



**UNIVERSIDAD DE TALCA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL DE MINAS**

**EVALUACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN Y CAPACIDAD DE FLUJO  
DEL SISTEMA DE DRENAJE EN DEPÓSITO DE RELAVES  
MINA CHÉPICA**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL DE MINAS**

**JOAQUÍN DAVID DÍAZ ESPINOSA**

**PROFESOR GUÍA**

M. Sc. Mauricio Andrés Jara Ortiz

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN**

M. Sc Francisco Javier Rivas Saldaña

M. Sc Emilio José López Alfaro

**CURICÓ-CHILE**

**2019**

## CONSTANCIA

La Dirección del Sistema de Bibliotecas a través de su encargado Biblioteca Campus Curicó certifica que el autor del siguiente trabajo de titulación ha firmado su autorización para la reproducción en forma total o parcial e ilimitada del mismo.



Two circular official stamps and handwritten signatures in blue ink. The left stamp is from the 'DIRECCIÓN SISTEMA DE BIBLIOTECAS UNIVERSIDAD DE TALCA' and the right stamp is from the 'SISTEMA DE BIBLIOTECAS CAMPUS CURICO'.

Curicó, 2022

---

## RESUMEN

Debido a los grandes costos materiales y humanos que se incurre cuando se produce un accidente relacionado a los depósitos de relaves, se hace necesario pensar y realizar un diseño que asegure su estabilidad, tanto física como química en el largo plazo; la cual depende de muchos factores, como lo son el tipo de material de construcción y su compacidad, los taludes del muro, sollicitación y respuesta sísmica, dimensiones y construcción de un sistema de drenaje, entre otros. En función de lo anterior, en este proyecto se busca estudiar y evaluar el desempeño del sistema de drenaje perteneciente al depósito de relaves Mina Chépica ubicado en la región del Maule mediante un análisis de las infiltraciones en 2 dimensiones considerando que este depósito ha estado sometido a una depositación de relaves discontinua de los relaves durante la última década y una comparación con el plan de llenado propuesto en la etapa de diseño.

En el presente estudio se muestra un análisis de infiltraciones a fin de poder evaluar la distribución y capacidad de flujo del sistema de drenaje. El desarrollo del estudio considera una caracterización indirecta para las propiedades de los materiales de filtro y material drenante que componen el sistema de drenaje, mientras que para los suelos que componen la base del embalse se realiza una caracterización mediante ensayos *in situ* y en laboratorio. Los resultados obtenidos evidencian una distribución de los flujos de baja magnitud durante la operación histórica, con un nivel freático que se encuentra debajo del sistema de drenaje y por consiguiente debajo del embalse, producto de las altas pendientes naturales hacia aguas abajo y de los bajos contrastes de permeabilidad entre los materiales de relave y del suelo de fundación, ilustrando la diferencia existente entre lo planteado en diseño y la operación real. Se analizaron, además, distintas situaciones hipotéticas, como mostrar el desempeño del sistema de drenaje ante variaciones en su grado de colmatación o cómo se distribuyen los flujos al interior de la presa tras precipitaciones prolongadas; situaciones que dan cuenta de lo delicado que puede ser el equilibrio entre los distintos componentes del sistema del embalse.

---

## ABSTRACT

Due to huge human and material costs incurred when a tailings dam related accident happens, it's of utmost importance the making of a design that ensures the stability of said dams in the long term, chemically and physically, which depends on many factors, such as the construction material, slope angle of the dam's wall, the seismic response of the dam, an adequate design on its drainage system, etc. Therefore, this project aims to evaluate the performance of the Chépica tailings dam, pertaining to contractual mining society Paicaví, located in Maule, Chile, through a two-dimension infiltration analysis, considering a discontinuous deposit of tailings during the mines operations during the last decade, and comparing the results with the proposed deposition of tailings in the design stage.

In the present study, an infiltration analysis is showed in order to evaluate the flow's distribution and capacity of the drainage system. The study considers an indirect characterization for the properties of the draining material composing the drainage system, while for soils components of the tailing dam, the characterization is made upon laboratory and *in situ* tests. Results obtained from models and characterization of the system's materials and components show a low-magnitude flow distribution during historical operation, due to the step slopes existing toward downstream and the permeability contrast among the foundation and tailings materials, illustrating the difference between what was proposed in design and the historical operation. There were also as subject of study, many hypothetical situations, like showing the performance of the draining system varying its clogging degree, or how the flows are distributed inside the dam after prolonged rainfall; situations that leave in evidence the delicate balance between the many components of the dam's system.



---

## AGRADECIMIENTOS

Sea mezquindad, o tal vez ese ápice de orgullo que no deja apreciar una realidad que no pudo ser creada sin la intervención de una gran cantidad de personas, lo cierto es que se hace difícil el acto de agradecer, y más aún hacerlo a través de palabras que, a diferencia de las acciones, pueden ser interpretadas como carentes de intención o un mero acto de cordialidad. Aun así, se hará todo lo posible para agradecer a todas esas personas que hicieron de esta memoria una realidad, quizás no de forma directa, pero como piezas que ayudaron a construir un todo.

Como las piezas que forman los cimientos de mi persona, quisiera agradecer a mis padres por haber brindado la educación y valores que hoy en día me convierten en quien soy, a mis numerosos profesores de enseñanza básica y media, quienes me entregaron la formación necesaria para poder afrontar con confianza la vida universitaria, y a mis profesores de la Universidad de Talca, por haber brindado los conocimientos y herramientas que utilizaré un día no muy distante como profesional.

Agradecer también, a mis profesores guía Sr. Mauricio Jara y co-guía Sr. Francisco Rivas, ya que sin ellos y su apoyo esta memoria no hubiera sido posible. Por esto último agradecer también a la Sociedad Contractual Minera Paicaví por haber proporcionado información de vital importancia para la realización de este proyecto; al Sr. Emilio López por sumarse a esta aventura como profesor integrante; a la Srta. Cristina y al Sr. Cristian por haberme brindado de su tiempo y apoyo en los laboratorios de la escuela de Minas y de Obras Civiles de la Universidad de Talca; a la Universidad Andrés Bello y su laboratorio de Geotecnia que nos brindaron la oportunidad de utilizar sus equipos, y al Sr. Walter que nos ayudó con todo lo que necesitáramos allá.

Finalmente, agradecer a mis amigos y cercanos por estar siempre ahí, gracias por aportar, aunque sea con unas risas, gracias por apoyar en las salidas a terreno y en laboratorio haciendo los ensayos, gracias por haber compartido conmigo todos estos años, gracias.

## ÍNDICE GENERAL

<b>CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN</b> .....	1
1.1 Antecedentes y motivación.....	2
1.2 Descripción del problema.....	4
1.3 Solución propuesta.....	5
1.4 Objetivo general.....	6
1.5 Objetivos específicos.....	6
1.6. Alcance.....	7
1.7. Metodologías.....	7
1.7.1 Etapa de terreno y laboratorio.....	8
1.7.2 Etapa de modelamiento.....	8
<b>CAPÍTULO 2 : MARCO TEÓRICO</b> .....	9
2.1 Manejo y clasificación de depósitos de relaves.....	10
2.1.1 Manejo y clasificación en Chile.....	10
2.2 Sistema de drenaje en un depósito de relaves.....	11
2.2.1 Problemáticas e importancia de un mal diseño de un sistema de drenaje.....	12
2.2.2 Parámetros y estándares de diseño en un sistema de drenaje.....	13
2.3 Permeabilidad o conductividad hidráulica.....	20
2.3.1 Ensayos de laboratorio.....	22
2.3.2 Ensayos <i>in situ</i> .....	26
2.3.3 Expresiones empíricas.....	30
2.3.4 Curvas de conductividad hidráulica.....	33
<b>CAPÍTULO 3 : METODOLOGÍA</b> .....	36

---

3.1 Metodología.....	37
3.2 Ensayos y normativa.....	38
<b>CAPÍTULO 4 : ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>40</b>
4.1 Estudios existentes de las instalaciones de las obras.....	41
4.1.1 Hidrogeología .....	41
4.1.2 Geotecnia .....	41
4.1.3 Estratigrafía.....	42
4.1.4 Filtraciones .....	42
4.2 Ensayos realizados <i>in situ</i> .....	43
4.3 Resultados.....	44
4.3.1 Reconstrucción de actividades operacionales.....	52
4.3.2 Clasificación de suelos .....	44
4.3.3 Determinación de la permeabilidad de los materiales: .....	52
4.3.4 Sensibilidad hidráulica de la permeabilidad: .....	58
4.3.5 Determinación de la capacidad drenante .....	60
4.3.6 Modelamiento en <i>SEEP /W</i> .....	62
4.3.7 Análisis de infiltraciones según el estado operacional del sistema de drenaje....	80
4.3.8 Análisis de infiltraciones considerando precipitaciones.....	85
<b>CAPÍTULO 5 : CONCLUSIÓN.....</b>	<b>93</b>
REFERENCIAS .....	98
ANEXOS .....	100

---

**ÍNDICE DE FIGURAS**

Figura 1-1. Ubicación geográfica del embalse de relaves de Mina Chépica. Google Earth. .... 4

Figura 1-2. Embalse de relaves, vista aérea. Google Earth. .... 5

Figura 2-1. Embalse de relaves, elaboración propia. .... 11

Figura 2-2. Variación del nivel freático respecto a la incorporación de un dedo drenante con distintos niveles de adecuación (Blight, 2010). .... 14

Figura 2-3. Distintos tipos de dren. a) tubo de barro. b) dren francés. c) dren vertical. (Martínez, 2014). .... 14

