del muro indicaban ser un material contractivo, y un 95% o más a 180 m o más de la cresta. Una de las características más importantes de los materiales contractivos es que estos pueden desarrollar una resistencia de corte no drenada bajo dos condiciones diferentes, tal como se ilustra en la Figura 8.13.

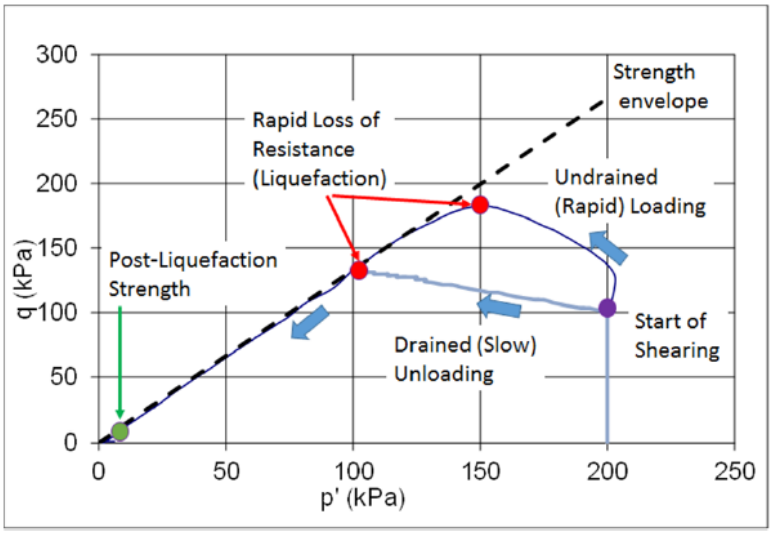


Figura 8.13 Rutas de carga no drenada y descarga drenada en arenas. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]

Una de dichas condiciones es bajo cargas de aplicación "rápida", en la cual el agua en los poros no permite el movimiento conjunto de las partículas de suelo, intentando el agua entre ellas tomar parte de la carga. Todo esto ha de ocurrir mientras el agua presente dentro de los poros no pueda escapar de estos.
Otra forma en la que estos materiales colapsen, según la Figura 8.13, es que los materiales sean literalmente descargados de su confinamiento lateral. Al igual que bajo cargas rápidas, el material desarrolla su resistencia no drenada y abruptamente pierde su capacidad y colapsa.

(3) Un mecanismo de inicio, relacionado con el estado previo a la falla y la ocurrencia de una serie de sismos de baja magnitud, tema que será tratado al responder a la tercera de las tres preguntas formuladas.

8.1.3 ¿Por qué ocurrió donde ocurrió?

Testimonio de testigos confirma que el colapso comenzó en el costado izquierdo del depósito, donde el alineamiento del muro fue desplazado desde su posición original.
En cuanto a las lamas, dado su contenido proveniente de minerales derivados del hierro, poseían un peso específico de aproximadamente 4, característica que las diferenciaba de las arenas. Estas podían ser clasificadas de baja plasticidad según los límites de Atterberg con la correspondiente baja permeabilidad. La Tabla 8.1 muestra una comparación de las características de las lamas y las arenas. En terreno su característica visual distintiva era su color.

Propiedad	Arenas	Lamas
% menor a 0.074 mm	40-45	98-100
% menor a 0.002 mm	<2	20-25
Gravedad específica	2,8-2,9	3,9-4,0
Índice de plasticidad	No plástico	7-11
Permeabilidad	$3x10^{-4}$ cm/s	$< 10^{-6}$ cm/s

Tabla 8.1 Propiedades de arenas y lamas. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]

En términos geotécnicos la característica más importante de las lamas, que las distinguía de las arenas, es su capacidad de deformación.

El análisis de las muestras de los ensayos CTP y otras perforaciones, en conjunto con un balance de masas, permitieron al panel estimar un perfil del estribo izquierdo donde fue posible detectar la presencia de lamas, como se observa en la Figura 8.14.

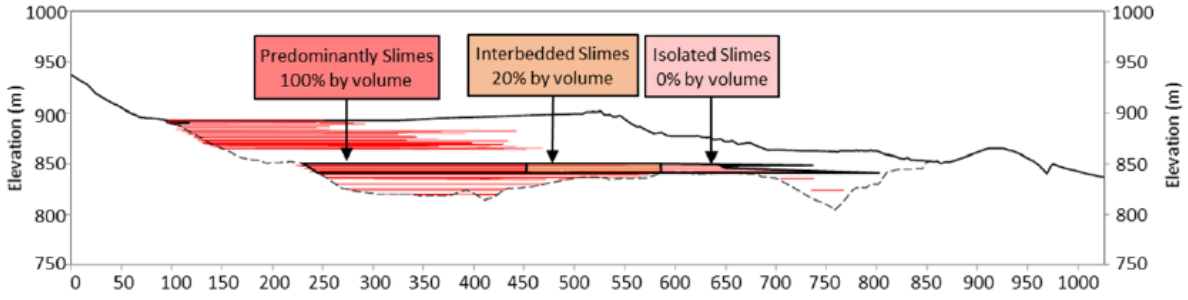


Figura 8.14 Distribución de lamas en estribo izquierdo. (Report on the Fundão Dam, 2016)[49]

Esto confirma lo ya mencionado antes: las lamas estaban presentes por debajo de la zona donde el muro, tras su realineamiento, fue peraltado. Además de esto, se violó en reiteradas oportunidades el requisito de mantener una playa de 200 m de ancho (libre de lamas) desde la cresta del muro, permitiéndose la entrada de lamas en sectores donde el diseño no lo admitía, lo que se tradujo en la interrupción del drenaje de agua de las arenas. En contraste a esto, el sector derecho del depósito estaba prácticamente libre de lamas.

8.1.4 ¿Por qué ocurrió cuando ocurrió?

No solo se necesita la presencia de relaves contractivos y saturados, también se necesita un mecanismo que inicie la falla. Se realizó una evaluación de los posibles fenómenos que podrían haber generado la licuación de las arenas y provocado el desastre. La conclusión de los expertos fue "Extrusión lateral". En términos sencillos se demostró que, dada la capacidad de deformación de las lamas existentes bajo las arenas en el sector izquierdo del depósito y las cargas verticales producto del peralte del muro, las lamas se desplazaron de forma horizontal, similar a lo que ocurre al apretar un tubo de pasta de dientes. Junto con este desplazamiento, las arenas por sobre las lamas sufrieron también parte de este desplazamiento, perdiendo confinamiento lateral. Estas (las arenas) al estar saturadas y ser un material contractivo, perdieron su resistencia de corte y colapsaron.

Modelaciones matemáticas mostraban, con un aceptable grado de confiabilidad, que el colapso mediante este mecanismo debía ocurrir aproximadamente en el momento que el muro alcanzara la altura que tenía en ese momento.

Cálculos con modelos numéricos avanzados de desplazamiento y deformaciones revelaron que a los sismos ocurridos justo unas horas antes del colapso se les puede atribuir desplazamientos de aproximadamente 5 mm, los cuales, dada la proximidad de la presa al colapso, podrían haber acelerado un proceso que ya estaba en un estado muy avanzado.

8.2 Mount Polley Canadá.

El 4 de agosto de 2014, el depósito de relaves de la mina Mount Polley Mine falló. Esta mina se ubica en la Columbia Británica de Canadá. La presa almacenaba aproximadamente 74 Mm^3 de relave de cobre y oro además de agua, de los cuales se liberaron y fluyeron 23,6 Mm^3. El relave avanzó aproximadamente 7 km, fluyó a través del Lago Polley y luego a través del arroyo Hazeltine para detener su avance al encontrarse con el lago Quensel. Es unos de los casos más influyentes y estudiados de la última década.

El principal reporte fue entregado en 2015, y estuvo a cargo de un panel de expertos (Report on Mount Polley, 2015)[48]. A continuación, se presenta una síntesis de dicho reporte (8.2.1 a 8.2.8) que no posee comentarios propios.

8.2.1 Descripción del depósito

La Figura 8.15 muestra que, para el momento de la falla, el depósito estaba conformado por tres muros, el muro principal (Main Embankment), el muro perimetral (Perimeter Embankment) y el muro sur (South Embankment). También se muestra en la imagen las zonas de control instrumentado. El derrame ocurrió en el muro perimetral cerca de la sección G.

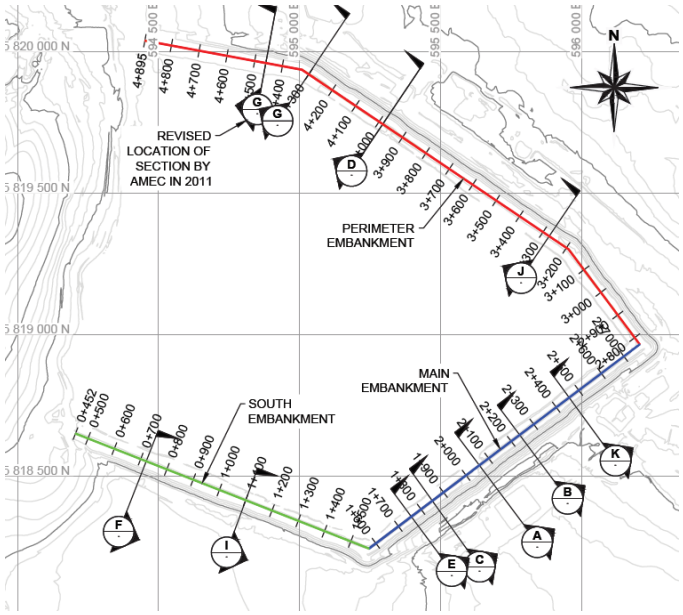


Figura 8.15 Vista en planta del depósito. (Report on Mount Polley, 2015)[48]

La Figura 8.16 muestra un corte de la sección D, uno de los más cercanos a la zona de falla.

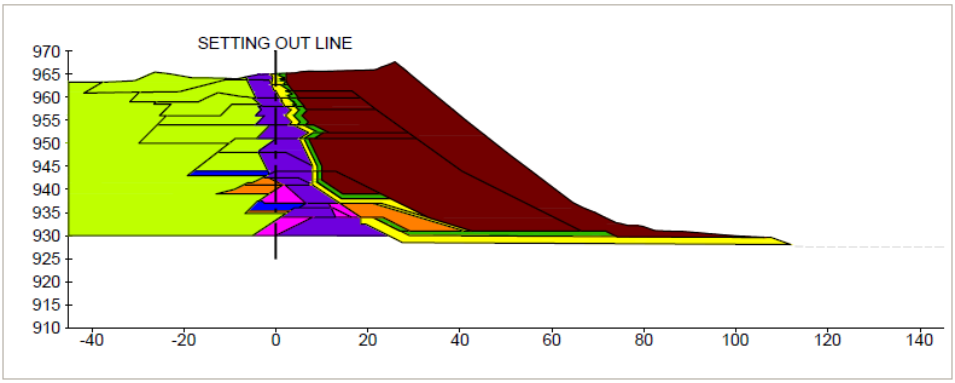


Figura 8.16 Sección D del muro perimetral. (Report on Mount Polley, 2015)[48]

Para el momento de la falla, se esperaba la aprobación del peralte del muro hasta la cota 970 m. La falla ocurrió a una elevación de la cresta de 969,1 m. La pérdida de contención fue abrupta, sin eventos precursores identificados. La elevación de estanque a las 6:30 pm del 3 de agosto de 2014 era 966.83 m.

La Figura 8.17 muestra un corte simplificado del muro donde se pueden distinguir las distintas zonas que la conforman:

Zona U - Relleno aguas arriba

Zona C - Relleno de roca

Zona S - Till

Zona F - Filtro

Zona T - Transición

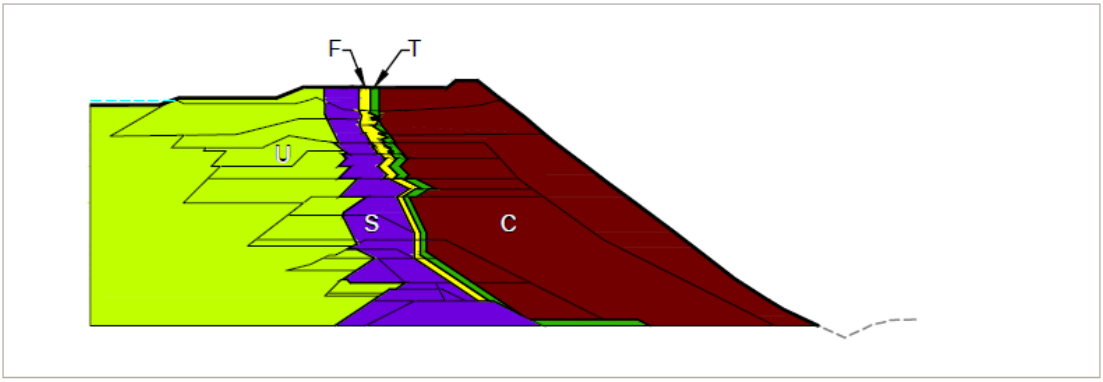


Figura 8.17 Corte simplificado de presa de Mount Polley. (Report on Mount Polley, 2015)[48]

La Zona S es el elemento impermeable. La zona C es el espaldón de soporte. La zona F y T cumplen la función de evitar que material fino del núcleo migre y penetre en la zona C. La zona U provee soporte en el costado aguas arriba. Además, mantiene el agua libre de la cubeta lejos del núcleo del muro. Se debe notar además que el núcleo del muro está levemente inclinado en dirección aguas arriba, configuración conocida como método de línea central modificado.

8.2.2 Mecanismos de falla considerados

A partir de la experiencia, el panel consideró que los mecanismos de falla que se habrían de evaluar eran los siguientes: Intervención Humana; Overtopping; Piping y agrietamiento; Falla fundacional. A partir de los eventos previos a la falla y a evidencias posteriores a esta se concluyó lo siguiente:

Intervención humana: No se encontraron evidencias de que la falla haya ocurrido debido a la intervención humana

Overtopping: A pesar de un difícil control de este fenómeno en los últimos años previos a la falla y la ocurrencia de rebalse en algunas zonas del muro perimetral en mayo de 2014, el panel no encontró evidencia de que la falla haya ocurrido debido a este fenómeno.

Piping y Agrietamiento: Este tipo de problema es consecuencia de erosión interna y conlleva la pérdida total de la capacidad de contención en presas de tierra. Es uno de los fenómenos más comunes en presas construidas con materiales finos. A pesar del descubrimiento de una serie de factores considerados de interés por el panel, no se encontró evidencia de que este fenómeno haya causado erosión interna descontrolada y se descartó como causa de la falla.

Falla fundacional: Las observaciones realizadas sobre la superficie revelaron evidencias claras de que existió cizallamiento, desplazamiento lateral y rotación del muro, dando lugar a la falla. El panel concluyó que la principal causa de la falla fue la dislocación del muro debido a una falla en la fundación, la que claramente se comportó de forma más débil que lo esperado. Esta condición de debilidad se puede atribuir a una serie de circunstancias diferentes que deben ser analizadas con bastante detalle. Es bien sabido que terrenos glaciales pueden verse expuestos a fuerzas de arrastre glaciar y desarrollar, capas débiles con baja resistencia residual en sedimentos y capas de rocas subyacentes si es que estas son relativamente suaves. Dicha resistencia es la más débil que el material puede ofrecer. Otra fuente de un comportamiento imprevisto puede ser un horizonte o estrato, en el suelo de fundación de una presa, que experimente un fuerte debilitamiento ante tensiones; esto significa que el material pierde una considerable cantidad de resistencia luego de alcanzar su resistencia pico.
Una fuente adicional de un comportamiento imprevisto puede ocurrir cuando el depósito es construido en etapas sobre un subsuelo contractivo, el cual, al ser cargado de forma rápida, no permitiendo que el agua escape de los poros, genere presión de poros que debilitan el suelo; esto es, que desarrolle un comportamiento de carga no drenado. El comportamiento no drenado se puede manifestar también si el suelo desarrolla una rápida reducción de resistencia cuando este comienza a fluir, incluso en condiciones drenadas.

Todas las hipótesis anteriores con respecto a las características de las condiciones del suelo en la zona de falla fueron consideradas y analizadas por el panel.

8.2.3 Investigaciones en superficie.

La Figura 8.18 muestra el área de falla en dirección aguas arriba cuando el derrame aún estaba en progreso.

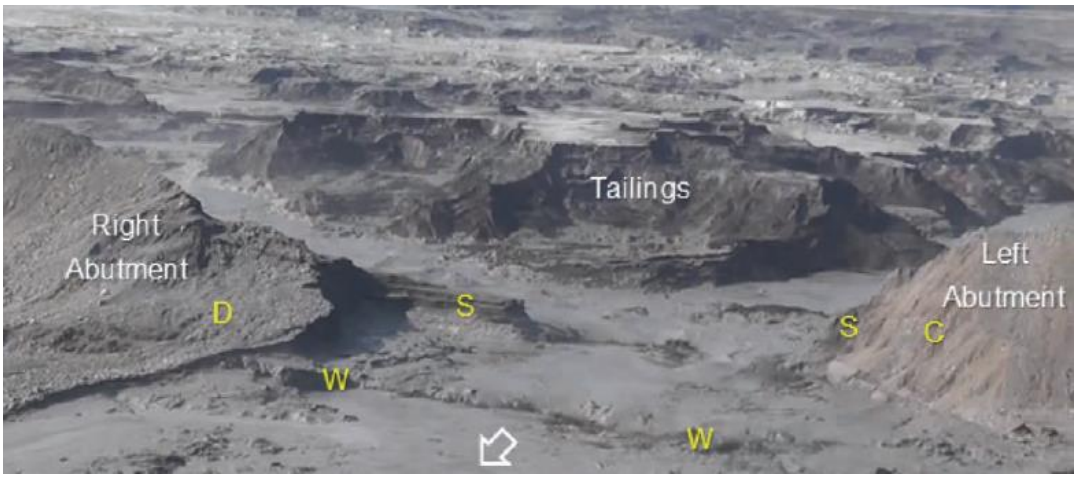


Figura 8.18 Vista aguas arriba a travez de la brecha (la flecha indica la dirección del flujo). (Report on Mount Polley, 2015)[48]

En dicha figura se pueden distinguir varios elementos de interés. Se pueden observar proyecciones remanentes del núcleo del tranque (S). La zona C (C) del tranque está expuesta en el lado izquierdo del muro, erosionado por el paso del flujo. En el costado derecho (D) se observa el material de la zona C desplazado y superficialmente erosionado por el flujo en su etapa inicial, y posteriormente protegida por los remanentes del núcleo del muro.

La Figura 8.19 muestra evidencias directas de que el mecanismo que inició la falla fue el deslizamiento de la fundación. En esta se observa el área de corte a través del núcleo en la Zona S en el sector derecho del muro, más específicamente, en el sector S mostrado en la Figura 8.18 donde fue posible notar descensos relativos de hasta 3.3 metros (Z).

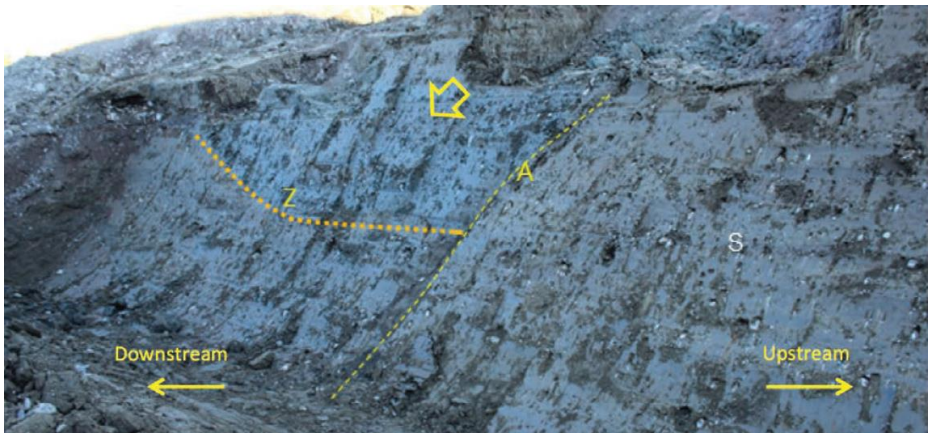


Figura 8.19 Superficie de corte a través del nucleo remanente del muro (La flecha indica la dirección del asentamiento). (Report on Mount Polley, 2015)[48]

Como se puede ver en la Figura 8.20, en el sector izquierdo (C), fue posible detectar líneas de rotaciones de 7° a 10°. Se detectaron, además, rotaciones de entre 5° a 14° en el lado derecho (D).