Figura 2-4. Ejemplo de diámetros efectivos (Universidad de Memphis, sf). .... 17

Figura 2-5. Dren con geotextil. 1) geotextil. 2) material basal, (construblogspain, 2014). .... 20

Figura 2-6. K para 5 tipos de relaves de oro en Witwatersrand en función de la profundidad (Blight, 2010). .... 21

Figura 2-7. Ejemplo de cómo se calcula la permeabilidad en ensayos de carga constante (Blight, 2010). .... 22

Figura 2-8. Permeámetro para realizar prueba a carga constante y variable. .... 23

Figura 2-9. Ejemplo de cómo se calcula la permeabilidad en ensayos de carga variable (Blight, 2010). .... 24

Figura 2-10 Método de la raíz cuadrada basada en (Taylor, 1948). .... 26

Figura 2-11. Consolidación como una función de la profundidad y del factor de tiempo. .... 26

Figura 2-12. Diferentes tipos de pruebas a carga constante y su factor de forma asociado. (Blight, 2010). .... 27

Figura 2-13. Ensayo de infiltración directa en área circular realizado en muro de embalse de relaves Chépica. 1) material de relaves. 2) suelo del muro del embalse, elaboración propia. .... 28

Figura 2-14. Ensayo Porchet realizado en muro de embalse de relaves Chépica, elaboración propia. .... 30

Figura 2-15 Gráfica de permeabilidades para una porosidad determinada, elaboración propia. .... 33

Figura 3-1. Metodología utilizada para el desarrollo de esta memoria. .... 38

Figura 4-1. Estratos presentes en la zona de emplazamiento del embalse de relaves, Modificado de Rivas (2015). .... 42

Figura 4-2. Ubicación de ensayos realizados en la zona de emplazamiento del embalse de relaves. .... 43

Figura 4-3. Fotografía actual del depósito de relaves de Chépica, autoría propia. .... 44

Figura 4-4. Embalse de relaves durante su primera etapa. .... 45

Figura 4-5. Embalse de relaves bajo operación de Polar Star Mining Chile Ltda. .... 46

Figura 4-6. Embalse de relaves al final de su 1ra etapa, antes del levantamiento del muro para la etapa 2. .... 47

Figura 4-7. Embalse de relaves después del levantamiento del muro para la etapa 2. .... 47

Figura 4-8. Cambio de empresas durante periodo de operación histórica, elaboración propia. .... 51

Figura 4-9. Gráfica de deformación vs tiempo para el ensayo Edométrico realizado en material del muro del embalse. .... 56

Figura 4-10. Ubicación de perfiles del embalse a analizar en la etapa de modelamiento (diseño 2018). .... 63

Figura 4-11. Vista en planta de la distribución de los drenes en su etapa 1 y 2. .... 64

Figura 4-12. Perfil central del embalse de relave según operación para el año 2018. .... 65

Figura 4-13. Perfil N°2 completo del embalse de relave según operación para el año 2018. .... 65

Figura 4-14. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2009 según operación histórica. ....	66
Figura 4-15. Carga total y trayectoria del nivel freático para para el año 2010 según operación histórica. ....	66
Figura 4-16. Carga total y trayectoria del nivel freático para para el año 2011 según operación histórica. ....	67
Figura 4-17. Carga total y trayectoria del nivel freático para para el año 2012 según operación histórica. ....	67
Figura 4-18. Carga total y trayectoria del nivel freático para para el año 2013 según operación histórica. ....	68
Figura 4-19. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2014 según operación histórica. ....	68
Figura 4-20. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2015 según operación histórica. ....	69
Figura 4-21. Carga total y trayectoria del nivel freático para para el año 2016 según operación histórica. ....	69
Figura 4-22. Carga total y trayectoria del nivel freático para los años 2017- 2018 según operación histórica. ....	70
Figura 4-23. Perfil 1 del embalse de relave según diseño para el año 2018. ....	71
Figura 4-24. Perfil 2 del embalse de relave según diseño para el año 2018. ....	71
Figura 4-25. Perfil 3 del embalse de relave según diseño para el año 2018. ....	72
Figura 4-26. Perfil N°1 completo del embalse de relave según operación para el año 2018.....	72
Figura 4-27. Perfil N°2 completo del embalse de relave según operación para el año 2018.....	72
Figura 4-28. Perfil N°3 completo del embalse de relave según operación para el año 2018.....	72
Figura 4-29. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2009 de diseño. ....	73
Figura 4-30. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2010. ....	74
Figura 4-31. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2010. ....	74
Figura 4-32. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2011. ....	75
Figura 4-33. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2012. ....	75
Figura 4-34. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2013. ....	76
Figura 4-35. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2013. ....	76
Figura 4-36. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2014. ....	77
Figura 4-37. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2015. ....	77
Figura 4-38. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2016. ....	78
Figura 4-39. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2017-2018. ....	78
Figura 4-40. Alza en el n.f. al pie del talud aguas abajo producto de la colmatación del dren, elaboración propia. .....	83
Figura 4-41. Eje central del sis. de drenaje perfil N°2 a distintos grados de colmatación respecto a su porosidad para el año 2018. ....	85
Figura 4-42. Embalse Chépica después de precipitaciones en junio, 2019, elaboración propia.....	86
Figura 4-43. Perfil N°1 año 2018 operacional, en el instante que el caudal es aplicado. ....	86
Figura 4-44. Diferencia de caudales del perfil N°1 año 2018 sin precipitaciones (1) y en el instante 0 de haber aplicado las precipitaciones (2). ....	87
Figura 4-45. Caudales del perfil N°1 año 2018 luego de 12 horas de precipitación continua (3) y 12 horas posteriores al cese de precipitaciones (4).....	87
Figura 4-46. Perfil N° 2 año 2018 operacional, en el instante que el caudal es aplicado. ....	88

---

Figura 4-47. Diferencia de caudales del perfil N°2 año 2018 sin precipitaciones (1) y en el instante 0 de haber aplicado las precipitaciones (2). .....	88
Figura 4-48. Caudales del perfil N°2 año 2018 luego de 12 horas de precipitación continua (3) y 12 horas posteriores al cese de precipitaciones (4).....	88
Figura 4-49. Perfil N°3 año 2018 operacional, en el instante que el caudal es aplicado. ....	89
Figura 4-50. Diferencia de caudales del perfil N°3 año 2018 sin precipitaciones (1) y en el instante 0 de haber aplicado las precipitaciones (2). .....	89
Figura 4-51. Caudales del perfil N°3 año 2018 luego de 12 horas de precipitación continua (3) y 12 horas posteriores al cese de precipitaciones (4).....	89
Figura 4-52. Diferencia de presiones de poros del perfil N°1 año 2018 sin precipitaciones (1) y en el instante 0 de haber aplicado las precipitaciones (2). .....	90
Figura 4-53. Diferencia de presiones de poros del perfil N°1 año 2018 luego de 12 horas de precipitación continua (3) y 12 horas posteriores al cese de precipitaciones (4). ....	91
Figura 4-54. Diferencia de presiones de poros del perfil N°2 año 2018 sin precipitaciones (1) y en el instante 0 de haber aplicado las precipitaciones (2). .....	91
Figura 4-55. Diferencia de presiones de poros del perfil N°2 año 2018 luego de 12 horas de precipitación continua (3) y 12 horas posteriores al cese de precipitaciones (4). ....	91
Figura 4-56. Diferencia de presiones de poros del perfil N°3 año 2018 sin precipitaciones (1) y en el instante 0 de haber aplicado las precipitaciones (2). .....	92
Figura 4-57. Diferencia de presiones de poros del perfil N°3 año 2018 luego de 12 horas de precipitación continua (3) y 12 horas posteriores al cese de precipitaciones (4). ....	92

---

**ÍNDICE DE TABLAS**

Tabla 4-1. Volúmenes y tonelajes de relaves durante el periodo de operación. ....	47
Tabla 4-2 Volúmenes y tonelajes de relaves según diseño. ....	48
Tabla 4-3. Clasificación de suelos según U.S.C.S. ....	52
Tabla 4-4. Resumen de permeabilidades in situ obtenidas - Muro. ....	53
Tabla 4-5. Resumen de permeabilidades in situ obtenidas – Suelo de fundación. ....	53
Tabla 4-6. Ensayo de permeabilidad a carga constante para material de relaves P3. ....	53
Tabla 4-7. Ensayo de permeabilidad a carga constante para material de relave P1. ....	54
Tabla 4-8. Ensayo de permeabilidad a carga constante para material de fundación. ....	54
Tabla 4-9. Ensayo de permeabilidad a carga constante para material de muro del embalse. ....	54
Tabla 4-10. Valores de permeabilidad para el lecho rocoso de la zona de emplazamiento del embalse. ....	55
Tabla 4-11. Determinación de la permeabilidad a partir de ensayos de consolidación a densidades in situ. ....	56
Tabla 4-12. Resumen de caracterización de los materiales del sistema. ....	57
Tabla 4-13 Diámetros propuestos para materiales de filtro y drenantes. ....	60
Tabla 4-14. Estimación indirecta de $d_{10}$ a partir de las permeabilidades esperadas. ....	60
Tabla 4-15. Cálculo de caudales utilizando $d_{10}$ como radio hidráulico medio. ....	61
Tabla 4-16. Área necesaria para un factor de seguridad 10. ....	61
Tabla 4-17. Condiciones de borde para modelos según operación histórica. ....	65
Tabla 4-18. Condiciones de borde para modelos según diseño. ....	73
Tabla 4-19. Resumen de los flujos encontrados en el sistema del embalse durante las precipitaciones. ....	90
Tabla A-1. Prueba de Infiltración directa, para puntos 6 y 5. ....	100
Tabla A-2. Prueba de infiltración directa, para puntos 8, 9 y 10. ....	100
Tabla A-3. Prueba de Infiltración directa, para puntos 13, 14 y 15. ....	101
Tabla A-4. Prueba de Infiltración directa con carga variable, para puntos 5, 6 y 7. ....	102
Tabla A-5. Prueba de Infiltración directa con carga variable, para puntos 8, 9 y 10. ....	103
Tabla A-6. Prueba de Infiltración directa con carga variable, para puntos 13, 14 y 15. ....	104
Tabla A-7. Resumen de permeabilidades obtenidas mediante Infiltración directa, y perm. promedio. ....	105
Tabla A-8. Prueba de infiltración Porchet, para puntos 5, 6 y 7. ....	106
Tabla A-9. Prueba de infiltración Porchet, para puntos 8 y 10. ....	106
Tabla A-10. Prueba de infiltración Porchet, para punto 13. ....	107
Tabla A-11. Resumen de permeabilidades obtenidas mediante Ensayo Porchet, y permeabilidades promedio. .	107
Tabla A-12. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 5. ....	108
Tabla A-13. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 6. ....	108
Tabla A-14. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 7. ....	109
Tabla A-15. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 9. ....	109
Tabla A-16. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 11. ....	110

---

Tabla A-17. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 12. ....	110
Tabla A-18. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 13. ....	111
Tabla A-19. Resumen de densidades para cada material. ....	111
Tabla A-20. Curva granulométrica obtenida para material de relave, punto 1. ....	112
Tabla A-21. Curva granulométrica obtenida para material de relave, punto 2. ....	112
Tabla A-22. Curva granulométrica obtenida para material de relave, punto 3. ....	113
Tabla A-23. Curva granulométrica obtenida para material de relave, punto 4. ....	113
Tabla A-24. Curva granulométrica obtenida para material de muro, punto 5. ....	114
Tabla A-25. Curva granulométrica obtenida para material de muro, punto 6. ....	114
Tabla A-26. Curva granulométrica obtenida para material de muro, punto 8. ....	115
Tabla A-27. Curva granulométrica obtenida para material de suelo de fundación, punto 11. ....	115
Tabla A-28. Curva granulométrica obtenida para material de suelo de fundación, punto 12. ....	116
Tabla A-29. Curva granulométrica obtenida para material de suelo de fundación, punto 15. ....	116
Tabla A-30. Límites de Atterberg obtenidos del material de suelo de fundación. ....	117
Tabla A-31. Límites de Atterberg obtenidos del material del coronamiento del muro del embalse de relaves. ....	117
Tabla A-32. Límites de Atterberg obtenidos del material del muro inferior del embalse de relaves. ....	118

## ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 4-1. Comparación de volumen de cubeta de relaves vs tiempo, elaboración propia. ....	49
Gráfica 4-2. Elevación vs tiempo –Diseño y Operación histórica, elaboración propia. ....	50
Gráfica 4-3 resumen de permeabilidades obtenidas en permeámetro de pared rígida. ....	55
Gráfica 4-4. Resumen de permeabilidades obtenidas para los distintos materiales. ....	57
Gráfica 4-5. Conductividad Hidráulica en función del diámetro efectivo; con porosidades de 0,2 a 0,4. ....	59
Gráfica 4-6. Gráfica doble logarítmica y ecuación general para el cálculo de la permeabilidad hidráulica. ....	59
Gráfica 4-7. Conductividad Hidráulica en función de la porosidad; para distintos tamaños de diámetro efectivo. ....	59
Gráfica 4-8. Curva de retención de agua volumétrica para los distintos materiales que componen el embalse. Adaptada de Musso y Suazo (2018), ....	62
Gráfica 4-9. Nodos conver. a lo largo de cada iteración en el modelo del perfil N° 3 de operación, año 2018. ....	79
Gráfica 4-10. Convergencia de las funciones de permeabilidad para los distintos materiales en el perfil N° 3 de operación, año 2018. ....	80
Gráfica 4-11. Permeabilidad en función de la porosidad para distintos tamaños de diámetro efectivo. ....	81
Gráfica 4-12. Disminución de la porosidad y la permeabilidad en función del grado de colmatación del sistema de drenaje. ....	82
Gráfica 4-13. Gráf. logarítmica de aumento en el caudal no drenado en un sistema de drenaje con distintos FS. ....	82
Gráfica 4-14. Aumento de la altura del nivel freático (H N.F.) en el talud aguas abajo. ....	84



# CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN

*En el presente capítulo se presentará las principales temáticas que motivan esta memoria, junto con sus objetivos y alcances, así como los antecedentes y metodologías que servirán para su implementación.*

## 1.1 Antecedentes y motivación

El sector minero intenta minimizar los riesgos que sus obras traen tanto a las personas como al medio ambiente. Los riesgos podrían estar asociados a errores en el diseño, problemáticas en la caracterización de materiales, operación inadecuada o simplemente desconocimiento del funcionamiento futuro de la estructura, estos se pueden ver traducidos en pérdidas de vidas humanas y/o daños al ecosistema e infraestructura, incurriendo además en grandes costos monetarios de reparación.

Debido a lo anterior, a la hora de diseñar y ejecutar la construcción de un depósito de relaves en una faena minera, es de suma importancia determinar luego de un análisis detallado, qué tipo de depósito se desarrollará y cuáles son las propiedades intrínsecas de cada uno de los métodos de construcción permitidos y recomendados en nuestro país, a modo de identificar la idoneidad de sus elementos con respecto a la zona de emplazamiento del depósito y geografía local. Por ejemplo, el desempeño de cierto método de construcción varía en un país de baja actividad sísmica en relación con un país como Chile, que es uno de los más sísmicos del mundo. Para ilustrar el punto anterior, el método de construcción “Aguas Arriba” (*Upstream method*) está prohibido en Chile debido a su potencial inestabilidad frente a eventos sísmicos; y recientemente se ha prohibido en Brasil después de repetidos incidentes con este método de construcción los cuales no fueron de naturaleza sísmica, como el caso de la rotura de una presa de la minera de Samarco en 2015, que es quizás el mayor desastre ambiental que involucre al sector minero en el mundo, dejando 19 muertos y una enorme contaminación ambiental; también se encuentra la ruptura de una represa en la ciudad de Brumadinho en 2019 la cual dejó un saldo de más de 300 personas entre muertos y desaparecidos.

En este contexto, para garantizar que la estabilidad del depósito de relaves no se vea afectada por problemas causados por un alza en la presión de poros al interior del muro, como la tubificación, una de las tareas principales y previas es garantizar un sistema de drenaje óptimo para extraer los flujos de infiltración que se han estimado (considerando condiciones de diseño y eventuales) fuera de la presa del depósito, a modo de mantener el nivel freático al interior de la presa (muro) lo más bajo posible y por consiguiente la presión de poros asociada, además de

controlar condiciones de infiltración que pudiesen ocasionar erosión en esta zona. Debido a que la ubicación de los elementos del sistema de drenaje es predecesora a la construcción de la presa, no es una tarea sencilla realizar la mantención y reparación de estos en el caso de presentar un mal funcionamiento, por lo que es necesario un buen diseño que requiere de la integración de disciplinas como geotecnia, hidráulica e hidrología para poder estimar en buena forma la demanda de flujo sobre estos drenes. Un mal comportamiento de un sistema de drenaje en un depósito de relaves puede generar un aumento del nivel freático al interior del muro, lo que a su vez puede conllevar decremento de su estabilidad física y un eventual colapso de este, con resultados potencialmente fatales.

Por un lado, los drenes son diseñados en función del potencial flujo que circula por estos, y que en conjunto con el método de Wilkins (1955) que se utiliza para el estudio de flujos con comportamiento no darciano (flujo turbulento), permiten diseñar la sección geométrica necesaria para cada uno de los elementos del sistema. Además de lo anterior, como el material que compone el dren es poroso y libre de matriz fina (característica que maximiza el transporte de agua), para prevenir una contaminación de estos debida a la migración de material fino desde el suelo natural o desde la presa, el diseño debe considerar la utilización de materiales tipo filtros que permitan el paso del agua proveniente de los relaves al dren pero que sirvan de barrera contra las partículas finas, lo anterior asociado a evitar que se produzcan cambios en la granulometría del dren y un potencial estancamiento del flujo que circula por este. Finalmente, asegurar un buen diseño de los drenes ayuda a reducir la posibilidad de que el depósito de relaves represe agua en su interior y eleve su nivel freático lo que puede conllevar como se mencionó anteriormente, que este falle producto de una disminución en su estabilidad física, teniendo complicaciones graves tanto de operación como irreparables daños al medioambiente, infraestructura y comunidades cercanas.

Por otro lado, existen numerosos sistemas de drenaje cuya implementación depende de las necesidades y circunstancias de cada depósito. Bajo una presa se pueden encontrar drenes transversales o longitudinales, zanjas, drenes tipo chimenea, drenes tipo dedos drenantes (*draining fingers*), entre otros. En el caso del depósito de relaves a analizar en esta memoria, los dedos drenantes son el sistema de drenaje más cercano para describir el dren implementado.

---

## 1.2 Desafío

En función a lo anterior, en esta memoria se analiza la distribución y capacidad del sistema de drenaje del embalse de relave Chépica el cual actualmente pertenece a Minera Paicaví S.A. La zona de emplazamiento del proyecto corresponde a la región del Maule, específicamente en la provincia de Talca, comuna de Pencahue, Chile. El proyecto en si se encuentra localizado en el curso de la quebrada La Hoyada que desemboca aguas abajo en el Estero Los Puercos, en los terrenos aledaños a las minas Chépica primera y Santa Elena, ambas en la cuesta Chépica, en las proximidades de los cruces de las carreteras K60 y K540. La distancia entre el tranque de relaves Chépica y las localidades de Pencahue y Talca es de unos 7 km y 22km respectivamente, medidos en línea recta a una altitud aproximada de 100 m s.n.m.