Figura 8.20 Rotación aparente del lecho del estribo izquierdo de la brecha (Sept. 4, 2014). (Report on Mount Polley, 2015)[48]

Otra serie de fenómenos que concordaban con la hipótesis de falla fundacional fueron observados, entre estos, el levantamiento al pie del muro del till de fundación con un rango de alturas entre 2,8 m y 3,5 m, tal como se ve en la Figura 8.21 (L).



Figura 8.21 Otras evidencias de fenomenos asociados al deslizamiento en el estribo derecho. (Report on Mount Polley, 2015)[48]

Finalmente, la Figura 8.22 muestra una planta del sector de falla donde se limita el deslizamiento de la fundación. Se usa línea continua para los limites observados y línea punteada para los límites inferidos. Las flechas indican la dirección del movimiento.

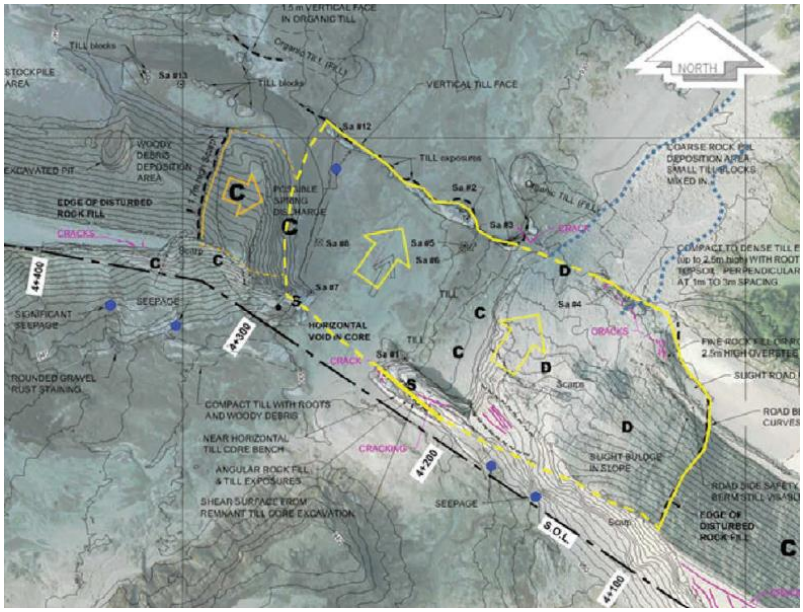


Figura 8.22 Vista en planta en que se observa la extensión y dirección del muro. (Report on Mount Polley, 2015)[48]

La Tabla 8.2. resume gran parte de los desplazamientos y rotaciones observados en la zona de brecha.

Ubicación	Desplazamientos y orientaciones
Pie del muro	Vertical: 2.8 a 3.5 m hacia arriba Horizontal: 11 m aguas abajo
Aguas arriba de la superficie de corte	Vertical: >3.3 m hacia abajo Inclinación: 47°
Estribo derecho	Rotación: 5° a 14°
Estribo izquierdo	Rotación: 7° a |0°

Tabla 8.2 Movimientos y deslizamientos observados e inferidos. (Report on Mount Polley, 2015)[48]

Se encontró además evidencias de erosión interna, pero que, dadas sus características, no reunían las condiciones para comprometer la integridad total de la estructura.

8.2.4 Investigaciones bajo superficie

La campaña de investigación en superficie incluyó las siguientes exploraciones:

- Geofísica:

Ensayos de resistividad y polarización inducida además de ensayos de refracción sísmica.

- Perforación y extracción de muestras:

Perforaciones en la zona de falla y las áreas adyacentes. Muestreo y perforación rotatoria de lodos con enfoque en arcillas y sedimentos asociados a la unidad glaciolacustre superior (GLU superior).

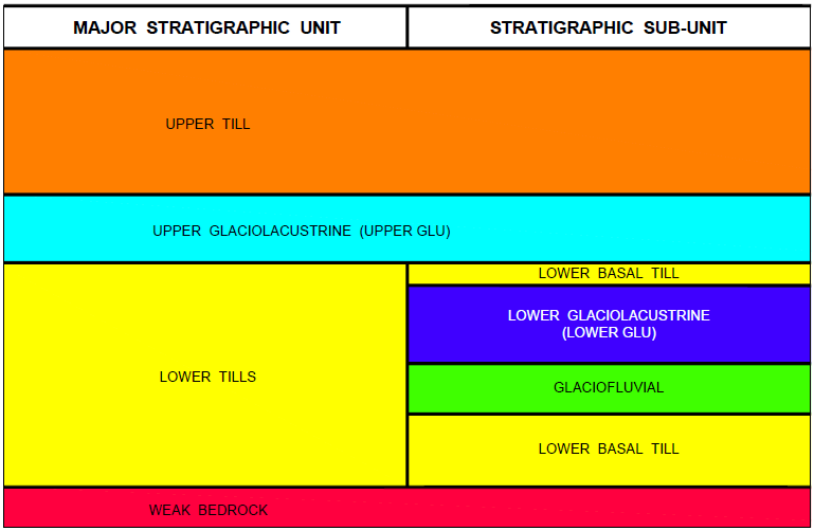


Figura 8.23 Estratigrafía generalizada en el area de la brecha. (Report on Mount Polley, 2015)[48]

La Figura 8.23 muestra la configuración estratigráfica del suelo inferida por el panel en la que se distinguen ambas unidades de GLU. Dichas unidades se distinguen por las diferencias en su contenido de agua previo a la falla, resistencia de punta CPT y relación de sobreconsolidación (OCR). Dichas diferencias, obtenidas de ensayos de laboratorio y correlaciones de muestras tomadas en terreno, se pueden observar en la Tabla 8.3.

Unidad estratigráfica	Contenido de agua, promedio y rango	CPT resistencia de punta q_t, promedio, rango, y consistencia	Presión de preconsolidación, σ'_p promedio y rango	Razón de sobreconsolidación, OCR promedio y rango
GLU superior	32% (19-53)	3,4 MPa (2,1-4,2) (Rígido a muy rígido)	433 kPa (312-535)	6,0 (4,1-7,7)
GLU inferior	24% (19-29)	11,4 MPa (5,6 a 16) (muy rígido a duro)	748 kPa (701-794)	6,9 (6,7-7,2)

Tabla 8.3 Propiedades previas a la construcción de las unidades glaciolacustres superior e inferior en el área de la brecha. (Report on Mount Polley, 2015)[48]

- Pruebas en terreno e instrumentación:

Ensayos CPT e instalación de piezómetros e inclinómetros en posiciones seleccionadas.

Los factores claves relacionados con el mecanismo de falla que fueron identificados por estas investigaciones del suelo de fundación se enlistan a continuación:

1. El comportamiento geotécnico de la unidad glaciolacustre superior (GLU superior) varía sensiblemente en función de su contenido de agua y otras propiedades.

2. La falla ocurrió o atravesó las varias arcillas y limos de la unidad glaciolacustre superior.

3. No existe evidencia de "pre-shearing" en este u otros materiales de la fundación.

4. La variabilidad encontrada en la estratigrafía refleja las particularidades de la geología e historia de depositación del entorno que hacen difícil evaluar apropiadamente su comportamiento geotécnico.

Más allá de estos factores inmediatos, se encontraron otros aspectos en relación a la caracterización de la GLU en el proceso de diseño, los cuales se enlistan a continuación:

1. El estrato discontinuo GLU superior, elemento base de la falla, se localizaba infelizmente en la peor posición posible en el suelo de fundación del muro.

2. El tipo y la extensión de las investigaciones previas a la falla no fueron suficientes para detectar el estrato débil o identificar su crítica naturaleza. La Figura 8.24 muestra las ubicaciones de las exploraciones realizadas antes de la falla en que se penetró hasta al menos 8 metros bajo la superficie del suelo de fundación, lugar donde el panel observó, se encontraba el estrato o lente crítico de suelo en el área de falla.

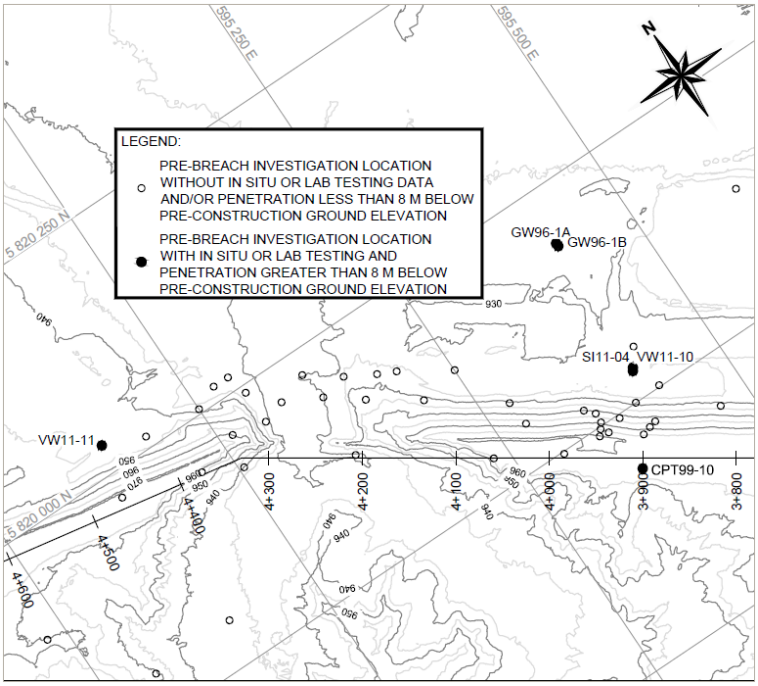


Figura 8.24 Ubicación de perforaciones en investigaciones pre-falla en el area de la brecha. (Report on Mount Polley, 2015)[48]

3. El comportamiento resistente de la GLU fue malinterpretado.

Mientras los dos primeros puntos son evidentes dada la información recabada, el tercero requiere de una explicación más extensa:

En un comienzo, la rigidez de los materiales de la GLU en el muro principal fue reconocida y atribuida a sobre-consolidación. Sobre unas muestras obtenidas en 1995 por la empresa Knight Piesold (KP), esta realizó los siguientes comentarios:

"*Durante las labores de investigación del terreno (mayo 16, 1995) se tomaron dos muestras adicionales de tubos Shelby. Estas muestras fueron obtenidas desde los sedimentos glaciolacustres y han confirmado que el material de fundación consiste en un material denso y sobre-consolidado. Fue de hecho extremadamente difícil insertar los tubos Shelby en el terreno y no fue posible extraer las muestras inalteradas de los tubos en el laboratorio. Es poco probable que se desarrolle una cantidad importante de presión de poros en estos materiales durante la construcción del muro.*"

KP concluyó que no se deberían desarrollar presiones de poros significativas, pero no relacionó directamente esto con propiedades de resistencia de presión efectiva adoptados en sus análisis de estabilidad. Esta conexión se hizo explicita mucho después en investigaciones llevadas a cabo por AMEC en 2011. Entre otras cosas, AMEC publicó una compilación de todos los datos disponibles para el índice de liquidez (IL) para el Muro Principal, un parámetro de laboratorio que puede ser

correlacionado con la presión de preconsolidación σ'_p. Estos reportes mostraban que un número de muestras de GLU poseían valores de IL muy cercanos a 0 y en algunos casos incluso valores negativos, apuntando nuevamente a la sobre-consolidación de la GLU. El reporte menciona:

"Además, para materiales fuertemente sobre-consolidados con alto contenido de finos (como la GLU) que habrían de manifestar una resistencia de corte no drenada debido a su baja conductividad hidráulica, dicha resistencia no drenada típicamente sobrepasará a la resistencia drenada dado el desarrollo de presiones de poro negativas."

Así, la resistencia no drenada podía no ser considerada para el GLU, usando en cambio la resistencia drenada aplicable.

Una revisión de los datos de AMEC hacen cuestionar la premisa de dicha conclusión. Mientras la mayoría de los datos efectivamente mostraban valores muy bajos de IL, un tercio de estos eran iguales o mayores a 0,5. Esto significa que porciones de GLU por debajo del Muro Principal no estaban suficientemente sobre-consolidados. A partir de las correlaciones utilizadas (U.S.Dept.of the Navy, 1982) y los valores de IL mencionados, se estima que el rango de presiones de pre-consolidación para esas muestras se ubicaba entre 250 a 575 kpa, bastante similar a las presiones de pre-consolidación de la GLU superior mostradas en la Tabla 8.3 (obtenidas de las investigaciones en superficie). Estos valores de pre consolidación significan una razón de sobre-consolidación (OCR) de alrededor de 3, que dadas las condiciones de carga de las muestras no permite garantizar que la resistencia no quede dominada por la resistencia no drenada.
Más allá de esto, la afirmación no toma en consideración el historial de esfuerzos, o cómo estas condiciones de carga variaban en diferentes ubicaciones por debajo de la presa, o cómo estas cambiaron a lo largo del tiempo. Para la fecha en la que se realizaron las investigaciones por parte de AMEC, como se observa en la Figura 8.25, la presa ya se encontraba en su etapa número 7. El panel estimó que el suelo ya se encontraba normalmente consolidado (OCR=1) bajo la cresta de la Etapa 2, años antes, y que dicha condición se propagaría por debajo de la presa en la medida que esta creciera en altura. El factor fundamental fue no reconocer que, para esas condiciones, normalmente consolidadas, la resistencia gobernante en el suelo sería la resistencia no drenada.

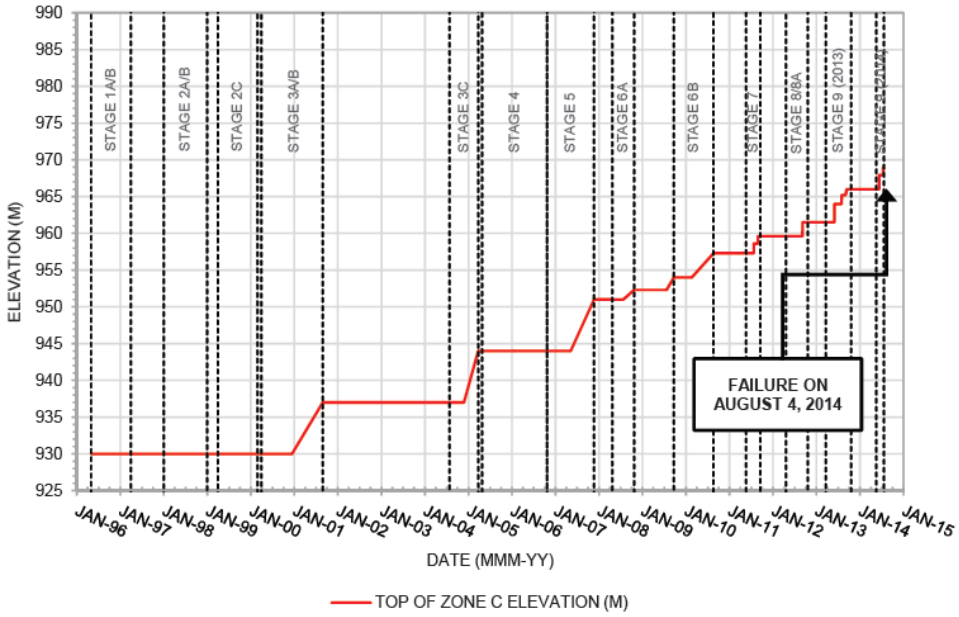


Figura 8.25 Elevación tope de la Zona C de la presa en el tiempo. (Report on Mount Polley, 2015)[48]

El mismo fenómeno, igualmente no reconocido, ocurriría bajo el Muro Perimetral en la zona de falla. La condición de suelos normalmente consolidados, y la consecuente resistencia no drenada que estos desarrollarían, ocurriría por primera vez bajo la cresta durante la Etapa 5 y seguiría propagándose desde ese entonces en adelante.

8.2.5 Estudios avanzados de laboratorio

Toma de muestras

El panel concentró sus esfuerzos en obtener muestras inalteradas en las zonas adyacentes a aquellas afectadas por la falla, con el propósito de analizar las condiciones del suelo que no han sido afectadas por el movimiento del terreno. La Figura 8.26 presenta una muestra de till (MR14-104-SA8) que exhibe una gran alteración (presencia de vacíos principalmente) junto con una muestra de GLU (MR14-106E-SA3) que muestra una estructura interna con una alteración mínima.

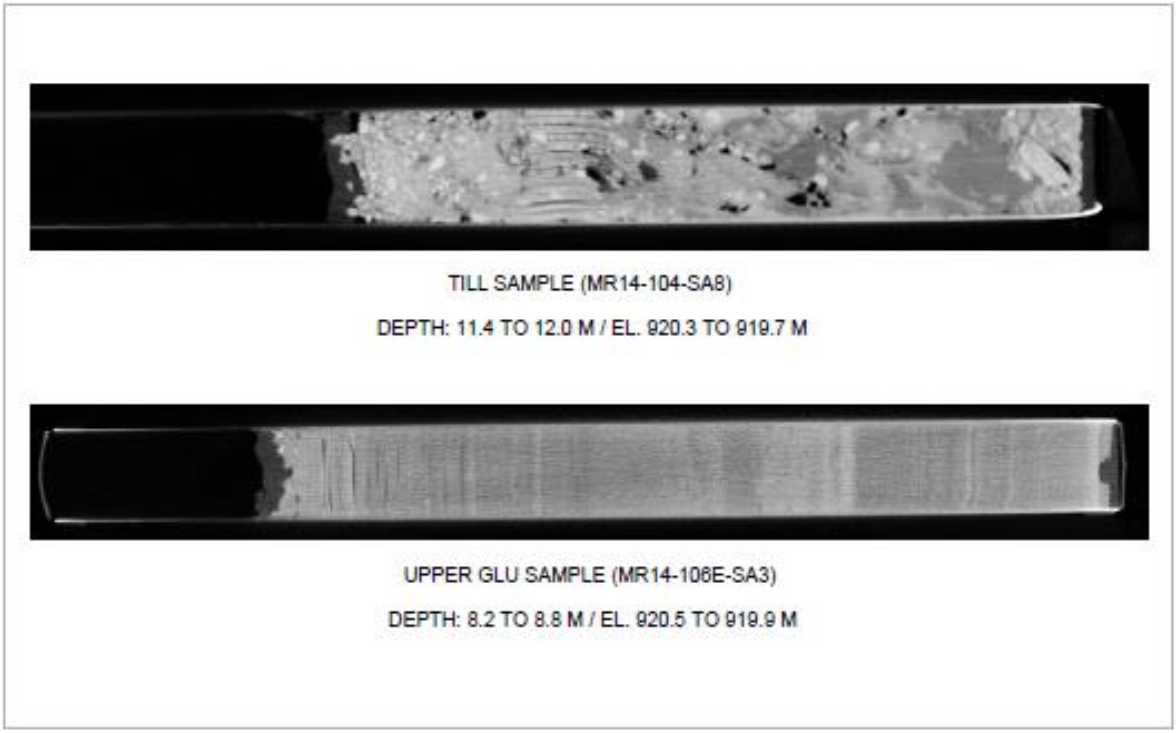


Figura 8.26 Tomografía computarizada de muestras de Till y GLU. (Report on Mount Polley, 2015)[48]

Ensayos Edométricos

El ensayo edométrico es usado para obtener la razón de vacíos del suelo aplicando una carga que simula la construcción del muro por etapas. Además, el cambio en la curvatura de la respuesta es una base para estimar la presión de preconsolidación del depósito. La Figura 8.27 muestra dicho ensayo para una muestra de Till y una de GLU. El Till es fundamentalmente menos compresible que el GLU, y esta técnica para estimar el esfuerzo de pre-consolidación posee mucha incertidumbre, particularmente en dicho caso. Los resultados revelan que este depósito no está altamente sobre consolidado y que el aumento de cargas aplicadas por el muro creara condiciones normalmente consolidadas.