Figura 1-1. Ubicación geográfica del embalse de relaves de Mina Chépica. Google Earth.

Este embalse fue construido el año 2003 bajo la normativa vigente de esa época correspondiente al Decreto N° 86 del año 1970, el cual, entre otras cosas, exige la implementación de un sistema de drenaje y que como mínimo, se adjunten las dimensiones del sistema a implementar. En la figura 1-2 se muestra una vista en planta del embalse y sus alrededores.



Figura 1-2. Embalse de relaves, vista aérea. Google Earth.

El análisis se realiza sobre el sistema de drenajes construido con el fin de determinar cómo se distribuyen los flujos en dicho sistema y la influencia que puede tener en el nivel freático del muro principal del embalse de relaves, lo que indica el desempeño del sistema de drenaje en general.

### 1.3 Solución propuesta

Como se mencionó sucintamente en los puntos anteriores, se busca realizar un análisis de las infiltraciones del embalse de relaves Chépica, a través de un modelamiento en el *software SEEP /W* de la suite Geostudio 2012. Dicho análisis entregará como resultado la distribución de los potenciales flujos al interior y bajo del embalse, permitiendo conocer entre otras cosas como estos interactúan con el sistema de drenaje, si los caudales son más bajos de lo esperado o si el nivel freático al interior del muro es elevado o no.

#### 1.4 Objetivo general

- Evaluar el desempeño del sistema de drenajes construido bajo la presa de relaves del proyecto minero Chépica, a través de un análisis de infiltraciones en dos dimensiones, considerando sensibilidad en la conductividad hidráulica de los materiales que componen el sistema y depositación de relaves histórica.

#### 1.5 Objetivos específicos

- Establecer la depositación discontinua de relaves dada por la operación histórica de la mina a través de la información recopilada, con el fin de identificar el orden de magnitud de las infiltraciones internas del depósito de relaves y dar comparativa con el diseño existente;
- Evaluar las características geotécnicas de los distintos componentes del embalse de relave (suelo de fundación, muro, cubeta de relaves, impermeabilización aguas arriba y materiales que componen el drenaje) mediante métodos directos *in situ* y en laboratorio;
- Identificar y establecer los potenciales flujos sobre los elementos del sistema de drenaje, tanto para una condición de diseño como eventual, a fin de estimar las secciones geométricas necesarias para poder dar evacuación a estos flujos;
- Evaluar el dimensionamiento real de los drenes respecto a lo especificado en el diseño, la cantidad de flujo y tipo de materiales drenantes y de filtro utilizados según la normativa y recomendaciones de la ICOLD (*International Commission on Large Dams*), y
- Realizar un análisis de sensibilidad en el desempeño del sistema de drenaje con respecto a la conductividad hidráulica estimada para los materiales que componen el drenaje, a fin de establecer potenciales debilidades o atributos del actual diseño.

## 1.6. Alcance

El alcance de este proyecto de memoria es analizar la distribución y desempeño de los drenes del sistema de drenaje ya existentes del embalse de relaves de la minera Chépica, considerando su diseño hidráulico y propiedades geotécnicas, además de antecedentes históricos de la mina, los cuales dan cuenta de una depositación discontinua de los relaves a través del tiempo que debe ser considerada para poder establecer el orden de magnitud de los flujos de operación. El estudio abarcará la operación del depósito desde los años 2007 a 2017 y los volúmenes de relave se obtendrán a partir de datos de producción existentes en dicho periodo.

Respecto a los parámetros utilizados para modelar el embalse de relaves, estos se obtendrán mediante estudios previamente hechos, y por medio de métodos directos e indirectos, valga decir ensayos *in situ* y en laboratorio, así como fórmulas empíricas. Específicamente, el modelamiento del embalse de relaves se realizará a través del *software SEEP /W*, el cual está limitado a un análisis en 2 dimensiones (2D). Los resultados están ligados a los fundamentos teóricos detrás de la herramienta computacional nombrada, mostradas en el Manual de usuario “*Seepage Modeling with SEEP /W*”.

## 1.7. Metodologías

Para la elaboración de esta memoria, se utilizaron varios artículos que ayudaron a describir la problemática planteada de la forma más clara posible. Los datos utilizados para el análisis de dicha problemática contienen información provista y respaldada a través de estudios de años anteriores e información obtenida a través de ensayos *in situ* y pruebas de laboratorio, que se realizaron durante el transcurso de esta memoria.

Entre los antecedentes utilizados se encuentran artículos de la ICOLD, los que sirvieron para identificar los parámetros que se recomienda debiesen tener los materiales del dren y filtros del sistema de drenaje; así como relaciones indirectas que ayudaron a estimar la geometría del dren de la Mina Chépica de acuerdo con un caudal esperado del que se habla en el apartado de

filtraciones en el capítulo 4. Acorde a las actividades a realizar, en la metodología se pueden identificar 2 etapas principales, de las cuales se habla a continuación.

#### 1.7.1 Etapa de terreno y laboratorio

En terreno y laboratorio se ejecutaron múltiples ensayos y pruebas a modo de caracterizar los materiales para la posterior etapa de modelamiento dentro de los cuales se pueden encontrar:

- Ensayos de cono de arena
- Ensayos de infiltración *in situ*
- Ensayos de infiltración en laboratorio
- Clasificación de suelos
- Determinación de límites de Atterberg

Para revisar estos ensayos en más detalles, refiérase al capítulo 3.

#### 1.7.2 Etapa de modelamiento

Para el análisis de la problemática se utilizó el *software SEEP /W*, el cual está limitado a 2 dimensiones. *SEEP /W* en sí, es un modelo numérico que puede simular matemáticamente el proceso físico real de agua fluyendo a través de un medio particulado. El *software* modela a través de elementos finitos. Los elementos son discretizados a partir de mallas cuyos nodos unen los distintos elementos cercanos. Cada nodo cuenta con la ecuación de elementos finitos a usar y los elementos vecinos proveen las características de los materiales utilizados en dicha ecuación.

Por otro lado, en relación con parámetros necesarios para alimentar el modelo geotécnico y que no lograron ser estimados a través de ensayos de laboratorio o *in situ*, se utilizaron valores encontrados en la literatura o a través de métodos indirectos.



# CAPÍTULO 2 : MARCO TEÓRICO

*En este capítulo se describirá toda ecuación, metodología y fundamento teórico necesario para poder desarrollar la memoria de la forma esperada.*

## 2.1 Manejo y clasificación de depósitos de relaves.

Debido a las distintas condiciones geotécnicas, geológicas y sísmicas que existen en cada país, existen varias normativas respecto a que métodos de construcción de depósitos de relave se permiten y como estos deben ser monitoreados de manera constante.

### 2.1.1 Manejo y clasificación en Chile

En Chile, el manejo de relaves está pauteado bajo la “Guía técnica de operación y control de depósitos de relaves” (Ramirez, 2007) y regulado en el D.S N°248. En la guía se mencionan los tipos de descarga de relaves, así como los tipos de relaves permitidos por la legislación chilena. Por último, se hacen recomendaciones respecto a la operación y control de los depósitos de relaves enfocadas a los pequeños productores mineros.

Los depósitos de relaves se pueden clasificar de distintas maneras según el tipo de material con el que se construyen y según el método de construcción empleado (SERNAGEOMIN, 2018).

Según el material con el que se construyen se pueden identificar 5 tipos principales:

- Tranques de relaves
- Embalses de relaves
- Depósitos de relaves espesados
- Depósitos de relaves filtrados
- Depósitos de relaves en pasta

Además, existen 3 tipos de construcción convencionales los cuales son:

- Aguas Arribas
- Aguas Abajo
- Mixtos o de Eje Central.

El método de construcción de aguas arriba no está permitido en Chile desde el año 1970 por el D.S N°86 y continua así en la normativa vigente.

Embalse de relaves

Es el tipo de depósito cuyo muro de contención se construye en su totalidad con material de empréstito, generalmente de zonas aledañas y cuenta con una capa impermeabilizante en su talud interno. En la figura 2-1 se pueden observar las etapas de construcción de los embalses de relaves.

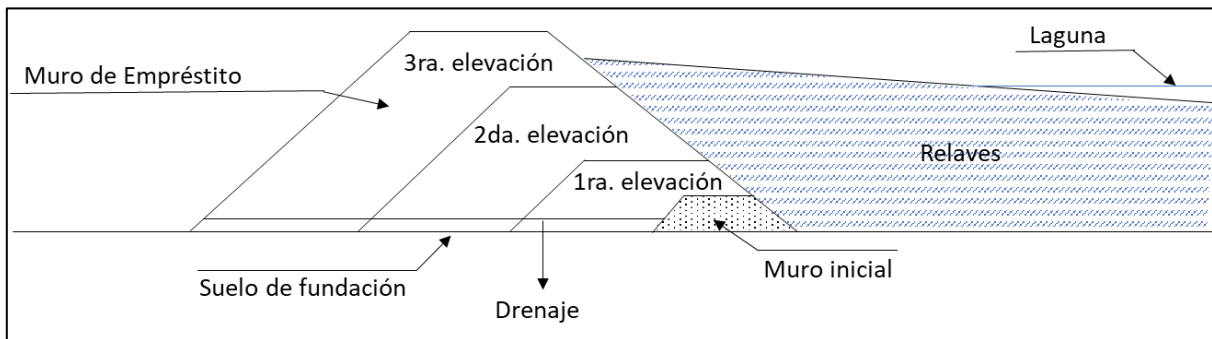


Figura 2-1. Embalse de relaves, elaboración propia.

Este tipo de depósito se implementa cuando se cuenta con material aledaño a la zona de emplazamiento con una granulometría adecuada para la construcción del muro y es una buena alternativa en la pequeña y mediana minería, en caso de existir limitaciones económicas o de distancia que no les permita contar con un sistema de hidrociclones para construir un tranque de relaves. Como se ha mencionado durante el capítulo 1, el depósito a analizar en esta memoria es un embalse de relaves que pertenece actualmente a la Sociedad Contractual Minera Paicaví, y se encuentra en el sector de la pequeña minería, lo que refuerza lo planteado sobre este tipo de construcciones.

2.2 Sistema de drenaje en un depósito de relaves

Dependiendo del material con el que se construya el muro del depósito de relaves, se esperan distintos grados de infiltraciones, las cuales deben ser liberadas a través de elementos de drenaje con el fin de mantener el nivel freático en niveles que no comprometan la integridad del depósito. Si la infiltración es un problema potencial, contramedidas como filtros, drenes y

taludes más recostados, introducidas en la etapa de diseño pueden reducir cualquier riesgo a un mínimo (Stephens, 2010).

### 2.2.1 Problemáticas e importancia de un mal diseño de un sistema de drenaje.

Los potenciales problemas que pueden ocurrir en un sistema de drenaje pueden deberse tanto a falencias en el planeamiento y diseño de este como en su construcción y etapa de operación. Entre dichas problemáticas podemos distinguir las siguientes:

#### Deficiencias en el planeamiento y diseño

- Mala elección en la granulometría de los materiales de filtro, transición o drenaje, o en la estructura y dimensionamiento de los drenes
- Mala ubicación del sistema de drenaje

#### Deficiencias en la construcción y operación

- Segregación de los materiales que componen el sistema de drenaje debido al método de vertimiento (cargador, camión, etc.)
- Cambio en la granulometría de los materiales drenantes debido a exposición innecesaria al aire libre en drenes construidos que aún no se utilizan
- El flujo de salida excede la capacidad del diseño del sistema
- Cambio en las propiedades químicas de los relaves depositados que dañan los materiales que actúan como filtro y posteriormente los de los drenes

Es de suma importancia, además, la porosidad del material del cual están hechos los drenes. La importancia del diseño del depósito de relave es tal, que de los depósitos importantes construidos en Chile desde 1965 en el sector de la gran y mediana minería, todos han rendido satisfactoriamente excepto el depósito Pérez Caldera N°2 (1978) y Piuquenes N°1(1970) que tuvieron accidentes menores, el de Piuquenes teniendo relación con el sistema de drenaje del embalse (Valenzuela, 2016).

## 2.2.2 Parámetros y estándares de diseño en un sistema de drenaje

### 2.2.2.1 Diseño hidráulico

Uno de los principios de diseño más usados para obtener el área transversal del dren, es a partir del flujo a través de material enrocado el cual considera un flujo con comportamiento no darciano (turbulento) a través de un medio poroso. Wilkins derivó una fórmula empírica para calcular la velocidad en flujo turbulento (Wilkins, 1955) la cual consiste en:

$$V = W \times m^{0,5} \times i^{0,54} \quad [1]$$

donde:

$V$  = velocidad en  $\frac{m}{s}$

$W$  = constante empírica de Wilkins; 5,24 para roca angular gruesa

$i$  = gradiente hidráulico (pendiente del dren)

$m$  = radio hidráulico promedio

A partir de lo anterior y conociendo el caudal que circula se puede obtener el área transversal del dren con la fórmula:

$$Q = A \times V \quad [2]$$

donde:

$Q$  = caudal en  $\frac{m^3}{s}$

$V$  = velocidad en  $\frac{m}{s}$

$A$  = Área transversal en  $m^2$

En la figura 2-4 se ilustra como cambia el nivel freático al interior de una presa al colocar un dren al pie del talud, y que tan efectivo es en la evacuación de las infiltraciones en el muro; esto último depende de las dimensiones del dren, de acuerdo con lo indicado en la sección anterior y de las propiedades de los materiales drenantes y filtrantes, de los que se hablará a continuación.

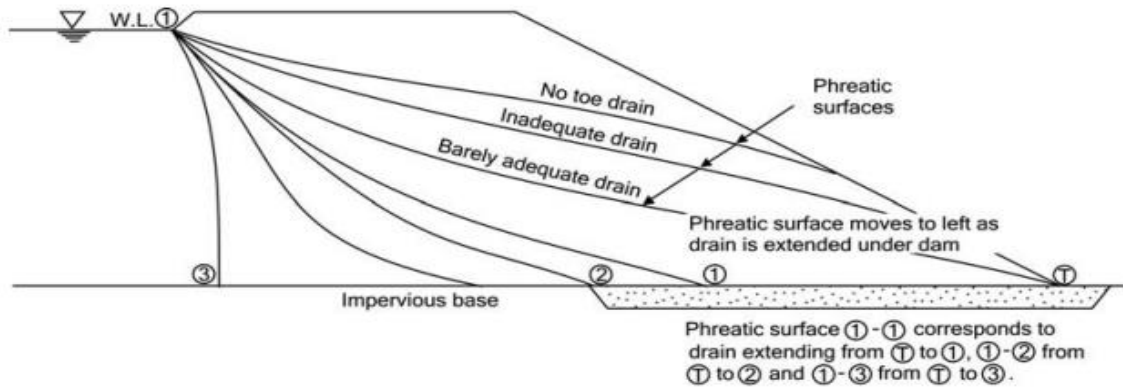


Figura 2-2. Variación del nivel freático respecto a la incorporación de un dedo drenante con distintos niveles de adecuación (Blight, 2010).

### 2.2.2.2 Materiales Usados en Drenes

Para poder cumplir su función, los materiales usados en los drenes debieran ser normalmente entre 20 a 50 veces más permeables que el suelo drenado. Los drenes deben estar rodeados por material de filtro y una capacidad de drenaje mayor puede ser provista si se requiere, instalando tuberías perforadas o ranuradas (ICOLD, 1994). Algunos tipos comunes de drenes se muestran en la figura 2-5.

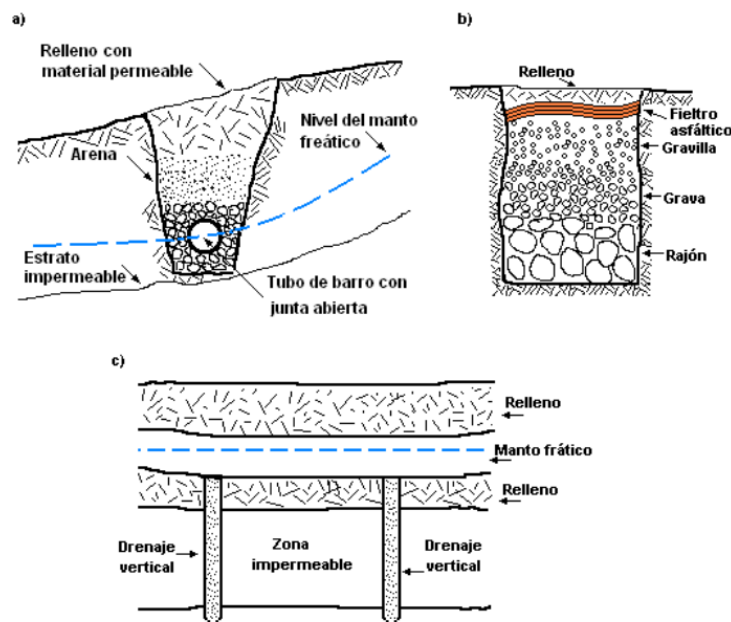


Figura 2-3. Distintos tipos de dren. a) tubo de barro. b) dren francés. c) dren vertical. (Martínez, 2014).

### 2.2.2.3 Materiales para filtro

La función principal de los filtros es retener las partículas de un suelo que está siendo drenado mientras se permite el paso de agua desde ese suelo hacia una zona de grano más grueso. De acuerdo con lo anterior, los filtros se ubican en:

- Entre dos tipos de suelo en contacto que tienen una diferencia en la distribución del tamaño de partícula, que cause que partículas de un suelo puedan migrar hacia el otro.
- Entre suelo graduado fino que deba ser drenado y los materiales gruesos de drenaje libre que componen los drenes.
- En la interfaz entre relleno fino y una base muy permeable donde el flujo de infiltración longitudinal puede erosionar partículas del relleno fino. También aplica cuando el relleno es grueso y la base permeable es fina.

El diseño de los filtros debe considerar: las propiedades del suelo a ser drenado y protegido de la erosión, la descarga que se espera que fluya y las técnicas disponibles para construir el filtro con el fin de que este pueda funcionar sin riesgo de falla. Se pueden encontrar filtros de materiales granulares o artificiales tales como geotextiles. En ambos casos un diseño adecuado es indispensable para su correcto funcionamiento y que puedan proteger suelos tanto cohesivos como no cohesivos. A continuación, se mencionarán una serie de criterios que la ICOLD recomienda tener en cuenta a la hora de seleccionar los materiales a usar como filtro.

#### a) Filtros de materiales granulares para suelos no cohesivos

A modo de impedir el traspaso de partículas de suelo entre las zonas, el filtro debería consistir en 2 o más capas si es que una no es suficiente para cumplir los requerimientos.

Las capas deben ser colocadas de manera consecutiva, aumentando el tamaño de partículas y vacíos de una capa a la otra en la dirección del flujo de filtración.