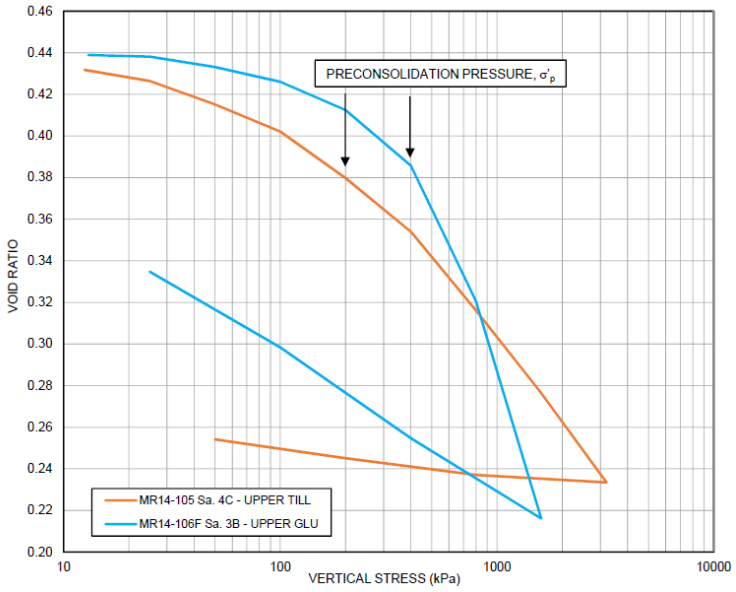


Figura 8.27 Efectos de los esfuerzos de pre-consolidación en muestras de Till y GLU superior. (Report on Mount Polley, 2015)[48]

La preconsolidación puede también ser inferida a partir de los resultados de los ensayos CPT. La Figura 8.28 muestra los resultados obtenidos para las pruebas en terreno (CPT) y las muestras sometidas a ensayos de laboratorio (ensayos edométricos), y la concordancia de los resultados es aceptable. A medida que el muro crecía el nivel de esfuerzos, por sobre los esfuerzos de pre-consolidación, tuvieron como consecuencia que la GLU alcanzó su comportamiento normalmente consolidado.

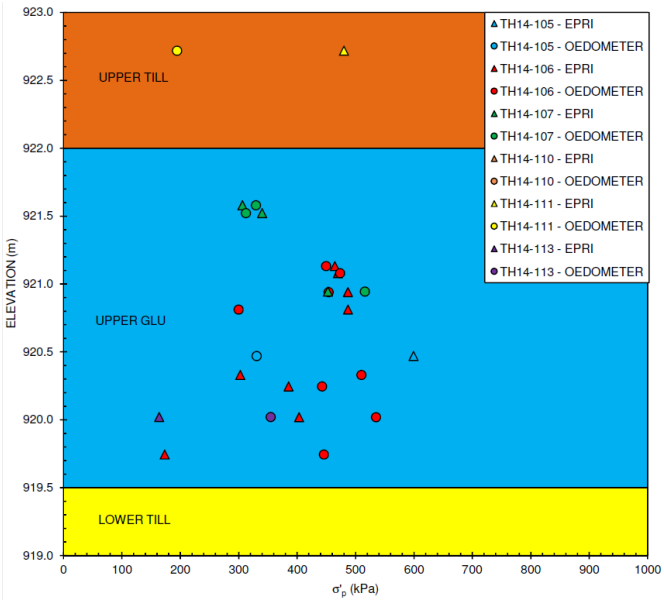


Figura 8.28 Presión de pre-consolidación según la elevación de la se extrajo la muestra. (Report on Mount Polley, 2015)[48]

Se observó además la notable disminución del coeficiente de consolidación del material una vez que la tensión vertical supera la tensión de pre-consolidación, como se observa en la Figura 8.29.

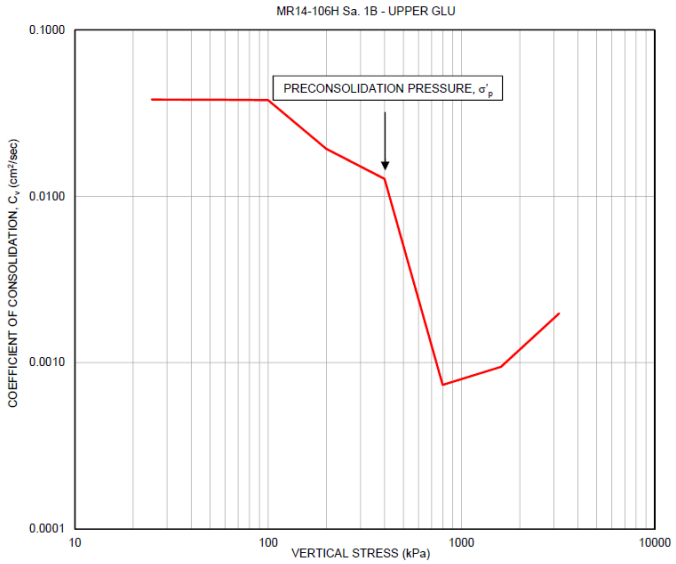


Figura 8.29 Variación del coeficiente de consolidación con la aplicación de tensión vertical. (Report on Mount Polley, 2015)[48]

Ensayos de corte directo simple

Las pruebas de corte directo muestran el decaimiento en la resistencia de corte una vez que se alcanza la resistencia máxima (ver Figura 8.30). Este fenómeno de debilitamiento de tensiones se puede relacionar con la forma abrupta en la que ocurrió la falla.

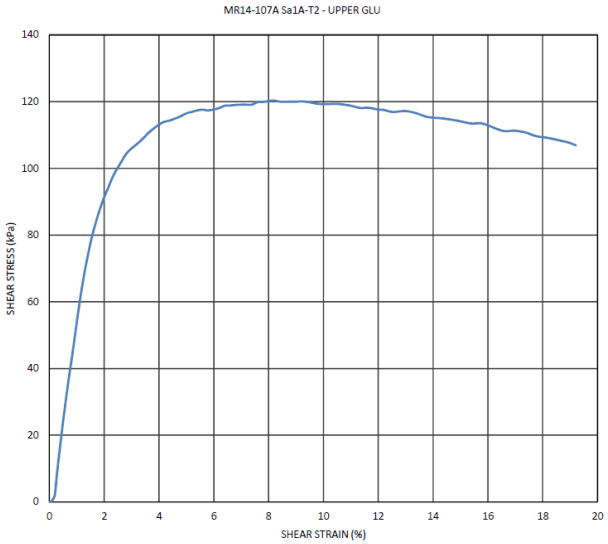


Figura 8.30 Ensayo de corte directo simple. Debilitamiento de GLU. (Report on Mount Polley, 2015)[48]

8.2.6 Proceso constructivo

Desde el comienzo de la construcción de la presa, el proceso de peralte se llevó cabo año a año, condicionado por los requerimientos de capacidad de almacenamientos del año siguiente. Los antecedentes recibidos apuntan a una pobre programación y ejecución con mínima proyección a largo plazo mostrando un comportamiento más bien reactivo que anticipador. Evidencia de esto es la pobre estrategia en el manejo y tratamiento del agua en el depósito, y el rebalse (overtopping) de la presa que estuvo al borde de ocurrir en mayo de 2014. Más aún, la relativa ausencia de una playa bien desarrollada violaba una premisa fundamental de diseño: presa de relave y no una presa de agua.

El mismo problema fue evidente en la producción y programación de los desechos mineros utilizados en la construcción de la presa. El diseño quedó atrapado entre el aumento en los niveles de agua y el plan de la mina, entre la imperativa necesidad de peraltar la presa y la escasez de material para construirla. El resultado: taludes demasiado elevados, estribos diferidos, y, en consecuencia, un proceso de crecimiento de la presa que difería del diseño original.

En última instancia, la naturaleza incremental de este proceso y las restricciones bajo las cuales se llevó a cabo hicieron perder de vista el precedente básico. Con una inclinación de talud normalmente usada exclusivamente en presas de roca fundadas en suelo firme, se permitió que el dique perimetral en la sección de ruptura alcanzara una altura de casi 40 m con un talud aguas abajo sin bancos de 1,3H: 1V. Dicha configuración se puede observar en la Figura 8.31, donde además se puede comparar con la configuración del Muro Principal (a).

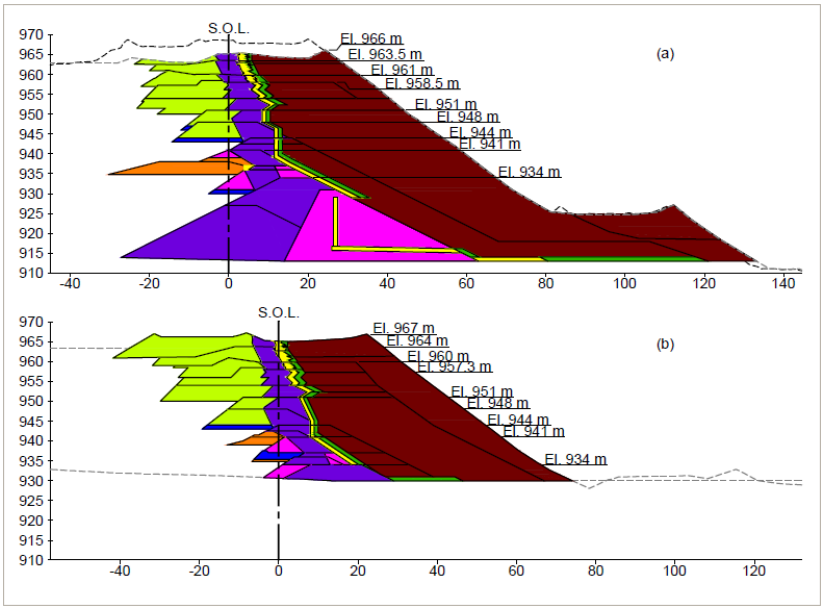


Figura 8.31 Configuración de la presa el 3 de agosto de 2014. (a) Muro Principal (b) Muro Perimetral en la zona de brecha. (Report on Mount Polley, 2015)[48]

Tanto el proceso de diseño como el diseño en sí mismo presentaron deficiencias. Incluso aunque no hayan influido directamente en la falla, algunos detalles de diseño fueron de por sí problemáticos. Ya considerado delgado para empezar, la reducción del ancho del núcleo de 8 m a 5 m lo hizo aún más vulnerable a asentamiento diferencial y agrietamiento. Tanto el filtro como la zona de transición tenían solo 1 m de ancho, lo que implica un rendimiento muy alto. Sin embargo, en la graduación de una muestra en terreno de filtro de la Zona S, el Panel encontró que el 30% eran demasiado gruesas para cumplir con el criterio de filtro D15 <0.7 mm y el 70% tenían clasificación internamente inestable, con solo un 25% que satisfacía tanto los requerimientos de filtro y los requisitos de estabilidad interna.

Por otra parte existían ambigüedades en el factor de seguridad adoptado para el diseño. Se adaptó el factor de la CDA (Canadian Dam Association) que no fue pensado para presas de relave. Un criterio de FS= 1,3 usando como criterio de diseño el esfuerzo efectivo pico dejó un margen de error muy pequeño. Además, el factor de seguridad para condiciones piezométricas críticas era incluso menor, llegando a 1,1.

En otro aspecto, existió una concepción simplificada de la compleja estratigrafía de los depósitos glaciales descritos anteriormente. Se encontró una unidad de GLU superior en el pozo de agua subterránea GW96-1A y una unidad inferior en el pozo de sondeo VW11-10 a las profundidades observables en la Figura 8.32 (ver Figura 8.24 para observar su posición en planta).

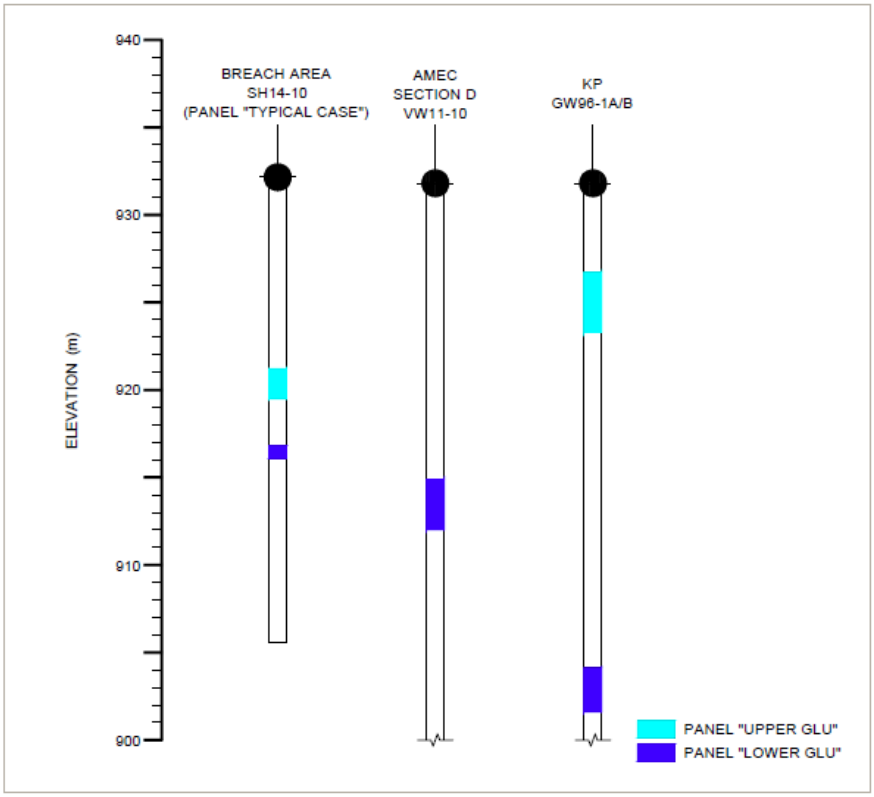


Figura 8.32 Comparación de unidades GLU en la brecha y otras areas. (Report on Mount Polley, 2015)[48]

Solo la unidad inferior se incluyó en el análisis de estabilidad del Dique Perimetral y no tuvo influencia en los factores de seguridad calculados. La posibilidad de que la unidad superior pudiera estar presente debajo del dique perimetral no se tuvo en cuenta en la conceptualización de las condiciones geológicas. Adicionalmente, su historial de esfuerzos fue mucho menos favorable.

Sin embargo, el problema principal, y el que el Panel encuentra más preocupante, es el fracaso en la correcta interpretación de la fuerza no drenada apropiada para los limos y arcillas glaciolacustres en la fundación. En todas partes, se suponía que estos materiales eran rígidos y, por lo tanto, estaban sobre-consolidados, y nunca hubo ningún intento de cuantificar su grado de sobre-consolidación o historial de esfuerzos. Incluso si en un comienzo estaban sobre-consolidadas, no se reconoció que las crecientes cargas impuestas por la presa a medida que crecía los harían eventualmente llegar a un estado normalmente consolidado. Existe una diferencia fundamental en el comportamiento de la presión de poros entre estas dos condiciones y las fuerzas no drenadas que producen. Las arcillas sobre-consolidadas son dilatantes durante el corte no drenado. Es decir, tienden a aumentar en volumen, sin producir presiones positivas en el agua intersticial. Por el contrario, las arcillas normalmente consolidadas son contractivas y desarrollan presiones de poros positivas. Esta diferencia en la respuesta de la presión de poros durante el corte hace que la resistencia no drenada de una arcilla normalmente consolidada sea menor que el mismo material en un estado sobre-consolidado. Pero el diseño no tuvo en cuenta la fuerza no drenada que dominaría, y la presa finalmente falló.

Por el contrario, el diseño se basó exclusivamente en ESA (Effective-Stress Analysis) en diversas formas utilizando las resistencias máximas y residuales, todas las cuales ignoraron las presiones de poros que se desarrollarían en GLU normalmente consolidado durante el corte rápido no drenado. El diseño nunca incorporó un análisis USA (Undrained strength analysis), a excepción de un caso. Un USA realizado para la Etapa 6 usando la resistencia no drenada típica de las arcillas normalmente consolidadas determinando un factor de seguridad de solo 1,1. Pero este caso no se consideró como la resistencia en condiciones operativas y no se consideró ni en esa etapa ni en etapas posteriores. Si el comportamiento no drenado se hubiera entendido y aplicado correctamente, el resultado podría haber sido muy diferente.

Entre las bases de diseño existía el concepto del Método de Observación. Este enfoque comúnmente aceptado utiliza el rendimiento obtenido de los datos de instrumentación para implementar en respuesta funciones o acciones de diseño planificadas previamente. Pero hubo una serie de problemas al aplicar esta estrategia a la presa de Mount Polley. El primero fue simple geometría. El Método de observación se basa en medir los parámetros correctos en los lugares correctos. Si bien esto fue comparativamente fácil en los 1.000 m de longitud de la presa de la Etapa 1, se hizo cada vez más difícil ya que la longitud aumentó a 5 kilómetros para la Etapa 9. Tampoco se pudo instalar la instrumentación de fundación bajo la cresta de la presa y las laderas donde los datos piezométricos era claves. El talud era demasiado empinado para ser accesible, y pocos instrumentos instalados en la

cresta podían sobrevivir por mucho tiempo a la construcción casi constante que allí ocurría. Como resultado, los pocos piezómetros e inclinómetros en la Presa Perimetral estaban demasiado lejos del pie de la presa para producir datos críticos, y demasiado lejos entre ellos para cubrir el área donde ocurrió la falla. Más aun, los piezómetros instalados solo podían medir las presiones de poro estáticas y, si se ubicaban adecuadamente, las inducidas por las cargas aplicadas, pero no podían medir las presiones de poros inducidas por el corte no drenado porque la ubicación de la superficie de falla sobre la que se miden no se puede conocer con antelación. Finalmente, el Método de Observación es inútil sin poseer la capacidad de responder a las observaciones. Conseguir material suficiente de los desechos de la mina ya era un problema bajo condiciones ordinarias de operación. No existía la capacidad de responder rápidamente a una falla en desarrollo. Por lo tanto, no se podía confiar en el Método de Observación para determinar la necesidad de apuntalamiento, por lo que se requeriría de este independientemente. Este hecho se reconoció tardíamente en el diseño de la Etapa 10 días antes de la falla.

8.2.7 Análisis de la mecánica de falla

El factor de seguridad FS = 1.3, indicado en los criterios de la CDA, fue adoptado como criterio para evaluar la estabilidad de la presa. Evidentemente, se deben evaluar la mayor cantidad de modos de falla posibles. Si bien esto no es una exigencia estricta de los requisitos de la CDA, es deber del diseñador adoptar dicha forma de evaluación.
Las modelaciones del panel fueron realizadas con el propósito de demostrar que: el desarrollo de la resistencia no drenada en la GLU superior, por debajo de la capa de till superior, es consistente con las fuerzas necesarias para llegar al equilibrio límite (FS = 1).

El análisis 2D se realizó con el software SLOPE-W usando el método de Morgenstern-Price. La Figura 8.33 muestra las propiedades y configuración de las distintas capas usadas en el modelo computacional, considerando el caso de un nivel freático alto. Los parámetros mostrados son consecuencia de la serie de ensayos realizados y de criterio en base a juicio experto del panel. Dada la incertidumbre sobre la razón de resistencia no drenada, se evaluó el mismo caso, pero considerando un nivel freático mucho más bajo, con lo cual fue posible ajustar la razón de corte no drenado a un valor de 0,22, lo cual se puede observar en la Figura 8.34.

Evidentemente el caso real se encontraba en algún punto entre estos dos valores de razón de corte no drenado, por lo tanto, un valor de 0,25 fue asumido. Este valor se encontraba en medio de los valores deducidos de los ensayos de corte directo simple realizados, lo cual es consistente con la hipótesis de que la falla está relacionada con un comportamiento de corte no drenado en esta capa.

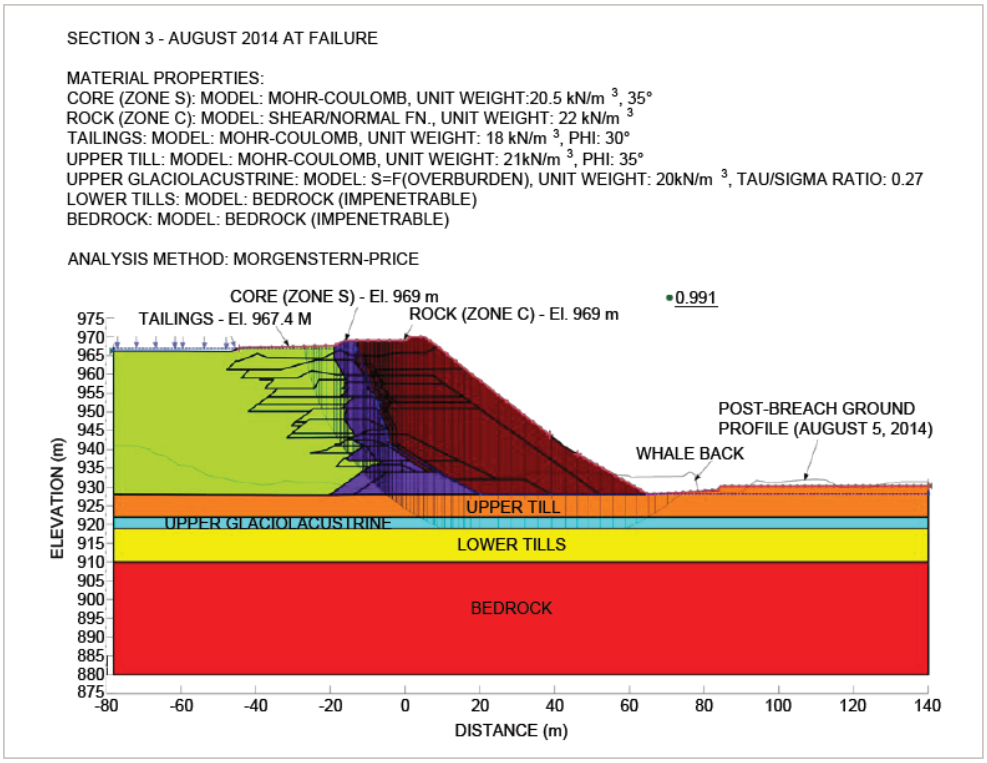


Figura 8.33 Detalle de la sección usada en el análisis de equilibrio límite (nivel freático alto; Razón de resistencia no drenada 0,27). (Report on Mount Polley, 2015)[48]

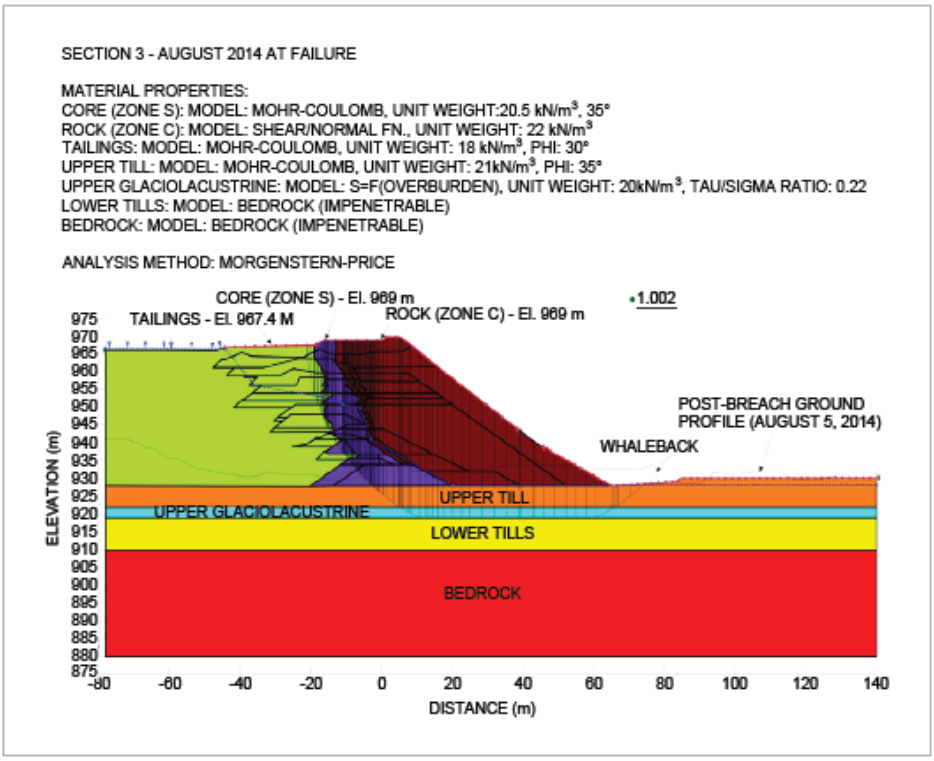


Figura 8.34 Detalle de la sección usada en el análisis de equilibrio límite (nivel freático bajo; Razón de resistencia no drenada 0,22). (Report on Mount Polley, 2015)[48]

Adicionalmente, y debido a las dimensiones de la brecha, con una razón largo/altura de 2,6, el panel estimó necesario complementar la evaluación con un análisis tridimensional. Este, usando los mismos parámetros de la primera modelación (razón de corte no drenado 0,27), entregó un factor de seguridad de 1,3, significativamente superior al del análisis 2D. La explicación de esto subyace en que, en la medida que la deformación se desarrollaba, la resistencia disponible comenzó a disminuir debido al debilitamiento por deformación mostrado en la Figura 8.30. El panel, basado en la sensibilidad observada, estimó que la razón de corte no drenado podría haber disminuido hasta un valor de 0,13. Repitiendo el análisis con este valor, el resultado entregó un factor de seguridad de 1,1, mucho más cerca de la falla.

8.2.8 Conclusiones: Causa de la Falla

El panel finalmente concluyó que: La raíz de la causa de la brecha fue la falla no drenada de la unidad GLU superior al ser sometida a las cargas propias del peralte del muro. Esto sucedió debido a que el diseño no identificó la geología del área y en particular la complejidad del ambiente sub-glaciar y pre-glacial existente en los alrededores del muro perimetral.

8.3 Barahona 1, 1928, Chile.

A continuación, se presenta una síntesis de un estudio realizado por Troncoso (Troncoso, J. 1993)[44] en los años 90 (8.3.1 a 8.3.5), que no posee comentarios propios. Es importante destacar que, a diferencia de los estudios anteriores, no existen indagaciones ni estudios a fondo (desde el punto de vista geotécnico) inmediatamente después de la ocurrencia de la falla.

8.3.1 Historia y Antecedentes

El 1 de diciembre de 1928, un terremoto de 8,2° Richter azotó la zona central de Chile. A 180 km del epicentro se encontraba la presa de relaves de Barahona Nº1. Como consecuencia de este evento sísmico la presa colapsó, resultando en el derrame de relave que fluyó, arrasando con las instalaciones ubicadas aguas abajo y quitando la vida a 54 personas. La Figura 8.35 muestra la ubicación de la presa Barahona Nº1 y las curvas isosísmicas en escala de Mercalli.

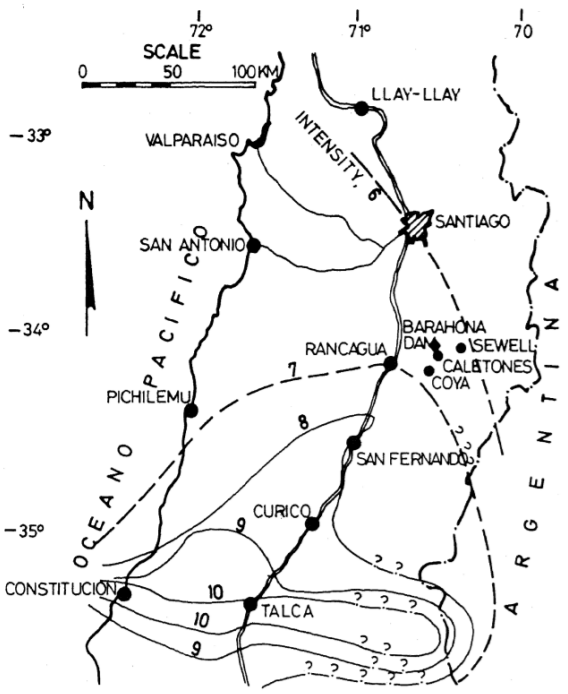


Figura 8.35 Curvas isosísmicas en escala Mercalli del terremoto del 1 de diciembre de 1928 y ubicación de la presa de barahona. (Troncoso, J. 1993)[44]

Este evento es el primero en la historia de fallas de presas en Chile debido a licuación sísmica del relave. Aunque antiguo, posee valiosa información para la geotecnia moderna. Es de considerar que la presa, luego de reparada continuó su funcionamiento sin generar nuevas emergencias.

Inicialmente el depósito operó desde 1917 hasta 1928 ocupando un área de 91 hectáreas y almacenando 27 millones de toneladas de relave. Posterior al colapso en 1928, le presa fue reparada y posteriormente abandonada. Otro depósito llamado Barahona N°2 fue construido aguas arriba de Barahona N°1, y operó entre 1929 y 1936.

El proyecto original del depósito Barahona N°1 consideraba un muro de 78 m de alto de materiales arcillosos, taludes 1.5(H):1(V) y 2(H):1(V) con 5 bermas de 15 metros de ancho y se iba construyendo en etapas según el crecimiento del relave. El muro de partida de la presa fue construido a partir de 1917 con materiales traídos en tren y carros de caballos para finalmente ser compactados con rodillos a vapor. En mayo de 1919, cuando la presa alcanzaba la altura de 7 metros, su construcción se detuvo dado los altos costos y dificultades constructivas, y un nuevo diseño fue estudiado.

El nuevo diseño de la presa, proyectado aguas debajo del sitio de diseño original consistía en un típico muro construido mediante el método aguas arriba con el material grueso de los relaves disponibles. Está fracción gruesa correspondía a arenas finas de 0.6 mm de diámetro máximo, con aproximadamente un 20% de limos. La Figura 8.36 muestra los conos de clasificación utilizados.

Inicialmente los conos se ubicaban por debajo del canal artificial y al costado de este al final, con descargas a distintas alturas para obtener un tamaño de grano los más homogéneo posible a lo largo de la cresta.

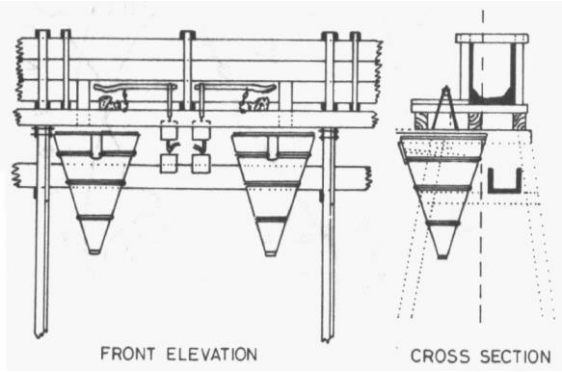


Figura 8.36 Conos de clasificación para separacion de suelos finos y gruesos. (Troncoso, J. 1993)[44]

Continuas mejoras en el proceso lograron aumentar el grueso del material, pasando de un contenido de finos de 26% en 1921 a 15% en 1928.

8.3.2 La Falla

El 1 de diciembre de 1928, cinco minutos después de medianoche, el terremoto de Talca azotó el embalse durante un minuto y cuarenta segundos, con aceleraciones del orden de 120 a 190 Gal.

La presa tenía 65 m de altura al momento de la falla. La cresta se encontraba 17 metros por encima de las lamas, con una playa de unos 400 m de ancho. La presa se encontraba parcialmente soportada por un pequeño cerro en el costado este del muro derecho. La Figura 8.37 es una sección típica de la zona de más alta del muro en condiciones previas al colapso.

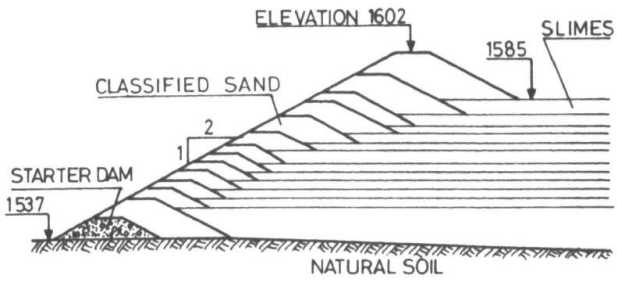


Figura 8.37 Sección de la presa a su máxima altura. (Troncoso, J. 1993)[44]

Como consecuencia del movimiento telúrico, una sección de 400 m de la presa, ubicada entre el costado izquierdo de la presa y el pequeño cerro, colapsó catastróficamente. Elorza y Machao (Elorza y Machao, 1929)[21] describen esta falla y sus consecuencias citando al ingeniero a cargo de la construcción (G. W. Soady), quien vivía a unos 300 metros de la presa, y fue testigo del colapso. Se relata que la presa colapsó entre 2 a 3 minutos después del final del movimiento telúrico, basándose en que el sistema de iluminación permaneció funcional hasta el tiempo mencionado. Las líneas telefónicas, que atravesaban el valle de Barahona se cortaron de forma casi inmediata, en concordancia con lo abrupto del colapso. La Figura 8.38 muestra la extensión y zona de falla.

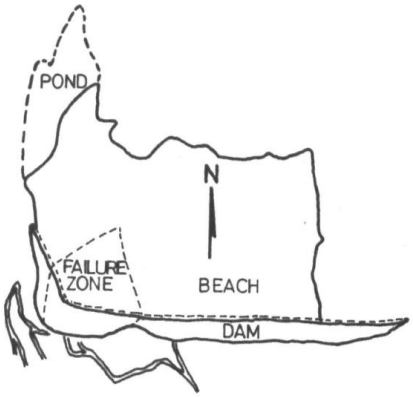


Figura 8.38 Vista en planta de la presa de Barahona N°1 antes del terremoto. (Troncoso, J. 1993)[44]

La Figura 8.39 muestra la presa durante la construcción. La Figura 8.40 muestra las condiciones del lugar posterior al colapso, donde se pueden observar terrazas horizontales y relaves licuados.

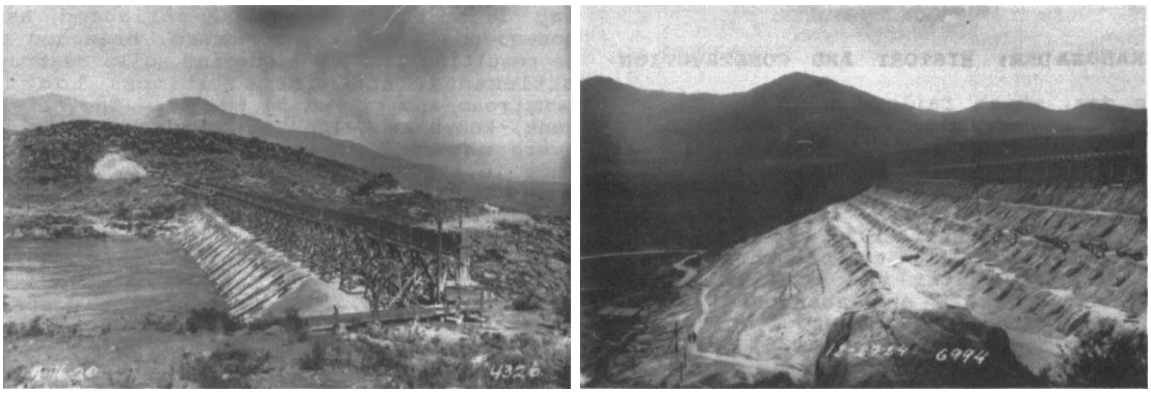


Figura 8.39 Vista aguas arriba y aguas debajo de la presa de Barahona N°1. (Troncoso, J. 1993)[44]

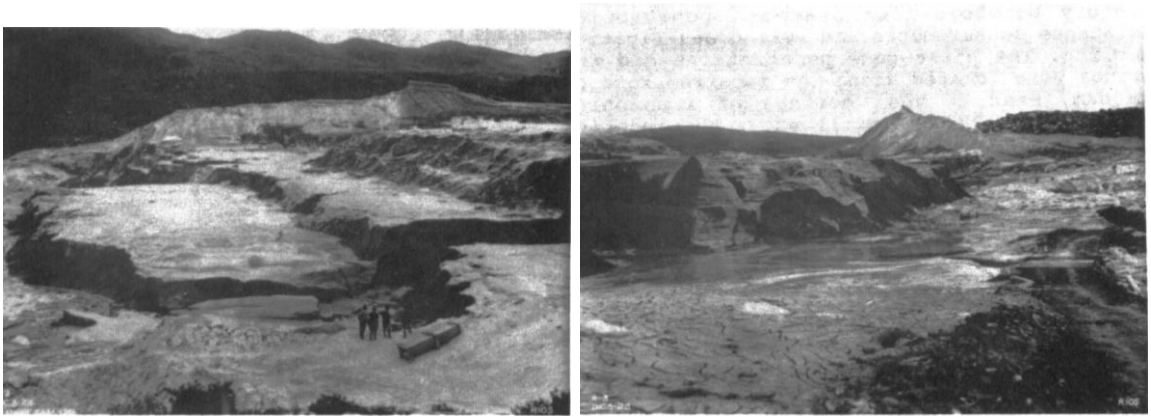


Figura 8.40 Vista de la zona de falla. Terrazas de relave (imagen izquierda) y relaves licuados (imagen derecha). (Troncoso, J. 1993)[44]

Las terrazas horizontales forman parte de la topografía final de la zona de colapso. Se pueden observar también escarpes casi verticales. La Figura 8.41 muestra una corte de la zona de falla en la que se ilustra la superficie de colapso. Otros detalles históricos configuran un caso de falla asociada con la generación de altas presiones de poros: volcanes de arenas en las terrazas horizontales y vórtices de 0,6 a 1 m. Otras evidencias eran la presencia de paquetes de arenas finas y limos que se licuaban con las pisadas de las personas que durante días caminaron sobre las playas de material en la zona de colapso.

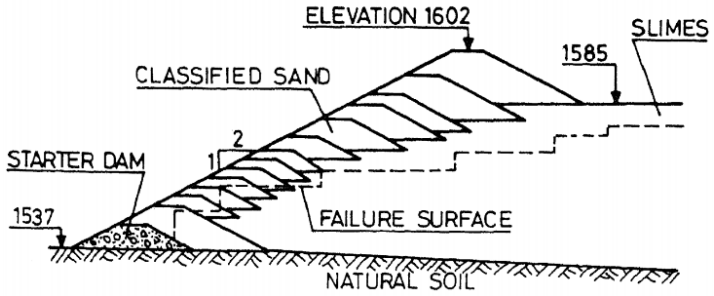


Figura 8.41 Sección de la presa y superficie de falla. (Troncoso, J. 1993)[44]

8.3.3 Propiedades del material de la Presa

Investigaciones en terreno dirigidas por el consultor geotécnico, Jorge Troncoso, en noviembre de 1991 incluyeron cinco ensayos de penetración con piezocono (CPTU). Tres de ellos en el muro, dos de ellos en las lamas almacenadas y un pozo de perforación rotatoria para muestreo del suelo y mediciones de resistencia estándar. Las penetraciones de piezocono y perforaciones fueron realizadas en la zona donde la presa fue reparada, cerca de la zona donde otra campaña de perforaciones había sido realizada en 1981. La Figura 8.42 muestra las ubicaciones de las penetraciones estándar (SPT) y los ensayos CPTU.

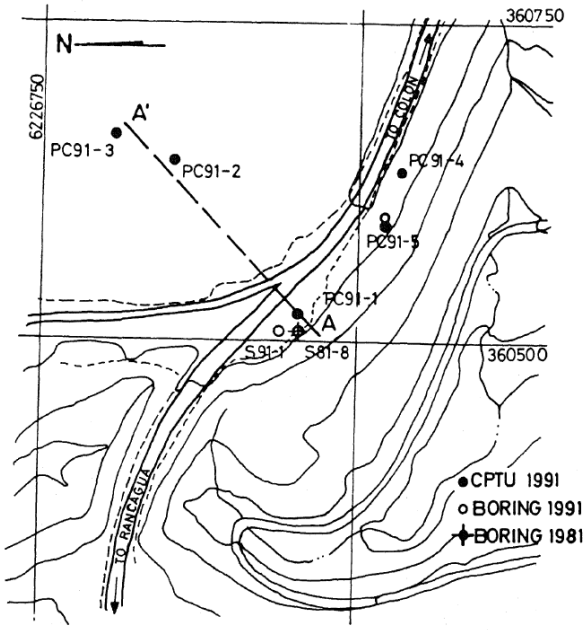


Figura 8.42 Investigaciones en terreno. (Troncoso, J. 1993)[44]

La Figura 8.43 y Figura 8.44 muestran los resultados de los ensayos realizados, los que incluyen mediciones de resistencia de penetración de cono, qu, resistencia lateral, fs, y la presión de poros generada en la penetración, ud, por cada cm.