Cuando los filtros están protegiendo un suelo no cohesivo como arenas de relaves, la ICOLD (1996) recomienda el uso de los siguientes criterios empíricos para la relación de suelo-filtro:

a)  $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5$  (Terzaghi & Peck, 1948)

b)  $\frac{D_{50}}{d_{50}} < 25$  (Waterways experiment station, 1941, 1948)

c)  $\frac{D_{15}}{d_{15}} < 20$  (Waterways experiment station, 1941, 1948)

donde:

D: diámetro de partícula del material protector (filtro)

d: diámetro de partícula del material a proteger (suelo)

Los subíndices “15”, “25”, y “20” indican el porcentaje por peso de material con un diámetro menor al del subíndice. Es necesario considerar además como recomendación que los materiales de filtro deben ser autoestables o prácticamente auto estables internamente, es decir que las partículas del material no deben migrar dentro de este mismo, ya que si lo hicieran perderían las partículas finas debido a filtraciones y vibraciones. Un material prácticamente auto estable es un suelo en el cual hasta un 5% de las partículas pueden ser desplazadas sin disturbar el esqueleto del suelo y que pueden mantener su granulometría uniforme por un periodo de al menos de 8 años.

Un criterio para la estabilidad del material de filtro referenciado por (Blight, 2010) es:

$$\frac{D_{85}}{D_{15}} < 5$$

donde:

D: diámetro de partícula del material protector (filtro)

Lo que asegura que las partículas finas del filtro no migrarán en la dirección de las infiltraciones, por lo que migraran hacia la siguiente capa más gruesa o bloquearan los poros en su capa de origen.



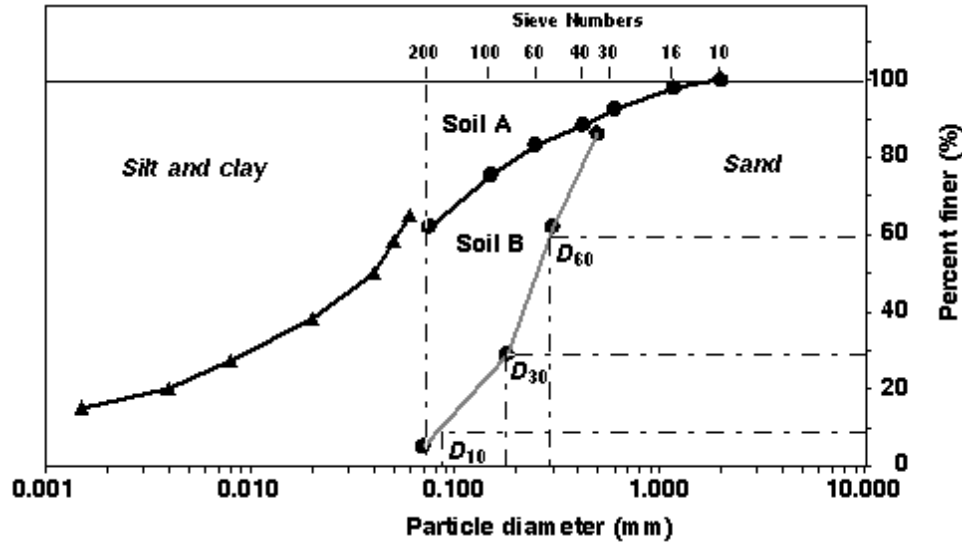


Figura 2-4. Ejemplo de diámetros efectivos (Universidad de Memphis, sf).

Los criterios mencionados poseen ciertos factores de seguridad, y por esta razón pueden ser recomendados para el diseño de materiales de filtro para proteger relaves no cohesivos.

Respecto a la permeabilidad, los filtros por lo general son más permeables que los suelos a ser protegidos, ya que tienen partículas más gruesas y por lo tanto sirven de transición entre suelos a ser drenados y los drenes. El siguiente criterio es usado en un intento por definir el incremento de permeabilidad requerido entre el suelo y el filtro:

$$\frac{D_{15}^{min}}{d_{15}^{min}} > 4 \text{ a } 5$$

Según este criterio (Terzaghi & Peck, 1948) esta razón no debería ser menor a 4 y otros expertos han propuesto que no debería ser menor a 5. Esto indica que la permeabilidad del filtro debería ser aproximadamente 25 veces más grande que la del material drenado. Este requerimiento no es obligatorio, pero es necesario entender que el dren debe ser mucho más permeable que el material drenado para drenarlo eficientemente.

También se debe evitar la segregación de materiales de filtro durante el transporte, colocación y esparcimiento del material ya que cambia la distribución del tamaño de partícula en zonas aisladas y en contacto con el suelo a proteger, cambiando a su vez las condiciones de los criterios de razón de tamaño de partícula en el contacto y la auto estabilidad del filtro. Esto se puede prevenir o reducir a límites seguros usando materiales de filtro con coeficientes de uniformidad

reducidos ( $C_u < 20$ ) (aunque esto depende del material natural disponible localmente). También se puede reducir transportando y esparciendo el material a contenidos de humedad de 5% y asegurándose de no botarlo desde alturas muy altas, ya que depositar el material desde un cargador o un camión casi siempre produce segregación.

En orden de garantizar la eficiencia de filtros granulares, estos deben tener cierto espesor el cual está ligado al diámetro de las partículas del material. El espesor también depende de los métodos de esparcimiento, los equipos utilizados y si la colocación es realizada en un plano inclinado u horizontal. Además, el espesor del filtro debe tomar en cuenta desplazamientos esperados por asentamientos y consolidación del suelo debido a su peso y actividad sísmica.

Respecto a la densidad y compactación de los materiales de filtro, de forma empírica se asume que los filtros están compactados a la misma densidad que la requerida para la construcción de zonas de grava y arena en terraplenes. Materiales granulares no compactados (suelos) son mucho más susceptibles a sufrir erosión interna y tubificación además de posible atascamiento en comparación a materiales compactados.

Los filtros deben ser no cohesivos, ya que de otra manera pueden desarrollarse grietas en el terraplén y propagarse a través del filtro. Si el material del filtro es no cohesivo cerrará la grieta por colapso cuando el agua llene la grieta.

#### b) Filtros de materiales granulares para suelos cohesivos

Si los criterios aplicados a suelos no cohesivos se aplicaran en suelos cohesivos estos serían muy conservadores. El criterio de tubificación puede incrementar con el incremento en la proporción de partículas finas o con el incremento en el índice de plasticidad  $I_p$ . En este caso no hay reglas geométricas válidas, estas no pueden ser revisadas porque la cohesión retiene las partículas arcillosas. La arcilla es auto estable, sus partículas no migran, pero son suavizadas y escurren en la interfaz del filtro.

El primer criterio de tubificación de arcilla limosa con índice de plasticidad  $I_p$  desde 6 a 15 y de arcilla con  $I_p > 15$  podría ser:

$$\begin{array}{ll} \text{Para } 6 < I_p < 15 & \frac{D_{15}}{d_{85}} < 10 \text{ a } 15 \\ \text{Para } I_p > 15 & \frac{D_{15}}{d_{85}} < 10 \text{ a } 25 \end{array}$$

Las relaciones del segundo y tercer criterio  $\left(\frac{D_{50}}{d_{50}}, \frac{D_{15}}{d_{15}}\right)$  pueden ser mucho mayores a 25.

Una categoría especial de suelos son los llamados suelos aparentemente cohesivos que pueden ser clasificados como dispersivos. Un completo colapso de la cohesión puede ser posible si su estructura es perturbada. El criterio concerniendo cohesión no puede ser aplicado a ellos y una gran variedad de relaves finos pertenece a esta categoría.

### c) Fábricas de filtro sintéticas

Materiales tales como geotextiles son considerados como alternativas válidas en comparación con filtros granulares pudiendo describir las siguientes características:

- tienen una duración finita, por lo que eventualmente deberán ser reemplazados limitando así el lugar donde estos pueden ser usados
- son materiales delgados, pequeños en espesor
- son extensibles hasta cierto punto, lo cual los hace ideales para depósitos de relave con deformaciones considerables, o son capaces de recibir fuerzas tensionales dependiendo del tipo y material
- son homogéneos y consistentes en propiedades o calidad, ya que son productos sintéticos
- son convenientes para la operación en pendientes elevadas
- son económicos

Además, es importante considerar un diseño racional ya que las propiedades de filtración aún están sujetas a discusión. Respecto a la estabilidad mecánica química y biológica a largo plazo de los geotextiles, el material de este debe ser durable y resistente a los químicos usados en las

operaciones. Por otro lado, la susceptibilidad de estos a daño por frío y calor deben ser especialmente considerados (ICOLD, 1994). Debido a estas razones, se debería tomar especial precaución si es que se usa geotextiles en zonas donde no puedan ser reemplazados, particularmente si es que su función es vital para la estabilidad de una presa o depósito.

En la actualidad, independiente de la colocación de los materiales, es una práctica común el envolver la zanja en geotextiles ya que son de bajo costo y protegen al material drenante.



Figura 2-5. Dren con geotextil. 1) geotextil. 2) material basal, (construblogspain, 2014).

### 2.3 Permeabilidad o conductividad hidráulica.

Se entiende como permeabilidad o conductividad hidráulica a la capacidad que tiene un suelo de permitir al agua pasar a través de él; y el valor del coeficiente de permeabilidad  $k$ , se usa para medir la resistencia al paso del flujo por parte del suelo (Whitlow, 1995). Este valor es afectado por varios parámetros como, por ejemplo:

- La porosidad del suelo
- La distribución de tamaños de partículas
- La forma y orientación de partículas del suelo
- El grado de saturación o presencia de aire (succión)
- La viscosidad del agua, la cual varía con la temperatura

El coeficiente de permeabilidad  $k$  se cuantifica comúnmente en cm/s o m/s y mientras más grande sea, mayor se considera su conductividad hidráulica. Este coeficiente tiene componentes horizontales y verticales y dentro de un mismo material varía en función de la profundidad. En la figura 2-6 se muestran valores de permeabilidad para distintos tipos de relaves de oro en Witwatersrand que ilustran sus componentes horizontales y verticales a distinta profundidad.