Una gran dispersión fue observada en la medición de las propiedades del suelo. Dicha dispersión es atribuida a la heterogeneidad propia de las estructuras de suelos construidas mediante depositación hidráulica, y que los resultados fueron obtenidos en zonas donde el suelo quedó depositados posterior a la falla y otros en la zona del muro que fue reconstruido. Debe tenerse en cuenta además que la construcción siguiendo el método aguas arriba favorece la intercalación / imbricación de capas de relaves más gruesos con capas de relaves más finos.

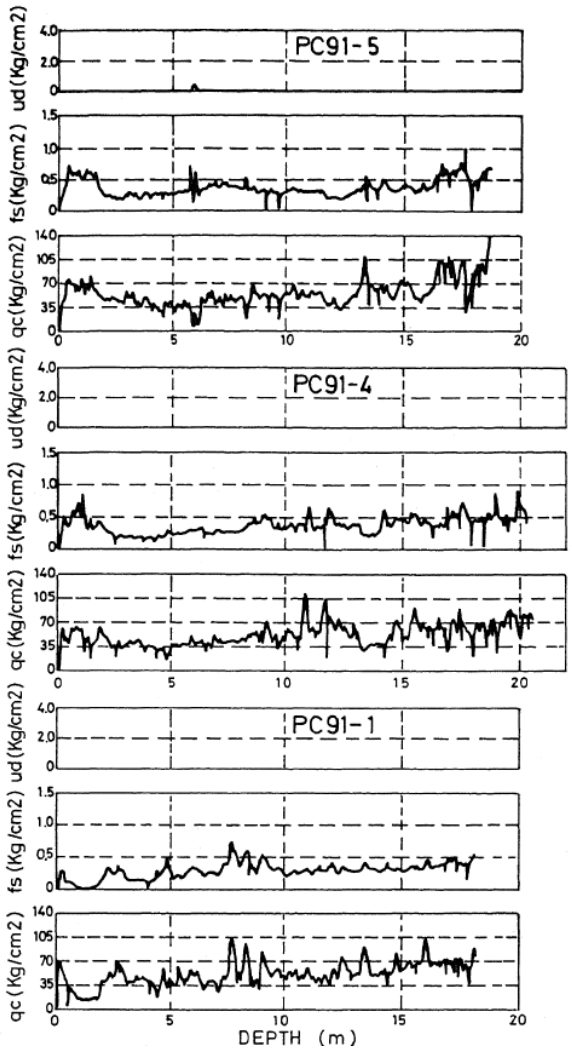


Figura 8.43 Campaña de ensayos CPT, 1991. Zona: Muro de Arena. (Troncoso, J. 1993)[44]

El promedio de los resultados de resistencia, en todos los ensayos de penetración de cono, resulta mayor cuando se considera todo el rango de profundidad que cuando se considera solo las profundidades por debajo de la superficie de falla. Por lo tanto, los valores de resistencia de punta y laterales son mayores para el suelo por debajo de la superficie de falla que aquellos por sobre la superficie. En otras palabras, los suelos que sufrieron el efecto del terremoto de 1928 pero que no fallaron, son más resistentes que aquellos materiales más jóvenes colocados encima de estos.

La resistencia lateral (fs), bajo la superficie de falla se mueve en el rango de 0,30 y 0,50 kg/cm^2 en la zona del muro, y entre 0,16 y 0,81 kg/cm^2 en la zona de lamas. El promedio de de todos estos datos, bajo la superficie de falla, es de 0.32 kg/cm^2.

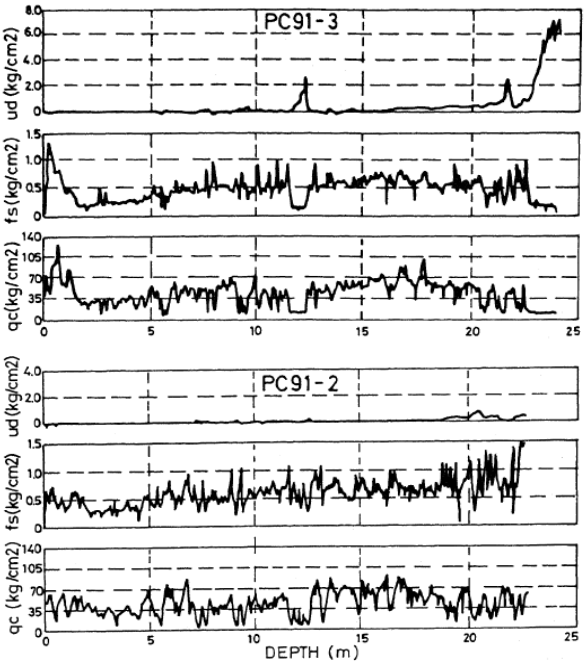


Figura 8.44 Campaña de ensayos CPT, 1991. Zona: Depósito de lamas. (Troncoso, J. 1993)[44]

Incrementos positivos en la presión de poros se registraron en los suelos bajo la en nivel freático. La influencia de dichas presiones se hace evidente en la resistencia de corte observada en el ensayo PC91-3, entre los 22,5 m y los 24,1 m, donde un pronunciado incremento en la presión de poros induce el correspondiente decremento en la resistencia de punta a 9,85 kg/cm^2 y la resistencia lateral a 0,21 kg/cm^2.

La resistencia estándar a la penetración (SPT) registrada en la perforación S91-1, ubicada a dos metros del ensayo CPT PC91-1, registró un rango de entre 10 y 20 golpes/pie por sobre los 16 metros y de entre 22 y 50 golpes/pie entre los 16 y 31 m. Los ensayos SPT, en la Figura 8.45 fueron complementados con los resultados de los ensayos SPT realizados en 1981 en las perforaciones S81-8, al lado de S91-1. Se observa que los valores de resistencia del año 1991 son más grandes que los valores obtenidos 10 años antes a las mismas profundidades. S81-8 muestra suelos más débiles bajo los 35 m que confirma la fundación del muro de arena sobre limos.

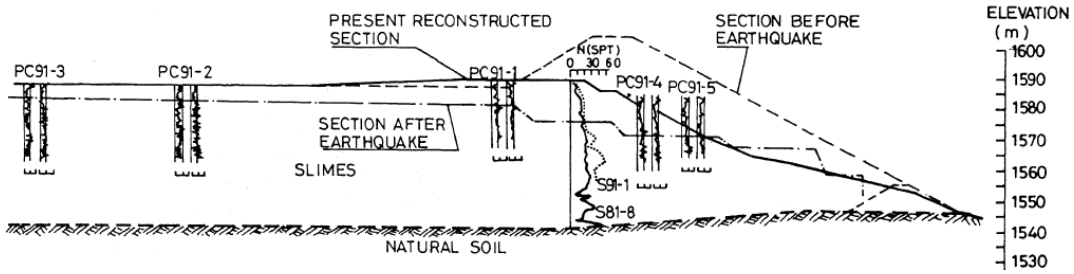


Figura 8.45 Mediciones en terreno de resistencia de corte: CPTU (q_c,f_s) y SPT. (Troncoso, J. 1993)[44]

8.3.4 Análisis de resultados

Los datos relacionados con la construcción de la presa de Barahona Nº1 revelaron un grado satisfactorio de conocimiento elemental sobre mecánica de suelos aplicada al diseño de la presa como método de depósito de desechos minerales. Los métodos de construcción aplicados (transporte, depositación, compactación, etc) demuestran conocimiento sobre la importancia de construir una presa densa y resistente, y experticia sobre cómo conseguirlo.

La decisión de cambiar el diseño de en base a gravas arcillosas de la zona por un diseño de presa de relaves aguas arriba, fue una decisión desafortunada. Esto principalmente porque el diseño aguas arriba genera una presa de arenas delgada (comparativamente respecto de métodos constructivos de eje central o aguas abajo) y parcialmente fundada sobre lamas. La intrusión de material fino dentro del muro de arenas tiene además un muy fuerte impacto sobre la estabilidad general de la presa cuando pueden desarrollarse condiciones no drenadas debido a la presencia de presión de poros que no puede ser disipada debido a la muy baja permeabilidad de estos materiales. Aun cuando con el paso del tiempo se puede observar un aumento de resistencia de corte debido a la consolidación y consecuente aumento de tensión efectiva de confinamiento, este proceso es lento y no puede ser completado durante la etapa constructiva en cuanto se colocan capas nuevas día tras día.

Para el 1 de diciembre de 1928, el material de la presa no estaba consolidado. En dichas condiciones, las cargas cíclicas generaron un incremento importante en la presión de poros que llevó a las tensiones a un punto crítico en cual el suelo desarrolló una resistencia de corte mínima. Las lamas dentro del depósito se licuaron, incrementando las tensiones de corte sobre el muro. A medida que los esfuerzos se incrementaban y las resistencias disminuían hasta sus valores residuales, el factor de seguridad de la presa llegó a valores menores a la unidad, grandes desplazamientos ocurrieron, y la presa colapsó.

El flujo avanzó hasta que los principales esfuerzos movilizantes se hicieron iguales o menores que la resistencia residual del material. Cálculos sobre dicha resistencia residual, Sr, necesarios para equilibrar las tensiones de corte de una cuña crítica limitada por la pendiente de la superficie de falla que se muestra en la Figura 8.41 dan un resultado de Sr = 0,3 kg/cm^2, valor que se correlaciona bien con la resistencia lateral (fs), medida inmediatamente bajo la superficie de falla mediante ensayos CPT.

La negativa influencia de las lamas en el comportamiento sísmico de estas estructuras ya ha sido observado en investigaciones de las fallas de Cerro Negro y Veta de Agua durante el terremoto de 1985 (Castro y Troncoso, 1989)[13].

La consolidación y el envejecimiento (Troncoso, 1990) son considerados factores responsables del comportamiento satisfactorio de la presa de Barahona hasta la fecha.

8.3.5 Conclusiones

La falla de Barahona N°1 ocurrió en una época en que el conocimiento sobre mecánica de suelos estaba en sus albores. En consecuencia, la tecnología podría ser fácilmente apuntada como responsable principal del colapso. Sin embargo, los antiguos reportes de ingeniería y los dibujos relacionados con la construcción, muestran una clara comprensión sobre conceptos básicos del comportamiento mecánico de los suelos, como la separación de las fracciones finas del relave de las gruesas de este para la construcción de la presa. Los resultados mostraban la aplicación de técnicas eficientes con estos propósitos. Además, es posible reconocer satisfactorias técnicas de densificación y compactación de los materiales usados en la construcción de la presa. En consecuencia, no parece apropiado culpar a la falta de conocimiento sobre los conceptos básicos ni al uso de malas prácticas como las principales causas del colapso de la presa.

Por otra parte, el uso del método aguas arriba, para una presa de dicha envergadura, con el alto riesgo asociado a la existencia aguas abajo de infraestructura (puentes y carreteras) y comunidades, revela el poco grado de conocimiento del comportamiento sísmico de los suelos en eventos sísmicos. Los estudios revelan que el método aguas arriba no debería ser utilizado en zonas con alta probabilidad de eventos sísmicos. Sin embargo, el satisfactorio comportamiento de la presa posterior a su reparación revela otra conclusión importante: La estabilidad sísmica de estas estructuras mejora con el envejecimiento y la consolidación. Una tercera conclusión es que, dada la actual capacidad de medir y monitorear la evolución de los esfuerzos de corte de diferentes tipos de suelo, incluyendo arenas y limos, y el conocimiento sobre la distribución de esfuerzos de corte en un evento sísmico dentro de una presa, el método aguas arriba podría ser considerado una alternativa factible en proyectos particulares. En dichos casos, el diseño ha de cubrir los siguientes aspectos esenciales:

- La resistencia de corte residual debe ser conocida para todos los tipos de suelos involucrados en una posible falla.
- La desfavorable influencia de las lamas debe ser minimizada con la provisión de largas playas con el objetivo de: (1) Crear un muro de arenas grueso, (2) evitar el rebalse (overtopping) de lamas licuadas, (3) impedir la intromisión de lamas en el muro de arenas.
- La evolución de las propiedades de los suelos deben ser evaluadas periódicamente, comenzando desde el comienzo de la construcción, para monitorear la ganancia de resistencia de corte producto del envejecimiento y consolidación.
- El nivel freático debe mantenerse bajo por medio de eficientes sistemas de drenaje.

8.4 Comentarios

Sin duda la comunidad minera internacional ha aprendido una serie de lecciones valiosas de los eventos de Mount Polley, Fundão y Barahona. Por su parte, la falla de la presa de Barahona fue el primero de los eventos en Chile en que se observó una falla inducida por licuación. El estudio de estos casos permite observar un factor común entre estos: el desarrollo de resistencias no drenadas con presiones de poros positivas.

A pesar de que el mecanismo de falla de los tres eventos involucra la pérdida de resistencia asociada al desarrollo de presiones de poros, el resto de características que definen dichos eventos no son coincidentes en su mayoría, y lo mismo ocurre para sus consecuencias. La Tabla 8.4 muestra las características principales incluidas en la estadística usada en este estudio para los tres eventos.

Mina/Proyecto/ Ubicación	Mineral	Método constructivo	Material de construcción	Altura [m]	Volúmen Almacenado [m3]	Tipo de falla y Causa (ICOLD)	Volumen derramado [m3]	Distancia recorrida [Km]	Cantidad de muertos
Fundão	Fe	US	MW	90	55,000,000	1A-SI	32,000,000	637	19
Mt Polley	Cu Au	MCL	MW	40	74,000,000	1A-FN	23,600,000	7	
Barahona 1	Cu Mo	US	CST	65	20,000,000	1A-EQ	2,800,000		54

Tabla 8.4 Datos de la estadística de los casos de estudio. (Elaboración Propia)

A pesar del factor común de estos eventos, el desarrollo de resistencia no drenada en alguna de sus partes, la clasificación de la causa de falla es distinta en todos los eventos, y con razón. En el caso de Fundão, se registra una falla por inestabilidad estática, en Mount Polley una falla en la fundación (presencia de estrato débil en fundación, para ser más exacto) y en el caso de Barahona, una falla de origen sísmico. Se hace evidente que un mismo fenómeno (resistencia de corte no drenado) involucrado en distintos orígenes de falla (falla de fundación, origen sísmico o inestabilidad estática) no es un indicador directo ni de la forma de falla ni de la magnitud de sus consecuencias.

Al estudiar las fallas fue posible observar que el fenómeno ya mencionado, de resistencia de corte no drenado, se puede desarrollar en distintos componentes del depósito. En la Presa de Fundão, la pérdida de resistencia de corte ocurrió en las arenas que conformaban el muro, en el caso de Mount Polley, la pérdida de resistencia de corte se ocurrió en un estrato débil de la fundación, y en Barahona fueron las lamas las que perdieron su resistencia y aumentaron críticamente las fuerzas horizontales que el muro de la presa debía soportar. Ni siquiera la implementación del mismo método constructivo tuvo una influencia determinante en cuanto a las consecuencias de la falla. Esto es observable en los casos de Fundão y Barahona. Los testimonios documentados sobre Barahona, que no son exactos en el kilometraje afectado, hablan de que la falla generó un derrame que alcanzó la ciudad de Rancagua

(Troncoso, 1993)[44], unos 40 Km aguas debajo de la posición del depósito, y Fundão registró un recorrido de más de 600 Km aguas abajo.

Observando los detalles de estos eventos es posible notar la importancia de evaluar la influencia de la existencia de ríos y/o lagos aguas abajo de los depósitos. El derrame de Mount Polley fue detenido por la existencia de lagos aguas abajo, y aun que el volumen de derrame es del mismo orden de magnitud que el de Fundão, la diferencia en la distancia recorrida es absolutamente incomparable respecto de dichos volúmenes, y por su parte, el derrame de Barahona, con un volumen de derrame un orden de magnitud menor, presenta una distancia un orden de magnitud mayor que el derrame de Mount Polley. Esto se condice con los hallazgos encontrados en 7.3.

Otro factor que no ha sido cuantificado de forma clara en la estadística, es el volumen de agua libre dentro de la cubeta al momento de la falla. Posterior a los estudios es claro que gran parte del relave de la presa de Mount Polley escurrió aguas abajo producto del precario desarrollo de una playa y el consecuente gran volumen de agua existente detrás del muro. La presa de Fundão, por su parte, desde un comienzo tuvo problemas de drenaje por obras mal construidas, y existieron variados momentos a lo largo de la vida de la presa en la que esta manifestó claros signos de sufrir filtraciones importantes producto del alto nivel de saturación de la arena del muro y del relave depositado.

Como se observó en las correlaciones en los capítulos anteriores, la altura de la presa es uno de las características con más dispersión respecto de la distancia recorrida por el relave, y estos tres casos siguen la misma línea.

9 CONCLUSIONES

La estadística de fallas es una evidencia del riesgo asociado al manejo de los depósitos de relave minero. En consecuencia, es necesario observar / analizar de forma crítica esta estadística para no sobre-reaccionar y entender de mejor forma cuales y cómo es que están fallando estas obras. En ese sentido, del análisis de la estadística se concluye lo siguiente: (1) Respecto de la frecuencia de estos eventos, podemos notar que un porcentaje muy grande de estos (70% aproximadamente) no han tenido un impacto realmente significativo en el medio ambiente ni en la vida de las comunidades vecinas, en el caso que existan; (2) Si bien los datos aquí utilizados no pretenden ser una data definitiva ni completa, en base a estos podemos afirmar que la tasa de ocurrencia anual de fallas es del orden de 1.0E-03 (0.1%), un orden de magnitud mayor que dicho valor para las presas de agua. Particularmente, si se consideran solo los casos de mayor impacto (fallas serias y muy serias) dicha tasa es del orden de 5.5E-04; (3) Fue posible detectar que la tasa de ocurrencia puede variar hasta un 20% al disminuir el intervalo de tiempo usado en el cálculo de 20 a 10 años; (4) Extrapolaciones lineales de la frecuencia de ocurrencia indican que en las siguientes décadas el número de eventos serios y muy serios irá en aumento; (5) Según las clasificaciones por tamaño de ICOLD y los eventos registrados, las presas de tamaños pequeño y medio han fallado con mayor frecuencia que las presas de gran tamaño; (6) No existe un origen o causa de falla claramente predominante; (7) El método constructivo aguas arriba es el con mayor presencia en la estadística de fallas; (8) Las presas de relave que hán fallado lo han hecho predominantemente en su periodo de operación; (9) No es posible construir un modelo de distancia recorrida a partir de la estadística usada en este estudio basándose únicamente en las variables volumen almacenado, volumen derramado y altura de presa; (10) Es posible generar modelos empíricos de volumen derramado a partir del volumen almacenado con un grado de correlación elevado; (11) Las correlaciones que apuntan a la estimación del volumen derramado mejoran su precisión (en la mayoría de los casos), y conceptualmente su robustez, si se integran en una función las variables volumen almacenado y altura de presa en conjunto.

De la síntesis y análisis de los casos de estudio se concluye:
(1) La pérdida de resistencia de corte debida al aumento de presión de poros es un fenómeno que se puede manifestar por diversos motivos y en distintos elementos de la obra (fundación, material almacenado o muro del depósito); (2) La construcción / operación de todas las obras que finalmente fallaron se alejaron, por distintos motivos, del concepto inicial de diseño; (3) Consistente con lo observado en el análisis de la estadística, no existe una proporcionalidad (o linealidad) entre las alturas, volúmenes almacenados, volúmenes derramados y distancia recorrida entre los tres eventos; (4) La presencia de cuerpos de agua (ríos y/o lagos) aguas abajo de las obras puede alterar de forma significativa la distancia recorrida por el relave derramado; (5) Las variables que definen el mecanismo de falla y las consecuencias del derrame no se ven reflejadas en las variables usadas en la estadística.

Si bien como resultado de este estudio se podría proyectar un continuo incremento en la frecuencia de fallas de gran impacto (serias y muy serias) no se debe olvidar que, y como se menciona en el cuerpo de este documento, la linealidad de la proyección asume arbitrariamente que las condiciones de las obras son inmutables lo que no parece razonable de extrapolar. Esto debido a que es muy probable que las experiencias aprendidas en los últimos y más bullados eventos, como el del depósito de Mount Polley y el de Fundão, tengan una influencia positiva en el manejo seguro del relave y, por ende, modifiquen las condiciones de las obras. Sumado a esto, tecnologías como las de relaves filtrados, espesados y otras alternativas sin duda tendrán un efecto en la frecuencia de fallas y consecuencias de estos depósitos.

A pesar de que la estadística indica que los depósitos que fallan con mayor frecuencia son los pequeños y medianos, no se incluye en este estudio una contextualización respecto de las cantidades totales de obras existentes, es decir, es razonable cuestionar ¿qué fracción de las obras grandes han fallado respecto del total de obras grandes en el mundo? Responder esta pregunta podría alterar la idea de que las obras medianas y pequeñas tienen mayor probabilidad de falla. Una posible explicación de este hallazgo tiene que ver con la cantidad de recursos disponibles en los distintos niveles de la minería. Es posible que la mediana y pequeña minería no posea la capacidad de reaccionar y prever eventuales situaciones de alto riesgo, o que no puedan o estén dispuestos a utilizar ni la mejor ingeniería ni la mejor tecnología.

En cuanto a las correlaciones encontradas, a excepción de aquella entre el volumen almacenado y volumen derramado, estas son mayormente pobres. A pesar de que la cantidad de información disponible presenta muchos vacíos, se ha concluido que la distancia recorrida por un eventual derrame está mayormente condicionada por variables que no forman parte de la estadística. En otras palabras, completar esta estadística manteniendo las variables existentes no eliminará la dispersión de datos y en consecuencia la correlación entre las demás variables y la distancia recorrida no mejorará mayormente. Una de estas variables no incluidas, y de gran influencia, es la topografía. Un muy buen ejemplo de esto es el caso de Stava (Italia, 1985) donde un volumen de aproximadamente 200,000 m^3 (volumen pequeño comparativamente hablando) tuvo consecuencias catastróficas para el pueblo de Stava, el cual se encontraba ubicado aguas abajo del depósito, pues por la gran pendiente del terreno por el cual el relave avanzó, la energía de este flujo fue enorme. Otro síntoma de esta influencia es la correlación entre el volumen almacenado y derramado, pues considerando que en este caso se elimina de forma natural la influencia de la topografía, las correlaciones son mucho más elevadas. Parte de esto es también observable en los tres casos estudiados. Es posible observar distancias recorridas fuertemente influenciadas por la presencia de cuerpos de agua aguas abajo de las obras y fallas condicionadas fuertemente por variables geotécnicas y reológicas.

Considerando lo anterior, la integración de las variables volumen almacenado y altura de presa en una sola función que intente predecir el volumen derramado otorga mejores resultados que la predicción basada únicamente en la variable volumen almacenado, y aunque no lo haga, parece

razonable que, en términos conceptuales, una predicción basada en una mayor cantidad de variables en conjunto debiese tener mayor robustez. Esto mantiene la lógica de que las consecuencias de un evento de falla de este tipo son producto de una serie de variables que en definitiva no están presentes en la estadística. Muchas de estas variables corresponden a descriptores geotécnicos y reológicos del relave y otros materiales utilizados en la obra.

En cuanto a la distancia recorrida, es válido plantear la necesidad de un consenso respecto de la definición de la distancia recorrida (o distancia peligrosa como se nombra en Chile), en particular cuando el derrame se desplaza a través de ríos de gran caudal. ¿Qué significa entonces que el derrame de Fundão haya alcanzado más de 600 km? ¿quiere decir que el relave era detectable en el agua? De ser así ¿en qué concentración y con qué consecuencias? Algo similar ocurre con los volúmenes derramados de cada evento pues no existe claridad, en la mayoría de ellos, si dicho volumen corresponde solo a relave o al conjunto agua/relave existente en el depósito.

En cualquier caso, esta estadística es un elemento útil a la hora de formar un juicio respecto del nivel de riesgo asociado a estas obras, en cuanto a que permite observar cuales son las obras que han fallado, cuáles son las características más recurrentes, donde han ocurrido con mayor frecuencia, el por qué y las consecuencias que han tenido estas fallas y, en definitiva, observar si es que vamos en la dirección correcta en cuanto al manejo seguro de estos desechos.

10 Bibliografía

(1) Alva, J. (2012). Fallas inducidas por sismos en depósitos de relaves.

(2) Ayala-Carcedo, F. (2004). La rotura de la balsa de residuos mineros de Aznalcóllar (España) de 1998 y el desastre ecológico consecuente del río Guadiamar: causas, efectos y lecciones. Boletín Geológico y Minero, 115 (4): 711-738.

(3) Azam & Li. (2010). Tailings dam failures: a review of the last one hundred years.

(4) Blight, G. (1997). Destructive Mudflows as a Consequence of Tailings Dyke Failures.

(5) Blight, G. (1998). Insights into Tailings Dam Failure - Technical and Management Factors. International Workshop on Managing the Risks of Tailings Disposal, May 22-23, 1997, Stockholm, Sweden, International Council on Metals and the Environment (ICME), United Nations Environment Programme (UNEP): pp. 17-28.

(6) Blight, G. (1981). The Flow of slurry from a breached tailings dam. South Africa: Journal of the south African institute of mining and metallurgy.

(7) Blight, G. y Fourie, A. (2003) A review of catastrophic flow failures of deposits of mine waste and municipal refuse.

(8) Bowker, L. y Chambers, D. (2015) The risk, public liability, & economics of tailings storage facility failures.

(9) Bowker, L. y Chambers, D. (2017) In the Dark Shadow of the Supercycle, Tailings Failure Risk & Public Liability Reach All Time Highs.

(10) Caldwell, J. Oboni, F. Oboni, C. (2014) Tailings Facility Failures in 2014 and an Update on Failure Statistics.

(11) Calvo, G. et al. (2016). Decreasing Ore Grades in Global Metallic Mining: ¿A Theoretical Issue or a Global Reality?

(12) Carvajal, C. (2004). Diagnóstico de la situación actual de tranques de relaves de la V región. Valparaíso, Chile: Universidad Catolica de Valparaíso, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería en Construcción.

(13) Castro y Troncoso. (1989). Effects of 1985 Chilean earthquake on three tailings dams. Santiago, Chile: Proceedings of the Fifth Chilean Conference on Seismology and Earthquake Engineering.

(14) Chambers, D. y Higman, B. (2011). Long term risks of tailings dam failure.

(15) Committee on the Safety of Existing Dams, Safety of existing dams: evaluation and improvement, National Academy Press, Washington, DC, 1983.

(16) COUNCIL ON ETHICS (2012). Recommendation to exclude Zijin Mining Group Co Ltd. from the investment universe of the Norwegian Government Pension Fund Global.

(17) Decreto Supremo N°248. (2007). Reglamento para la aprobación de Proyectos de Diseño, Construcción, Operación y Cierre de los depósitos de relaves, Gobierno de Chile, Ministerio de Minería y Servicio Nacional de Geología y Minería. Diario Oficial, abril 2007, págs. pp. 159-172.

(18) Decreto Supremo N°86. (1970). Reglamento para la Construcción y Operación de Tranques de Relaves, Gobierno de Chile, Ministerio de Minería. Diario Oficial, Agosto 1970.

(19) Deep Sea Minerals and the Green Economy. Vol.2.

(20) Dobry, R. y Álvarez, L. (1967). Seismic failure of Chilean tailings dams. Journal of soil mechanics and foundations division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers.

(21) Elorza, O. y Machado, M.R. (1929) "Report on Causes of Failure of Barahona Dam". Boletín del Museo Nacional de Chile (in spanish).

(22) Eriksson, N. y Adamek, P. (2000) The Tailings Pond Failure at the Aznalcóllar Mine, Spain.

(23) F. Luino y J. V. De Graff. (2012). The Stava mudflow of 19 July 1985 (Northern Italy): a disaster that effective regulation might have prevented. Natural Hazards and Earth System Sciences.

(24) Hagen V.K. (1928). Re-evaluation of design floods and dam safety, in: Proceedings of the 14th International Congress on Large Dams, vol. 1, Commission on Large Dams Congress, Rio de Janeiro, 1982, pp. 475–491.

(25) Harder, L. y Stewart, J. (1996). Failure of Typo Canyon Tailing Dam. Journal of Performance of Constructed Facilities.

(26) ICOLD. (2001). Tailings dams - risk of dangerous occurrences, lessons learnt from practical experiences. Bulletin 121. Paris: United Nations Environmental Programme (UNEP), Division of Technology, Industry and Economics (DTIE) and International Commission on Large Dams (ICOLD).

(27) Jeyapalan, J. (1982). Analyses of flow failures of mine tailings dams. J. Geotech, Engrg, vol 109, pp. 150-171.

(28) Jakubick, T., et al. (2016) Stabilisation of tailings deposits: International experience

(29) Lucia, P. (1981). Summary of research on case histories of flow failures of mine tailings impoundments. Technology Transfer Workshop on Mine Waste Disposal Techniques, U.S. Bureau of Mines, pp. 46-53.

(30) Luciano, O. y Rodriguez R. (2007) Mecanismos de fallas de las presas de residuos mineros.

(31) Macías, J. et al. (2014). The 27 May 1937 catastrophic flow failure of gold tailings at Tlalpujahua, Michoacán, México. Nat. Hazards Earth Syst. Sci. Discuss., 2, 5361–5399, 2014.

(32) Mário, J., Amaral, S., Montenegro, H., (2006) The failure of the Fonte Santa mine tailing dam (Northeast Portugal).

(33) Morgenstern, N., Vick, S., Van Zyl, D. (2015) Independent Expert Engineering Investigation and Review Panel. Report on Mount Polley Tailings Storage Facility Breach.

(34) Morgenstern, N., Vick, S., Viotti, C., Watts, B. (2016) Fundão Tailings Dam Review Panel. Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam.

(35) Oldrich, H. (1995). A model for the run-out analysis of rapid flow slides, debris flows, and avalanches. Can. Geotech J., vol. 32, pp. 610-623.

(36) Palma, J. (2016). Operación y control de tranques de relave. Seminario Minería Chilena y sus Desafíos: Una Visión Integral.

(37) Ramírez, N. (2007). Guía técnica de operación y control de depósitos de relaves. Santiago, Chile: Departamento de seguridad minera, Servicio Nacional de Geología y Minería.

(38) Ramírez, N. (2010). Concecuencias del terremoto del 27 de febrero del 2010 en depósitos de relaves de la zona central - sur de Chile y su relación con el Decreto 248. Santiago, Chile: Propuestas para la operación de depósitos de relaves a partir de experiencias recientes.

(39) Rico, M. (2007). Floods from tailings dam failures. Journal of Hazardous Materials, vol. 154, pp. 79-87.

(40) Rico, M. (2008). Reported tailings dam failures. A review of the European incidents in the worldwide context. Journal of Hazardous Materials, vol. 152, pp. 846-852.

(41) SERNAGEOMIN. (2015). Catastro de Depósitos de Relaves. Obtenido de Gobierno de Chile, Servicio Nacional de Geología y Minería, Departamento de Seguridad Minera.

(42) SERNAGEOMIN. (2015). Informe N°2 por afectación de lluvias y aluviones en zona norte del país.

(43) SERNAGEOMIN. (2003). Guía de Buenas Prácticas Ambientales para la Pequeña Minería, Construcción y operación de tranques de relaves.

(44) Troncoso, J. (1993). The seismic failure of Barahona tailings dam. Proceeding of the Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Mo., 1-4 June, pp. 1473-1479.

(45) Villavicencio, G. (2013). Failures of sand tailings dams in a highly seismic country. Can. Geotech. J., pp. 449-464.

(46) Wei, Z. et al. (2013) Design, construction and management of tailings storage facilities for surface disposal in China: case studies of failures.

(47) WISE Uranium Project. (2013). Chronology of major tailings dam failures.

(48) Independent Expert Engineering Investigation and Review Panel. Report on Mount Polley Tailings Storage Facility Breach (2015).

(49) Fundão Tailings Dam Review Panel. Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam (2016).

(50) Blogosphere, https://blogs.agu.org/landslideblog/2015/11/08/samarco-1/, (Visitada el 05-04-2019)

(51) Tailings.info, http://www.tailings.info/casestudies/merriespruit.htm, (Visitada el 05-04-2019)

(52) Elnogalino.cl, https://www.elnogalino.cl/2017/03/29/comunicado-comunidad-de-el-melon-conmemora-los-52-anos-de-la-tragedia-de-el-cobre/, (Visitada el 05-04-2019)

Anexo A
Tabla de datos

Las siglas utilizadas en la tabla se resumen a continuación:

- Origen de falla:
  - SI: inestabilidad (slope instability)
  - SE: filtración (seepage)
  - FN: fundacional (foundation)
  - OT: rebalse o sobrepaso (overtopping)
  - ST: estructural (structural)
  - EQ: sísmico (earthquake)
  - MS: hundimiento de mina (mine subsidence)
  - ER: erosión (erosion)
- Método constructivo:
  - US: aguas arriba (upstream)
  - DS: aguas abajo (downstream)
  - CL: eje central o mixto (centerline)
  - WR: embalse de agua (water retention)
- Tipo de incidente (Incident Type):
  - 1A: Falla en depósito activo
  - 1B: Falla en depósito inactivo
  - 2A: Accidente en depósito activo
  - 2B: Accidente en depósito inactivo
  - 3: Infiltración en Aguas subterráneas
- Material de relleno de presa (Dam Fill Material):
  - T: relaves (tailings)
  - CST: arenas cicloneadas (cycloned sand tailings)
  - MW: enrocado estéril de mina (mine waste)
  - E: empréstito (Earthfill)
  - R: enrocado (Rockfill)

- Causa del incidente o mecanismo de falla (Incident cause):
  - SI: inestabilidad (slope instability)
  - SE: filtración (seepage)
  - FN: fundacional (foundation)
  - OT: rebalse o sobrepaso (overtopping)
  - ST: estructural (structural)
  - EQ: sísmico (earthquake)
  - MS: hundimiento de mina (mine subsidence)
  - ER: erosión (erosion)
  - U: desconocida (Unknown)

- Tipo de falla:

  - Falla Muy seria (1):
    - Falla de presa de relave que involucra la pérdida de vidas humanas (alrededor de 20) y/o el derrame de 1.000.000 o más m^3 de relave y/o que el relave derramado haya avanzado 20 km o más.

  - Falla Seria (2):
    - Falla de presa de relave que involucra la pérdida de vidas humanas (Al menos una) y/o el derrame de 100.000 m^3 de relave o más.

  - Falla Menor (3):
    - Falla de presa de relave que no involucra la pérdida de vidas humanas y no puede ser clasificada como Seria o Muy Seria.

  - Otras fallas (4):
    - Otras fallas relacionadas con relaves que no pueden ser clasificadas como fallas tipo 1, 2 o 3.

Número de Falla	Tipo de falla	Pais	Año del Incidente	Mina/Proyecto/ Ubicación	Mineral	Método constructivo	Altura [m]	Volúmen Almacenado [m3]	Tipo de falla y Causa (ICOLD)	Volumen derramado [m3]	Distancia recorrida [Km]	Cantidad de muertos	Fuentes
1	1	Israel	2017	Mishor Rotem	P		60		1A-U	100000	20		Wise, Reuters.com
2	2	China	2017	Tonglvshan Mine, Hubei province, China Daye Non-Ferrous Metals Mining Limited	Cu, Au, Pb, Fe				1A-U	200000		3	WISE
3	3	China	2016	Dahegou Village, Luoyang, Henan province, Luoyang Xiangjiang Wanji Aluminium Co., Ltd.	Al			2000000	1A-U				Wise
4	4	USA	2016	New Wales plant, Mulberry, Polk County, Florida (Mosaic Co)	P				3U-U	840000			WISE, WFLA.com
5	3	Filipinas	2016	Antamok, Baguio, Philippines (Philex)	Au				2B-ST	50000			Antamok leak under control, Baguio Midland Courier Website, 6Nov16
6	1	China	2016	Louyang Xiangjiang Wanji Aluminum	Al				1A-SI	2000000			AGU Landslide Blog 15Aug16, az-china.com 11Aug16
7	1	Brasil	2015	Fundao-Santarem (Germano), Minas Gerais (Samarco = Vale & BHP)	Fe	US	90	55000000	1A-SI	32000000	637	19	WISE, Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam, August 25, 2016; The Australian, 16Nov15, 9Jan16; Sydney Morning Herald, 14Nov15; Do the right Thing, Samarco, December 15, 2015; www.mining.com, 8Jan16Fundão Tailings Dam Review Panel,
8	4	Canadá	2015	Yellow Giant Mine, Banks Island, British Columbia	Au				2A-ST	240	1		Vancouver Sun
9	2	Brasil	2014	Herculano Iron Mine, Itabirite, Minas Gerais	Fe				1A-U			3	WISE
10	3	México	2014	Buenavista del Cobre mine,	Cu				1A-U	40000			WISE

				Cananea, Sonora (Grupo Mexico)									
11	2	USA	2014	Dan River Steam Station, North Carolina (Duke Energy)	Coal			155000000	1A-ST	334000			WISE, Caldwell 2014
12	1	Canadá	2014	Imperial Metals, Mt Polley, British Columbia	Cu Au	MCL	40	74000000	1A-FN	23600000	7		Wise, Expert Panel Report
13	3	Armenia	2013	Zangezur Copper Molybdenum Combine	Cu Mo				2A-U				WISE, Green Program
14	1	Canadá	2013	Obed Mountain Coal Mine Alberta	Coal				1B-U	670000	>113		WISE; Caldwell, 2014
15	3	Canadá	2013	Casa Berardi Mine, La Sarre, Abitibi region, Quebec (Hecla Mining Company)	Au				1B-OT	57000			Caldwell 2014
16	2	Finlandia	2012	Sotkamo, Kainuu Province (Talvivaara)	Ni U				1A-SE	>240000			WISE
17	1	Filipinas	2012	Padcal No 3, Benquet (Philex)	Au Cu			102000000	1A-OT	13000000			NASSA & CCCP
18	3	Filipinas	2012	Johson Gold Mining Corporation at Baranggay Bangong-Bayan	Au				1A-ER				Mambulaoans Worldwide Buzz, 2012
19	2	Canadá	2012	Gullbridge Mine Newfoundland	Cu	DS	7	700000	1B-SI	100000			WISE, Caldwell 2013
20	3	Canadá	2012	Hudson Bay (HB) Mine, Salmo, British Columbia (Regional District of Central Kootenay & Teck)	Pb Zn			1800000	1B-SE				Nelson Star, 9Jul12
21	3	China	2011	Mianyang City, Songpan County, Sichuan Province	Mn				1A-OT	10000			Future Directions Intl.
22	2	Canadá	2011	Bloom Lake, Newfoundland (Cleveland Cliffs)	Fe				1A-U	200000			Globe and Mail, December 25, 2014
23	1	Perú	2010	Huancavelica, Unidad Minera Caudalosa Chica	Ag, Cu, Pb, Zn		10		1A-SE	21420	110		WISE, McLemore et al, 2014