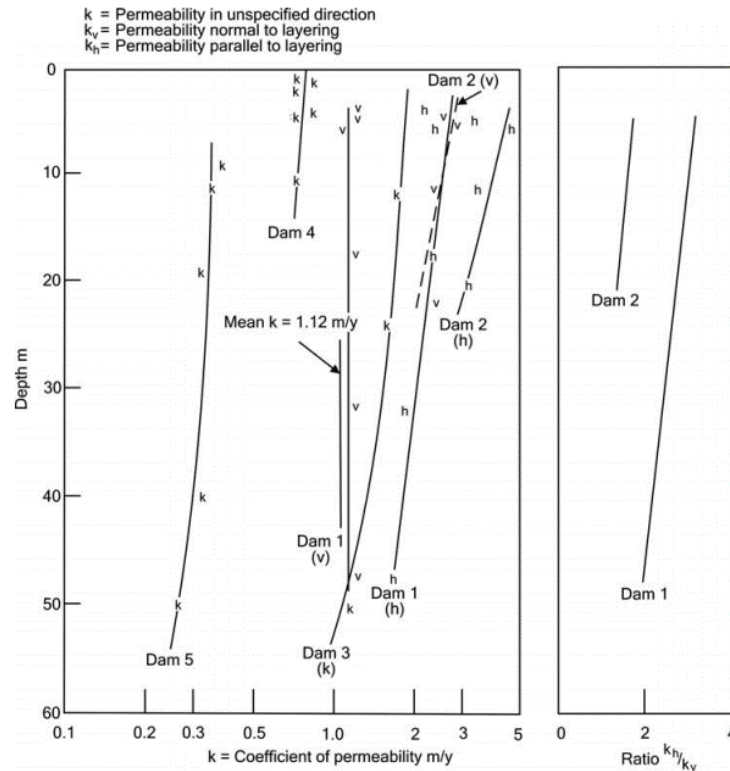


Figura 2-6.  $K$  para 5 tipos de relaves de oro en Witwatersrand en función de la profundidad (Blight, 2010).

La permeabilidad del suelo se puede obtener tanto por métodos directos como indirectos, con sus respectivas limitaciones. Entre los métodos directos se puede estimar la permeabilidad a través de ensayos de laboratorio como ensayos *in situ*, mientras que en los métodos indirectos encontrar expresiones o relaciones empíricas que ayuden a obtener la permeabilidad.

Entre los métodos de laboratorio estándar se pueden encontrar:

- Prueba de carga constante
- Prueba de carga variable

2.3.1 Ensayos de laboratorio

a) Prueba de Carga Constante:

Se realiza primeramente para suelos de grano grueso, ya que en los de grano fino las tasas de flujo son muy pequeñas (Das, 2001) por lo que la metodología de la prueba de carga constante no se adecua a estos. A causa de lo anterior, dependiendo de que norma o guía se utilice (comúnmente las ASTM de categoría D) se limita el diámetro efectivo y la cantidad de finos de la muestra.

Como bien lo dice el nombre, la prueba de carga constante se realiza suministrando agua y manteniendo la diferencia de carga entre la entrada y salida del flujo constante en el tiempo; un ejemplo de cómo se calcula la permeabilidad en esta prueba está dado en la figura 2-7. Basado en la fórmula:

$$k \left( \frac{cm}{seg} \right) = \frac{Q \times L}{A \times h \times t} \quad [3]$$

Que nace de la relación entre el caudal y la velocidad de Darcy siendo:

Q: volumen total de agua recolectada (cm<sup>3</sup>)

t: tiempo en el que fue recolectada (s)

A: área transversal de la muestra de suelo (cm<sup>2</sup>)

l: largo del espécimen (cm)

h: la diferencia de carga en altura (cm)

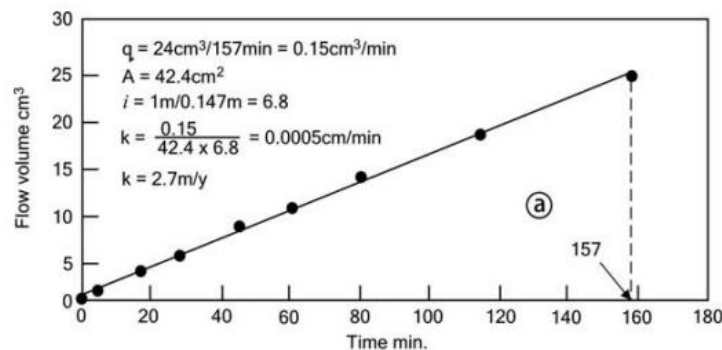


Figura 2-7. Ejemplo de cómo se calcula la permeabilidad en ensayos de carga constante (Blight, 2010).

b) Prueba de Carga Variable:

En este tipo de prueba, se registra la diferencia de carga existente en  $t=0$  y se registra el tiempo ( $t_2$ ) que corresponda a una diferencia de carga  $h_2$  producida después de hacer fluir el agua por la muestra.

En esta prueba se obtiene  $k$  de la siguiente ecuación:

$$k = 2,303 \times \frac{a \times L}{A \times t} \times \log_{10} \frac{h_1}{h_2} \quad [4]$$

donde:

a: área transversal de la bureta ( $\text{cm}^2$ )



Figura 2-8. Permeómetro para realizar prueba a carga constante y variable.

En la figura 2-9 se muestra un ejemplo del cálculo de la permeabilidad en un ensayo a carga variable:

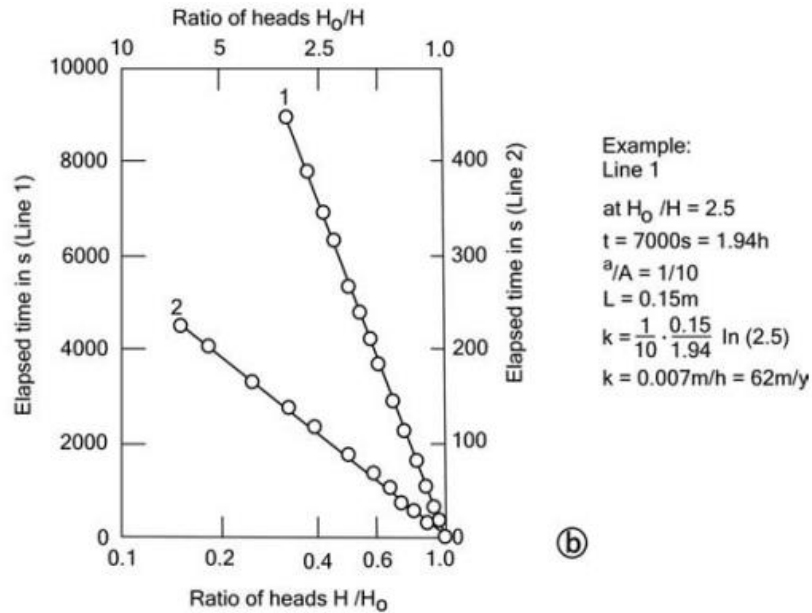


Figura 2-9. Ejemplo de cómo se calcula la permeabilidad en ensayos de carga variable (Blight, 2010).

c) Ensayo de Consolidación:

Como dice el nombre, este ensayo permite en primera instancia simular de forma controlada la consolidación del material *in situ*, entregando información valiosa del material. A partir de esta información se puede obtener de forma indirecta la permeabilidad del material de la siguiente forma:

$$k = C_v \times \gamma_w \times m_v \quad [5]$$

donde:

$k$  = coeficiente de permeabilidad en  $\frac{m}{s}$

$C_v$  = Coeficiente de consolidación

$m_v$  = Modulo de deformacion volumétrico.

$\gamma_w$  = Peso específico del agua en  $\frac{kN}{m^3}$ .



Para la obtención de  $C_v$  se utiliza:

$$C_v = \frac{T_v \times H^2}{t_{90}} \quad [6]$$

donde:

$t_{90}$  = Tiempo en el que se disipa la presión de poros al 90%.

$T_v$  = Factor de tiempo para  $U = 90\%$

$H$  = Altura inicial de la muestra.

El cálculo del módulo de deformación volumétrico se realiza utilizando la ecuación:

$$m_v = \frac{\Delta h}{\sigma' \times h} \quad [7]$$

donde:

$\Delta h$  = diferencia de altura de la muestra en sus respectivas cargas.

$\sigma'$  = carga efectiva aplicada en ese intervalo.

$h$  = altura inicial de la muestra en un intervalo de carga dado.

Para la obtención del  $t_{90}$  se utiliza el método gráfico de la raíz cuadrada del tiempo (Taylor, 1948) que consiste en graficar las deformaciones medidas en las ordenadas y el tiempo en el que estas ocurren en las abscisas.