24	3	Chile	2010	Cia. Minera Clara SA., Planta Bellavista, Tranque Nº1, V Región, San Felipe de Aconcagua, San Felipe	Cu Au	US	14		1B-EQ		1		Villavicencio
25	2	Chile	2010	Scm Tambillos, Las Palmas, Pencahue, VII Region, Talca, Pencahue	Cu, Au		15	125000	1B-EQ	100000	0.5	4	Villavicencio
26	3	Chile	2010	Planta Veta de Agua, Veta del Agua Tranque No. 5, V Region, Quillota, Nogales	Au	US	17		1B-EQ	80000	0.1		Villavicencio
27	1	Hungría	2010	Ajka Alumina Plant, Kolontár (MAL Magyar Aluminum)	Al	DS		30000000	1A-SE	1000000		10	Kolontár Report, WISE, Zanbak 2010
28	1	China	2010	Zijin Mining, Xinyi Yinyan Tin Mine, Guangdong Province	Sn				1A-OT			22	Zijin Mining Group; Fry et al, 2012
29	4	China	2010	Zijin Mining, Zijinshan Gold & Copper Mine, (Ting River)	Au Cu				3A-U	500			Zijin Mining Group
30	3	China	2010	Zijin Mining, Zijinshan Gold & Copper Mine, (Ting River)	Au Cu				2A-U	9100			Zijin Mining Group
31	3	Chile	2010	Tranque Adosado Planta Alhué, Region Metropolitana, Melipilla, Alhué	Au, Zn	DS	15		1A-EQ				Villavicencio
32	3	Chile	2010	Soc.Minera los Robles, Planta Chilena Rumana de Chacon, VI Región, Cachapoal, Rancahua	Cu				1B-EQ				Villavicencio
33	1	Rusia (Asia)	2009	Karamken, Magadan Region (cyanide-leach	Au		20		1A-U	1200000		>1	WISE, MACE

				processing facility of gold mines in the region)									
34	2	China	2009	Huayuan County, Xiangxi Autonomous Prefecture, Hunan Province	Mn			50000	1A-U			3	WISE
35	1	USA	2008	Kingston fossil plant, Harriman, Tennessee, USA (TVA)	Coal				1A-U	4100000	4.1		WISE
36	1	China	2008	Taoshi, Linfen City, Xiangfen county, Shanxi province, China (Tahsan Mining Co.)	Fe	US	50.7	290000	1B-U	190000	2.5	254	WISE
37	1	Brasil	2007	Mineracao Rio Pomba Cataguases, Mirai, Minas Gerais, Brazil, Mineração (Industrias Quimicas Cataguases)	Al				1A-OT	2000000			WISE
38	3	UK	2007	Glebe Mines, UK	F				1B-OT	20000			HSE Report
39	3	Portugal	2006	Fonte Santa ,Freixia De Espado a Cinta		DS	12		2B-OT	93940	17.5		Duque, 2011
40	2	China	2006	Miliang, Zhen'an County, Shangluo, Shaanxi Province	Au				1A-U		5	17	WISE
41	2	Brasil	2006	Mineracao Rio Pomba Cataguases, Mirai, Minas Gerais, Mineração (Industrias Quimicas Cataguases)	Al				1A-U	400000			Brazil Magazine
42	3	USA	2005	Bangs Lake, Jackson County, Mississippi (Mississippi Phosphates Corp)	P				1A-SI	64350			WISE
43	2	USA	2004	Riverview, Florida	P				3U-U	227000			WISE

44	2	Rusia (Asia)	2004	Partizansk, Primorski Krai (Dalenergo)	Coal	Ring		20000000	1A-U	160000			WISE
45	3	Francia	2004	Malvési, Aude (Comurhex, Cogéma/Areva)	U				1A-U	30000			WISE
46	3	Canadá	2004	Pinchi Lake, BC (Teck Cominco Ltd.)	Hg	WR	12		2A-ER	6,000-8,000			WISE
47	1	Chile	2003	Planta Cerro Negro, Cerro Negro N°2, V Región, Petorca, Cabildo	Cu, Au, Pb	US			1A-ER	80000	20		WISE, Villavicencio
48	3	Macedonia	2003	Sasa Mine	Pb Zn			2000000	1A-ST	70,000-100,000	12		Vrhovnik et al, 2011; Vrhovnik et al, 2013; Peck, 2007
49	1	Brasil	2003	Mineracao Rio Pomba Cataguases, Mirai, Minas Gerais, Mineração (Industrias Quimicas Cataguases)	Al				1A-U	1200000			Brazil Magazine
50	1	Filipinas	2002	San Marcelino Zambales, Bayarong dam (Benguet Corp-Dizon Copper-Silver Mines Inc)	Cu Au			47000000	1B-OT	>1,000,000?			WISE, Piplinks
51	3	Filipinas	2002	San Marcelino Zambales, Camalca dam (Benguet Corp-Dizon Copper-Silver Mines)	Cu Au				1B-OT				WISE, Piplinks
52	3	Chile	2002	Anglo American, El Soldado, El Cobre, V Región, Quillota, Nogales	Cu	US			1B-OT	4500			Villavicencio
53	3	Chile	2002	Anglo American, El Soldado, El Cobre, 2, 3, 4, 5, V Región, Quillota, Nogales	Cu	US			1B-OT	8000			Villavicencio

54	2	Brasil	2001	Sebastião das Águas Claras, Nova Lima district, Minas Gerais	Fe				1A-U		8	2	WISE
55	3	Ghana	2001	Tarkwa (Goldfields)	Au				1A-U				Environmental New Service
56	1	Rumania	2000	Baia Mare	Au	DS then US	7	800000	1A-ST	100000	>100		ICOLD, WISE, Rico
57	1	USA	2000	Inez, Martin County, Kentucky (Massey Energy subsidiary Martin Co. Coal Corp)	Coal				1A-U	1068500	120		ICOLD, WISE
58	1	Suecia	2000	Aitik mine, near Gällivare (Boliden Ltd)	Cu	DS	15	15000000	1A-ER	1800000	5.2		ICOLD, WISE
59	3	Rumania	2000	Borsa (Remin S.A - govt)	Pb Zn				1A-U	9140			WISE
60	1	China	2000	Nandan Tin mine, Dachang, Guangxi	Sn				1A-U			28	Wei, WISE
61	2	Filipinas	1999	Surigao Del Norte Placer, Philippines (#3 of 3) Manila Mining Corp	Au				3U-U	700,000 t	12	4	ICOLD, Piplinks
62	1	Filipinas	1999	Toledo City, Philippines (Atlas Con Mining Corp)	Cu				1B-ST	5700000			Piplinks
63	3	Canadá	1999	Red Mountain, BC	Au Ag	Jumbo			1A-SE	10000			Mt Polley Expert Panel 2015, App. I
64	1	España	1998	Los Frailes, near Seville (Boliden Ltd.)	Pb Zn	WR	27	15000000	1A-FN	6000000	40		ICOLD, WISE, Rico
65	3	España	1998	Huelva (Fertiberia, Foret)	P				1A-OT	50000			ICOLD, WISE
66	3	Filipinas	1998	Zamboanga Del Norte, Sibutad Gold Project (Philex Mining Corp)	Au				1A-OT				Piplinks
67	3	Chile	1997	Tranque Antiguo Planta La Cocinera, IV Region	Cu	US/CL	30		1A-EQ	60000	0.15		Villavicencio
68	2	USA	1997	Mulberry Phosphate, Polk County, Florida	P				2A-SE	200000			WISE; Beavers 2013.

				(Mulberry Phosphate)									
69	2	USA	1997	Pinto Valley, Arizona, USA (BHP Copper)	Cu				1B-SI	230000			ICOLD, WISE
70	3	Filipinas	1997	Zamboanga Del Norte, Sibutad Gold Project (Philex Mining Corp)	Au				1A-OT				Piplinks
71	3	Chile	1997	Almendro, IV Región	Cu	US	18		1A-EQ				Villavicencio
72	3	Chile	1997	Planta El Algarrobo, El Algarrobo, IV Region, Limarí	Cu	US	20		1A-EQ				Villavicencio
73	3	Chile	1997	Faena El Maitén, El Maiten, IV Region, Choapa, Illapel	Au	US	15		1A-EQ				Villavicencio
74	1	Bolivia	1996	El Porco (Comsur-62%, Rio Tinto-33%)	Pb Zn Ag				1A-U	400000 t	300		ICOLD, WISE
75	1	Filipinas	1996	Marcopper, Marinduque Island (#2 of 2) (Placer Dome and President Marcos)	Cu				1A-ST	1600000	25		ICOLD, WISE, Piplinks
76	2	Bulgaria	1996	Mir, Sgurigrad	Pb Zn Cu Ag	US	45	1520000	1A-SI	220000	6		ICOLD, Rico
77	2	Perú	1996	Amatista, Nazca		US			1B-EQ	300000	0.6		WISE
78	2	Filipinas	1995	Surigao del Norte, Placer (#2 of 3) (Manila Mining Corp)	Au	WR	17		1B-FN	50000	Out to sea	12	ICOLD, WISE
79	1	Guyana	1995	Omai Mine, Tailings dam No 1, 2 (Cambior)	Au	WR	44	5250000	1A-ER	4200000	80		ICOLD, WISE, Rico
80	3	Australia	1995	Riltec, Mathinna, Tasmania	Au	CL	7	120000	2A-SE	40000			ICOLD
81	3	Australia	1995	Middle Arm, Launceston, Tasmania	Au	CL	4	25000	1A-OT	5000			ICOLD
82	3	Nueva Zelanda	1995	Golden Cross, Waitekauri Valley (Coeur d'Alène Mines)	Au		25-30	3Mt	1A-FN				ICOLD, WISE

83	3	Filipinas	1995	Negros Occidental, Bulawan Mine Sipalay River (Philex Mining Corp)	Au	CL	17		2A-U	50000		Piplinks
84	2	Sudáfrica	1994	Merriespruit, near Virginia (Harmony) - No 4A Tailings Complex	Au	US	31	7040000	1B-OT	600000	4	17	ICOLD, WISE, Rico
85	3	USA	1994	Tapo Canyon	Aggregates	US	24		1A-EQ		0.18		Harder and Stewart (1996)
86	3	Brasil	1994	Minera Sera Grande: Crixas, Goias	Au	DS then US	41	2.25Mt	2A-SI				ICOLD
87	1	USA	1994	Hopewell Mine, Hillsborough County, Florida	P				1A-U	1900000			WISE
88	1	China	1994	Longjiaoshan, Daye Iron Ore mine, Hubei	Fe				1A-U			31	Wei
89	1	USA	1994	Payne Creek Mine, Polk County, Florida	P				1A-U	6800000			WISE
90	3	USA	1994	Fort Meade Phosphate, Florida	P				2A-SE	76000			WISE
91	4	USA	1994	IMC-Agrico Phosphate, Florida	P				3U-U				WISE
92	4	Australia	1994	Olympic Dam, Roxby Downs	Cu U				3U-U	5000000			WISE
93	3	USA	1994	Fort Meade, Florida, Cargill phosphate (#3 of 3)	P				1A-U	76000			WISE
94	3	Filipinas	1993	Itogon-Suyoc, Baguio gold district, Luzon (Benguet Corp)	Au Ag				1A-OT				ICOLD, Piplinks
95	3	Zambia	1993	TD 7, Chingola	Cu	US	5		1A-OT	100 t			ICOLD
96	2	Filipinas	1993	Marcopper, Marinduque Island, Mogpog (12/6) (#1 of 2) (Placer Dome-President Marcos)	Cu				1A-U			2	Piplinks
97	3	USA	1993	Gibsonton, Florida (Cargill)	P				2A-U				WISE

98	2	Perú	1993	Marsa (Marsa Mining Corp)	Au				1A-OT			6	WISE
99	3	Sudáfrica	1993	Saaiplaas, failure on south ring dyke (22Mar93)	Au	US	28		1A-SI	minimal			Blight, ICOLD
100	3	Sudáfrica	1993	Saaiplaas, 2 failures on west ring dyke (18-19Mar93)	Au	US	28		1A-SI	minimal			Blight, ICOLD
101	2	Sudáfrica	1992	Saaiplaas No. 5A Dam	Au				1A-SI	280000	0.3		http://www.tailings.info/knowledge/accidents.htm, Blight and Fourie
102	1	Filipinas	1992	Tubu, Benguet, No.2 Tailings Pond, Luzon, Padcal (Philex)	Cu			80Mt	1A-FN	80Mt			Piplinks, WISE
103	3	Montenegro	1992	Kojkovac	Pb Zn	WR		3500000	2B-ER				ICOLD
104	2	Bulgaria	1992	Maritsa Istok 1	Ash/Cinder		15	52000000	1A-ER	500000			ICOLD, WISE
105	3	Hungría	1991	Ajka Alumina Plant, Kolontár	Al	DS			1A-ST	43200			Kolontár Report
106	3	Canadá	1991	Iron Dyke, Sullivan Mine, Kimberley, BC (Cominco, Inc)	Pb Zn	US	21		1A-SI	75000			ICOLD, WISE, Mt Polley Expert Panel 2015, App I
107	1	USA	1990	Brewer Gold Mine Jefferson South Carolina	Au				1A-U	41639.51	80		NWF, 2012
108	1	Canadá	1990	Matachewan Mines, Kirtland Lake, Ontario	U				1A-U	190000	168		Proceedings of Canadian dam safety conference, Niagara Falls (Canada), Oct 1996; Ontario Environment, 1990
109	3	USA	1989	Stancil, Maryland	Sand and Gravel	US	9	74000	1A-SI	38000	0.1		ICOLD, Rico, WISE
110	3	USA	1989	Big Four, Florida	P	CL			2A-FN				ICOLD
111	3	USA	1989	Thompson Creek, Idaho (Cyprus)	Mo	CL	146	27000000	2A-SE				ICOLD
112	3	USA	1989	Silver King, Idaho	Cu	DS	9	37000	2A-OT	Small			ICOLD
113	3	USA	1989	Soda Lake, California	Sand and Gravel	US	3		2A-EQ				ICOLD
114	3	USA	1989	Southern Clay, Tennessee	Clay	WR	5		1A-SE	300			ICOLD
115	3	USA	1988	Rain Starter Dam, Elko, Nevada	Au	WR	27	1500000	3U-U				ICOLD

116	3	USA	1988	Sin identificar, Hernando, County, Florida #2	Limestone	US	12	3300000	1A-OT	4600			ICOLD
117	3	USA	1988	Sin identificar, Hernando, County, Florida	Limestone	DS	12		2A-FN				ICOLD
118	2	USA	1988	Consolidated Coal No.1, Tennessee	Coal	DS	85	1000000	2A-ST	250000			ICOLD, WISE
119	1	China	1988	Jinduicheng, Shaanxi Province	Mo	US	40		1A-OT	700000		20	ICOLD, WISE
120	3	USA	1988	Riverview, Hillsborough County, Florida	P				1A-ER	246			WISE; Beavers 2013.
121	1	USA	1987	Montcoal No.7, Raleigh County, West Virginia, USA	Coal				1A-U	87000	80		WISE
122	4	USA	1987	Montana Tunnels, MT, (Pegasus Gold)	Au	DS	33	250000	3U-U				ICOLD
123	3	China	1987	Xishimen	Fe	US	31		1A-SI	2230			ICOLD
124	3	Rusia (Asia)	1987	Bekovsky, Western Siberia	Coal	US	53	52000000	1A-U				ICOLD
125	3	Filipinas	1987	Surigao Del Norte Placer, Philippines (#1 of 3) (Manila Mining Corp)	Au				1A-U				Piplinks
126	2	Brasil	1986	Itabarito, Minas Gerais	Fe	Gravity	30		1A-ST	100000	12	7	ICOLD, WISE, Rico
127	3	USA	1986	Big Four, Florida	P	CL	18		2A-ST				ICOLD
128	3	USA	1986	Marianna Mine #58, PA	Coal	US	37	300000	2A-SI				ICOLD
129	3	USA	1986	Spring Creek Plant, Borger, Texas	Sand and Gravel		5	30000	1A-OT				ICOLD
130	3	Australia	1986	Rossarden, Tasmania	Sn	WR	7.5	200000	1B-OT				ICOLD
131	3	Australia	1986	Story's Creek, Tasmania	Sn	Valley side	17	30000	1B-OT	Minimal			ICOLD
132	3	Brasil	1986	Pico de Sao Luis, Gerais	Fe		20		1A-ER				ICOLD
133	3	Filipinas	1986	Mankayan District, Luzon, No.3 Tailings Pond (Benguet Corp	Cu Au				1A-ST				ICOLD, Piplinks

				subsidiary Lepanto Con Mining Co)									
134	2	China	1986	Huangmeishan, China	Fe				1A-SI			19	WISE
135	3	Canadá	1986	Mineral King, BC	Pb Zn	CL	6	Small	1B-OT				ICOLD, MT Polley Expert Panel 2015, App I
136	2	Chile	1985	Cia. Minera Cerro negro,Cerro Negro N°4, V Región, Petorca, Cabildo	Cu Au Pb	US/CL	40	2000000	1A-EQ	500000	8		ICOLD WISE, Rico,
137	2	Chile	1985	Planta Veta de Agua, Veta de Agua N°1, V Región, Quillota, Nogales	Au	US	24	700000	1A-EQ	280000	5		WISE, Rico
138	1	Italia	1985	Prestavel Mine - Stava, 2, 3 (Prealpi Mineraria)	F	US	29	300000	1A-SI	200000	4.2	268	ICOLD, WISE, Rico
139	1	China	1985	Niujiaolong, Shizhuyuan Non-ferrous Metals Co., Hunan	Cu	US	40	1100000	1A-U	731000	4.2	49	Wei
140	3	USA	1985	Olinghouse, Nevada	Au	WR	5	120000	1A-SE	25000	1.5		ICOLD, Rico, WISE
141	3	USA	1985	Bonsal, North Carolina	Sand	WR	6	38000	1A-OT	11000	0.8		ICOLD
142	3	USA	1985	La Belle, Pennsylvania	Coal	DS	79	1230000	2A-FN				ICOLD
143	3	Chile	1985	Anglo American, El Soldado, Cobre N°4, V Región, Quillota, Nogales	Cu	DS	50		2A-EQ				ICOLD,
144	3	Chile	1985	Marga, El Teniente (Codelco)	Cu				1B-OT				ICOLD
145	3	USA	1984	Battle Mt. Gold, Nevada,	Au	DS	8	1540000	2A-SI				ICOLD
146	3	USA	1984	Texasgulf 4B Pond, Beaufort, Co., North Carolina	P	WR	8	12300000	2A-SI				ICOLD
147	3	USA	1984	Virginia Vermiculite, Louisa County, Virginia	Vermiculite	WR	9		1A-ST				ICOLD
148	3	Ucrania	1984	Mirolubovka, Southern Ukraine	Fe	US	32	80000000	2A-SI				ICOLD

149	3	USA	1983	Clayton Mine, Idaho	Ag Pb	CL	24	215000	2A-ST				ICOLD
150	4	USA	1983	Golden Sunlight, MT	Au	CL			3U-U				ICOLD
151	4	USA	1983	Grey Eagle, California	Au	DS			3U-U				ICOLD
152	3	Chile	1983	Vallenar Nº1 y Nº2, III Región, Huasco, Vallenar	Cu				1B-OT				ICOLD,
153	3	USA	1982	Royster, Florida	Gypsum	US	21		1A-FN				ICOLD
154	1	Filipinas	1982	Sipalay, No.3 Tailings Pond (Maricalum Mining Corp)	Cu	WR		37,000,000 t	1A-FN	27,000,000t			ICOLD, WISE, Piplinks
155	2	USA	1981	Ages, Harlan County, Kentucky	Coal				1A-U	96000	1.3	1	WISE
156	1	Rusia (Europa)	1981	Balka Chuficheva	Fe	US	25	27000000	1A-SI	3500000	1.3		ICOLD, WISE
157	3	USA	1981	Dixie Mine, Colorado	Au				1B-U				ICOLD
158	3	USA	1981	Texasgulf No. 1 Pond, Beaufort Co., North Carolina	P	WR		24700000	2A-SI				ICOLD
159	3	Chile	1981	Planta Veta de Agua, Veta de Agua N°2, V Región, Quillota, Nogales	Au	US	20		1A-EQ				ICOLD
160	1	USA	1980	Tyrone, New Mexico (Phelps Dodge)	Cu	US	66	2500000	1A-SI	2000000	8		ICOLD, WISE, Rico
161	3	USA	1980	Kyanite Mining, Virginia	Kyanite		11	430000	2A-OT				ICOLD
162	3	USA	1980	Sweeney Tailings Dam, Longmont, Colorado	Sand and Gravel		7		1A-SE				ICOLD
163	3	Chile	1980	Codelco, El teniente, Margas, VI Región, Cachapoal, Machalí	Cu				1B-OT				Villavicencio,
164	3	Perú	1980	San Nicolás					UU-U				Ingemmet, 1982
165	3	Chile	1980	Codelco, El teniente, Arenas, VI Región,	Cu				1B-OT				Villavicencio

				Cachapoal, Machalí									
166	1	USA	1979	Churchrock, New Mexico, United Nuclear	U	WR	11	370000	1A-FN	370000	110		ICOLD, Wikipedia, Rico
167	4	Canadá	1979	Incident No. 1, Elliot, Ontario	U	WR	9		3U-U				ICOLD
168	3	Canadá	1979	Suncor E-W Dike, Alberta	Oil Sands	WR	30		2A-SI				ICOLD
169	4	Canadá	1979	Sin identificar, British Columbia, Canada					3U-U	40000			WISE
170	3	Canadá	1979	Churchill Copper, BC	Cu				1A-SE	37854.1			Mt Polley Expert Panel 2015, App. I
171	3	USA	1979	Union Carbide, Uravan, Colorado	U	US	43		2A-SI				ICOLD
172	2	Japón	1978	Mochikoshi No. 1	Au	US	28	480000	1A-EQ	80000	8	1	ICOLD, WISE, Rico
173	2	Zimbabwe	1978	Arcturus	Au	US	25	1.7-2.0 Mt	1A-OT	21000	0.3	1	ICOLD, WISE, Rico
174	3	Japón	1978	Mochikoshi No. 2	Au	US	19	480000	1A-EQ	3000	0.15		ICOLD, Rico
175	3	Canadá	1978	Syncrude, Alberta	Oil Sands	CL			2A-FN				ICOLD
176	3	Japón	1978	Hirayama	Au	DS	9	87000	2B-EQ				ICOLD
177	3	Japón	1978	Norosawa	Au	DS	24	225000	2B-EQ				ICOLD
178	3	USA	1977	Madison, Missouri	Pb	WR	11		1A-OT				ICOLD
179	3	Australia	1977	Pit No. 2, Western Australia	REE	US	9		1A-SI				ICOLD
180	3	USA	1977	Sin identificar, Hernando, County, Florida	Limestone	CL	6		2A-FN				ICOLD
181	3	USA	1977	Western Nuclear, Jeffrey City, Wyoming #2	U				1A-SI	40			ICOLD
182	3	USA	1977	Grants, Milan, New Mexico, (Homestake Mining)	U	US	21		1A-ST	30000			ICOLD, WISE
183	3	China	1976	Dashihe	Fe	US	37		2A-EQ				ICOLD
184	3	USA	1976	Kerr-McGee, Churchrock, New Mexico	U	WR	9		1A-FN				ICOLD
185	3	USA	1976	Sin identificar, Idaho	P	DS	34		2A-SI				ICOLD
186	2	Yugoslavia	1976	Zlevoto No. 4	Pb Zn	US	25	1000000	1A-SE	300000			ICOLD, WISE
187	1	Bulgaria	1975	Madjarevo	Pb Zn Au	US	40	3000000	1A-ST	250000	20+		ICOLD

188	1	USA	1975	Silverton, Colorado, USA	Au Ag				1A-U	116,000t	160		WISE
189	4	Canadá	1975	PCS Rocanville, Saskatchewan	K	US	12		3U-U				ICOLD
190	3	Canadá	1975	Heath Steele main dam, Brunswick (American Metals)	Cu Zn	WR	30		2A-FN				ICOLD
191	3	USA	1975	Cadet No. 2, Montana	Barite	CL	21		2A-SI				ICOLD
192	3	USA	1975	Carr Fork, Utah (Anaconda)	Cu Au		10		1A-ST				ICOLD
193	3	USA	1975	Dresser No. 4, Montana	Barite	CL	15		1A-FN				ICOLD
194	3	USA	1975	Keystone Mine, Crested Butte, Colorado	Mo				1B-U				ICOLD
195	2	USA	1975	Mike Horse, Montana (Asarco)	Pb Zn	US	18	750000	1B-OT	150000			ICOLD , WISE
196	4	USA	1975	Sin identificar, Green River, Wyoming	Trona	WR	18		3U-U				ICOLD
197	1	Sudáfrica	1974	Bafokeng, South Africa	Pt	US	20	13000000	1A-SE	3000000	45	12	ICOLD, WISE, Rico
198	3	USA	1974	Galena Mine, Idaho, USA #2 of 2 (ASARCO)	Ag Pb	US	9		1A-OT	3800	0.61		ICOLD, Rico
199	3	USA	1974	Deneen Mica Yancey County, North Carolina	Mica	US	18	300000	1A-SI	38000	0.03		ICOLD, WISE
200	3	Canadá	1974	GCOS, Alberta	Oil Sands	US	61		2A-SI				ICOLD
201	3	Francia	1974	Berrien	Ag Pb	US	9		1A-SE				ICOLD
202	3	USA	1974	Golden Gilpin Mine, Colorado	Au		12		1B-U				ICOLD
203	3	USA	1974	Silver King, Idaho	Cu	DS	9	37000	1A-OT	6000			ICOLD
204	3	USA	1974	Sin identificar, Mississippi, #2	Gypsum	US	20		2A-FN				ICOLD
205	3	México	1974	Sin identificar, Canaca	Cu	US	46		1A-OT				ICOLD
206	1	USA	1973	(Sin identificar), Southwestern USA	Cu	US	43	500000	1A-SI	170000	25		ICOLD, WISE, Rico
207	3	USA	1973	Earth Resources, N M, Cuba	Cu	US	21		1A-OT				ICOLD
208	3	USA	1973	Ray Mine, Arizona, inc #2 (Kennecott)	Cu	US	52		2A-SI				ICOLD

209	1	USA	1972	Buffalo Creek, West Virginia, USA (Pittson Coal Co.)	Coal	US	16	500000	1A-U	500000	27	125	ICOLD, WISE, Rico
210	3	USA	1972	Galena Mine, Idaho, #1 of 2 (ASARCO)	Ag Pb	US	14		2A-ER				ICOLD
211	3	USA	1972	Ray Mine, Arizona	Cu	US	52		1A-SI				ICOLD
212	1	USA	1971	Cities Service, Fort Meade, Florida	P	WR	15	12340000	1A-U	9000000	120		WISE, Rico
213	3	Canadá	1971	Pinchi Lake, BC	Hg	WR	13		2A-ER				ICOLD
214	3	USA	1971	Western Nuclear, Jeffrey City, Wyoming	U				1A-ST				ICOLD
215	1	Rumania	1971	Certej gold mine	Au		25		1A-SI	300000		89	Mining Watch Romania, 30Oct14; Adevărul, 14Oct10
216	2	Perú	1971	Ticapampa			20		UU-EQ			3	Ingemmet, 1982
217	3	Perú	1971	Atacocha					UU-SE				Ingemmet, 1982
218	3	UK	1970	Maggie Pye	Clay	US	18		1A-SI	15000	0.035		ICOLD, WISE
219	3	UK	1970	Park	Clay	WR	3		1A-OT				ICOLD
220	3	UK	1970	Portworthy	Clay	DS	15		1A-ST				ICOLD
221	3	USA	1970	Sin identificar, Mississippi	Gypsum	US	15		1A-OT				ICOLD
222	3	USA	1970	Williamsport Washer, Maury County, Tennessee	P		21		1A-U				ICOLD
223	1	Zambia	1970	Mulfilira (Roan Consolidated Mines)	Cu		50		1A-MS	1 Mt		89	ICOLD, WISE
224	3	Perú	1970	Almivirca, Quiruvilca			40		UU-EQ				Ingemmet, 1982
225	3	Canadá	1969	Phoenix Copper, BC	Cu	US			2A-SE	11356			Mt Polley Expert Panel 2015, App. I
226	2	España	1969	Bilbao	Fe				1A-SI	115000	0.035		ICOLD, WISE
227	3	USA	1969	Monsanto Dike 15, TN	P	DS	43	1230000	2A-SE				ICOLD
228	3	Perú	1969	Recuperada, Buenaventura					UU-U				Ingemmet, 1982
229	4	Canadá	1968	IMC K-2, Saskatchewan	K	US	30		3U-U				ICOLD
230	3	Japón	1968	Hokkaido	Pb Zn	US	12	300000	1A-EQ	90000	0.15		ICOLD, WISE, Rico
231	3	USA	1968	Agrico Chemical, Florida	P				1A-U				ICOLD

232	3	UK	1968	Stoney Middleton					1A-SI				ICOLD
233	3	Perú	1968	Yauli-Yacu, Centromín			80		UU-EQ				Ingemmet, 1982
234	1	Polonia	1967	Iwiny, Lower Silesia	Cu	WR	25	16000000	1A-MS	4600000	15	18	ICOLD, Wolski, et al, 1976; ICOLD Tailings Committee.
235	3	USA	1967	Climax, Colorado, Mill (Climax Molybdenum Co)	U				1A-U	12000			ICOLD
236	3	UK	1967	Sin identificar	Coal	DS	20		1A-SI				ICOLD
237	3	UK	1967	Sin identificar, #3	Coal	DS	14		2A-SI				ICOLD
238	3	UK	1967	Sin identificar, #2	Sandstone	DS	30		2A-SE				ICOLD
239	1	USA	1967	Mobil Chemical, Fort Meade, Florida	P				1A-U	2050000			ICOLD, WISE
240	1	Bulgaria	1966	Mir mine, Sgorigrad	Pb Zn	US	45	1520000	1A-U	450000	8	488	ICOLD, WISE, Rico
241	2	USA	1966	Sin identificar, Texas	Gypsum	US	16		1A-SE	130000	0.3		ICOLD, WISE
242	3	USA	1966	Gypsum Tailings Dam (Texas, USA)	Gypsum	US	11	7 Mt	1A-SE	85000	0.3		Rico, WISE
243	3	UK	1966	Derbyshire	Coal	DS	8		1B-FN	30000	0.1		ICOLD
244	3	UK	1966	Williamthorpe	Coal				1A-OT				ICOLD
245	3	UK	1966	Williamthorpe	Coal	MW			1A-OT				ICOLD
246	4	Alemania	1966	Geising/Erzgebirge	Tin				1A-U	70000			WISE
247	1	Chile	1965	Slm. Las Cenizas, Planta los Maquis, Los Maquis No. 1, V Región, Petorca, Cabildo	Cu	US	15		2B-EQ	23000	40		ICOLD,
248	2	Chile	1965	Anglo American, El Soldado, El Cobre Nuevo, V Región, Quillota, Nogales	Cu	DS	19	350000	1A-EQ	350000	12		ICOLD, WISE,
249	1	Chile	1965	Anglo American, El Soldado, El Cobre Viejo, V Región, Quillota, Nogales	Cu	US	35	4250000	1A-EQ	1900000	12	200	ICOLD, WISE, Rico,
250	3	Chile	1965	Cia. Minera La Patagua, La Patagua, V Región, Petorca, La ligua	Cu	US	15		1A-EQ	35000	0.5		ICOLD, Rico,

251	3	Chile	1965	Slm. Las Cenizas, Planta los Maquis, Los Maquis No. 3, V Región, Petorca, Cabildo	Cu	US	15	43000	1A-EQ	21000	5		ICOLD, Rico,
252	3	Chile	1965	Cia. Minera Cerro negro,Cerro Negro No. (3 of 5), V Región, Petorca, Cabildo	Cu Au Pb	US	20	500000	1A-EQ	85000	5		ICOLD, WISE, Rico,
253	3	Chile	1965	Cia. Minera Hierro Viejo, Planta Hierro Viejo, V Región, Petorca	Cu	US	5		1A-EQ	800	1		ICOLD,
254	3	Chile	1965	Planta Bellavista, Cia. Minera Santa Clara, V Región, San Felípe	Cu Au	US	20	450000	1A-EQ	70000	0.8		ICOLD, WISE,
255	3	UK	1965	Tymawr, Inc#2	Coal		12		1A-OT		0.7		ICOLD, WISE
256	3	Chile	1965	Cia. Minera Cerro negro,Cerro Negro No. (1 of 5), V Región, Petorca, Cabildo	Cu Au Pb	US	46		2B-EQ				ICOLD,
257	3	Chile	1965	Cia. Minera Cerro negro,Cerro Negro No. (2 of 5), V Región, Petorca, Cabildo	Cu Au Pb	US	46		2B-EQ				ICOLD,
258	3	Chile	1965	Edmundo Elissetche, V Región, Petorca, Cabildo, El Cerrado	Cu Au	US	25		2B-EQ				ICOLD,
259	3	Chile	1965	Anglo American, El Soldado, El Cobre Chico, V Región, Quillota, Nogales	Cu	US	26	985000	2B-EQ				ICOLD,
260	3	Chile	1965	Ramayana, Planta Ramayana, Ramayana No. 1, V Región , Marga Marga, Olmué	Cu	US	5		1A-EQ	156			ICOLD,
261	3	Chile	1965	Soc. Inmobiliaria El Sauce, Planta El Sauce, Sauce	Cu	US	6		2A-EQ				ICOLD,

				No. 1, V región, San Felípe de Aconcagua, Llayllay									
262	3	Chile	1965	Soc. Inmobiliaria El Sauce, Planta El Sauce, Sauce No. 2, V región, San Felípe de Aconcagua, Llayllay	Cu	US	5		2B-EQ				ICOLD,
263	3	Chile	1965	Cerro Blanco de Polpaico	Limestone	WR	9		2A-EQ				ICOLD
264	3	Chile	1965	Soc. Inmobiliaria El Sauce, Planta El Sauce, Sauce No. 3, V región, San Felípe de Aconcagua, Llayllay	Cu	US	5		2B-EQ				ICOLD,
265	3	Chile	1965	Soc. Inmobiliaria El Sauce, Planta El Sauce, Sauce No. 4, V región, San Felípe de Aconcagua, Llayllay	Cu	US	5		2B-EQ				ICOLD,
266	3	USA	1965	American Cyanamid, Lithia, Florida	P				1A-U				ICOLD
267	3	USSR	1965	N'yukka Creek, USSR		WR	12		2A-FN				ICOLD
268	3	USA	1965	Sin identificar, Idaho	P	DS	18		2A-SI				ICOLD
269	3	USA	1964	Alcoa, Texas	Al	DS	19	4500000	1A-U				ICOLD
270	3	USA	1963	Utah Construction, Riverton, Wyoming	U				2A-OT				ICOLD
271	1	China	1962	Huogudu, Yunnan Tin Group Co., Yunnan	Sn	US		5420000	1A-U	3680000	4.5	171	Wei
272	1	USA	1962	American Cyanamid, Brewster, Florida	Gypsum				1A-U	11356230			ICOLD; Beavers 2013.
273	3	USA	1962	Mines Development,	U				1A-U	100			ICOLD

				Edgemont, South Dakota									
274	3	Perú	1962	Almivirca, Quiruvilca			40		1A-EQ				ICOLD, Ingemmet 1982, wise
275	3	UK	1961	Tymawr	Coal				1A-U		0.8		ICOLD
276	3	USA	1961	Union Carbide, Maybell, Colorado	U				1A-U	280			ICOLD
277	3	USA	1960	Lower Indian Creek, MO, USA	Pb	US			2A-SI				ICOLD
278	2	España	1960	Santander, "La Luciana"	Pb Zn	US	20		1A-FN	300000		18	ICOLD, http://revistas.unal.edu.co/index.php/dyna/article/view/49286/53773
279	3	USA	1959	Union Carbide, Green River, Utah	U				1A-OT	8400			ICOLD
280	3	Sudáfrica	1956	Grootvlei	Au	US			1A-SI				ICOLD
281	2	Perú	1956	Milpo			60		UU-EQ			Varios Muertos	Ingemmet, 1982
282	3	USA	1952	Sin identificar, Alfaria River, Florida, 2/52	P	WR	8		1A-SI				ICOLD
283	3	USA	1952	Sin identificar, Peace River, Florida, 3/52	P	WR	8		1A-SI				ICOLD
284	2	Perú	1952	Casapalca, Centromín			60		UU-EQ			Varios Muertos	Ingemmet, 1982
285	3	USA	1951	Sin identificar, Peace River, Florida 7/51	P	WR	30		1A-SE				ICOLD
286	3	USA	1951	Sin identificar, Peace River, Florida, 9/51	P	WR	6		1A-SE				ICOLD
287	3	USA	1951	Sin identificar, Peace River, Florida, 2/51	P	DS			1A-SE				ICOLD
288	1	Canadá	1948	Sullivan Mine, Kimberley, BC	Fe	US			1A-SI	1100000			ICOLD
289	2	USA	1947	Castle Dome, Arizona	Cu	US			1A-SE	150000	0.1		ICOLD
290	3	Canadá	1944	Hollinger	Au	US	15		1A-FN				ICOLD
291	3	Chile	1943	Tranque Antiguo Planta La Cocinera, IV Region	Cu	US/CL			1A-EQ				
292	3	Australia	1942	Captains Flat Dump 3	Cu				1A-U	40000			ICOLD

293	3	USA	1942	Kennecott, Utah, USA	Cu	US			1A-FN				ICOLD
294	3	USA	1941	Kennecott, Garfield, Utah	Cu	US			1A-SI				ICOLD
295	3	USA	1940	St. Joe Lead, Flat Missouri	Pb	US	15		1A-OT				ICOLD
296	3	Australia	1939	Captains Flat Dump 6A	Cu	US			1A-SI				ICOLD
297	1	México	1937	Los Cedros, Tlalpujahua, Michoacán, México	Au Ag	US			1B-ST	1900000-2900000	11	>300	Macias et al, 2015
298	3	Sudáfrica	1937	Simmer and Jack	Au	US			1A-SI				ICOLD
299	1	Chile	1928	El teniente, Barahona 1, Sewell, VI Region, Cachapoal	Cu Mo	US	65	20000000	1A-EQ	2800000		54	ICOLD,
300	3	Sudáfrica	1917	Sin identificar, South Africa	Au				1A-U				ICOLD
301	2	Chile	1915	Codelco, El teniente, Agua Dulce, Sewell, VI Region, Cachapoal	Cu		61		1A-OT	180000			Villavicencio,
302	4	Filipinas		Atlas Consolidated					1A-MS				
303	3	Irlanda		Avoca Mines	Cu	WR			1A-SI				
304	4	Canadá		Bancroft, Ontario	U				3U-U				ICOLD
305	4	USA		Blackbird, Idaho	Cobalt	CL	15	1230000	2B-ST				ICOLD
306	3	Australia		Captains Flat Dam 2	Cu	CL	22		2A-SI				ICOLD
307	3	Perú		Casapalca	Pb Zn	US	107		1A-ST				ICOLD
308	3	Perú		Casapalca	Pb Zn	US	107		1A-EQ				ICOLD
309	4	Canadá		Granisle, BC	Cu	DS	24		2A-SE				ICOLD
310	4	Rusia (Asia)		Irelyakh		WR	10		2A-ST				ICOLD
311	3	USA		Miami Copper, Arizona	Cu	US			2A-SE				ICOLD
312	4	USA		Missouri Lead, Missouri	Pb	DS	17		2A-ST				
313	3	USA		Southwest US		US			2A-SI				
314	3	Sin Identificar		Sin Identificar		US			1A-SI				ICOLD
315	3	Sin Identificar		Sin Identificar		WR			1A-ST				ICOLD
316	4	Sin Identificar		Sin Identificar		US			2A-ST				ICOLD

317	3	Sin Identificar		Sin Identificar		US			1A-SI				ICOLD
318	3	Sin Identificar		Sin Identificar		US			2A-SE				ICOLD
319	3	Sin Identificar		Sin Identificar		US			2A-SI				ICOLD
320	4	Sin Identificar		Sin Identificar	Au	WR	8		3U-U				ICOLD
321	4	Sin Identificar		Sin Identificar	Au	DS			3U-U				ICOLD
322	4	Sin Identificar		Sin Identificar		WR	24		2A-FN				ICOLD
323	3	Sudáfrica		Sin identificar, South Africa	Au	US			2A-FN				ICOLD
324	3	Sudáfrica		Sin Identificar	Au	US			2A-SE				ICOLD
325	3	Sudáfrica		Sin Identificar	Au	US			1A-SI				ICOLD
326	3	USA		Sin Identificar	Cu	US	60		2A-SI				ICOLD
327	3	USA		Sin Identificar	Mg	WR	6		2A-FN				ICOLD
328	3	UK		Sin Identificar			12		1A-U				ICOLD
329	3	UK		Sin Identificar	Coal	DS			2B-SI				ICOLD
330	3	USA		Arizona, Sin identificar	Cu	US	18		2A-SE				ICOLD
331	4	USA		Colorado, Sin identificar		WR			3U-U				ICOLD
332	3	USA		Indiana, Sin identificar	Coal				1B-OT				ICOLD
333	4	USA		Wyoming, Sin identificar	Trona	WR	24		3U-U				ICOLD
334	4	Canadá		BC, Sin identificar		DS			2A-SE				ICOLD
335	4	Canadá		BC, Sin identificar		DS	30		2A-SE				ICOLD
336	3	USA		Easter USA, Sin identificar	Coal		150		2A-SI				ICOLD
337	3	Brasil		Fernandinho, nr Belo Horizonte	Fe	US	40		1A-SI				ICOLD
338	3	Brasil		Forquilha	Fe				1A-OT				ICOLD