Para encontrar el  $t_{90}$  se grafican las deformaciones en una escala de la raíz del tiempo y además una gráfica con una distancia 1,15 veces mayor en las abscisas, la intersección en el eje x de esta última gráfica con la de deformaciones vs el tiempo entrega el  $t_{90}$ , como se aprecia en la figura 2-10:

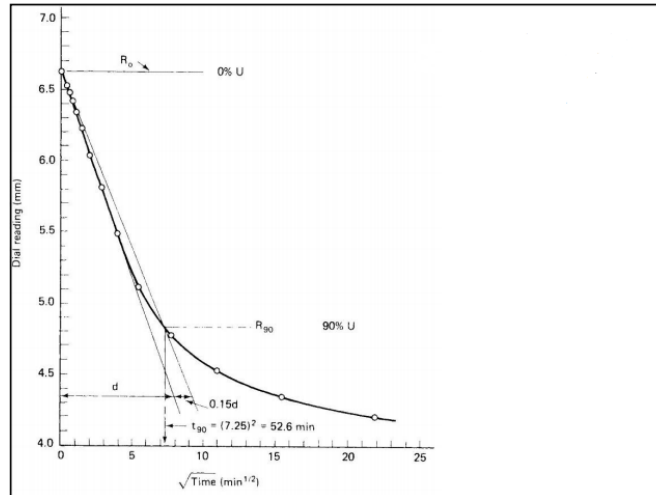


Figura 2-10 Método de la raíz cuadrada basada en (Taylor, 1948).

Y el factor de tiempo  $T_v$  asociado a ese  $t_{90}$  Puede ser obtenido en lo expuesto en la figura 2-11 (Taylor, 1948):

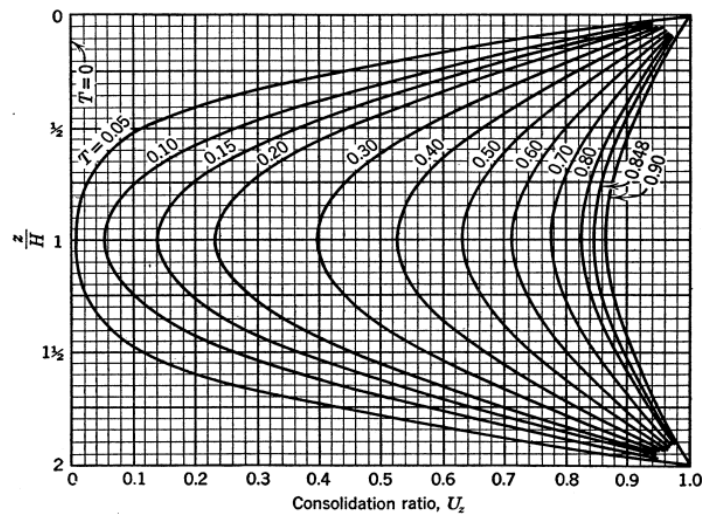


Figura 2-11. Consolidación como una función de la profundidad y del factor de tiempo.

### 2.3.2 Ensayos *in situ*

Para obtener la permeabilidad en ensayos *in situ* se pueden identificar 2 grupos principales, que se diferencian en si se alimenta agua al suelo a medir, o se extrae de este. El primero se puede realizar sobre o bajo el nivel freático mientras que el segundo debe ser ejecutado

interceptándolo. Como en la ingeniería de relaves mineros el interés recae usualmente en medir la permeabilidad de suelos cercanos a la superficie, es muy poco común que se empleen métodos en los que se necesite extraer agua (Blight, 2010).

Para el desarrollo de esta memoria se utilizaron 2 métodos para calcular la permeabilidad de los distintos materiales del sistema, los cuales se detallan a continuación:

Infiltración sobre área circular

Este ensayo consiste en permitir el paso del fluido a través de una perforación vertical realizada en el suelo de forma preliminar, y se puede realizar mediante carga constante o variable siendo la principal diferencia que en el primero, lo que se mide para determinar el coeficiente de permeabilidad es la tasa de infiltración cuando esta se vuelve constante, mientras que en el ensayo a carga variable se mide la diferencia de altura de la columna de agua en un determinado periodo de tiempo.

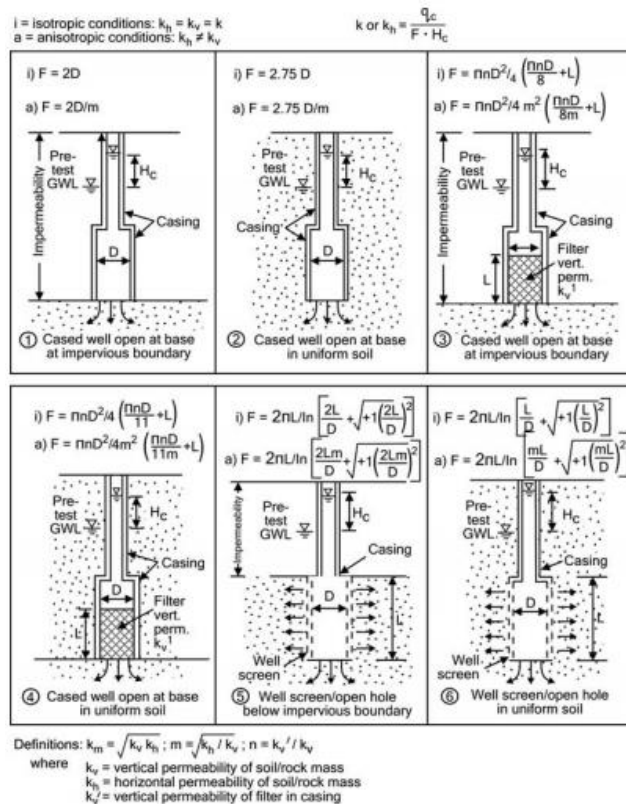


Figura 2-12. Diferentes tipos de pruebas a carga constante y su factor de forma asociado. (Blight, 2010).

En esta memoria se realizó un ensayo con una metodología similar al slug test, que presenta una gran similitud con la prueba número 6 de la figura 2-12, con la diferencia que en este caso no se intercepta el nivel freático con la excavación, y se hicieron mediciones tanto a carga constante como variable. Un nombre apropiado para este ensayo sería infiltración directa en área circular.

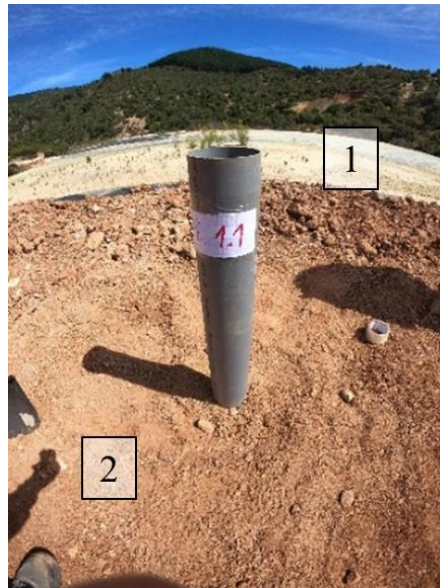


Figura 2-13. Ensayo de infiltración directa en área circular realizado en muro de embalse de relaves Chépica. 1) material de relaves. 2) suelo del muro del embalse, elaboración propia.

Las fórmulas utilizadas para calcular la permeabilidad a partir de las tasas de infiltración fueron:

Carga constante

$$k = \frac{Q}{F \times H} \quad [8]$$

donde:

Q = tasa de infiltración ( $m^3/s$ )

H = altura del nivel freático(m)

F = factor de forma (m)

$$F = 0,336 \frac{\log \left( \frac{l + l^2 + D^2}{l} \right)}{h}$$

donde:

$l$  = largo de infiltración (m)

$d$  = diámetro de la superficie de infiltración (m)

$h$  = altura total(m)

Carga variable:

$$k = \frac{2\pi r}{11(t_2 - t_1)} \times \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad [9]$$

donde:

$r$  = radio de la superficie de infiltración (m)

$h$  = altura del nivel freático (h)

$t$  = tiempo de medicion (s)

Estas fórmulas siempre tienen una estructura similar tanto para carga constante como carga variable como se puede apreciar en la figura 2-12, diferenciándose entre otras debido a factores como si existe intersección con el nivel freático, o si se controla de algún modo las infiltraciones horizontales y/o verticales a través de un filtro o pantalla protectora.

### Ensayo Porchet

Este ensayo consiste en realizar una excavación cilíndrica o cúbica, a la cual se le suministra una cantidad de agua hasta cierta altura  $h$ . Posteriormente se miden las variaciones de altura producidas en un determinado periodo de tiempo al fin de calcular las infiltraciones producidas.



Figura 2-14. Ensayo Porchet realizado en muro de embalse de relaves Chépica, elaboración propia.

A continuación, se calcula la permeabilidad a partir de la siguiente expresión:

$$k = \frac{R}{2(t_2 - t_1)} \times \ln\left(\frac{2h_1 + R}{2h_2 + R}\right) \quad [10]$$

donde:

r = radio equivalente de la superficie de infiltración (m)

h = altura del nivel freático (h)

t = tiempo de medición (s)

### 2.3.3 Expresiones empíricas

Para obtener el coeficiente de permeabilidad de forma indirecta, existen diferentes fórmulas empíricas postuladas a través de los años, las cuales estiman la conductividad hidráulica en función de distintos parámetros, como la porosidad, índice de vacío o diámetro efectivo de las partículas.

Además, cada una de estas relaciones tienen ciertos rangos en los cuales sus estimaciones son fiables, algunas se adecuan a materiales finos mientras que otras sirven para estimar la permeabilidad en arenas o materiales gruesos. Ejemplos de fórmulas empíricas para arenas y gravas son:

Hazen

$$k = C \times d_{10}^2 \quad [11]$$

donde:

k = coeficiente de permeabilidad en  $\frac{m}{s}$

$\eta$  = porosidad

C = coeficiente que depende del suelo, entre 0 y 150. Típicamente se utiliza 100 que es el caso en esta memoria

$d_{10}$  = diámetro efectivo (por el cual pasa el 10% del material) en mm.

Terzaghi

$$k = C_1 \times d_{10}^2 \times (0,7 + 0,03 \times t) \quad [12]$$

$$C_1 = C_0 \times \left( \frac{\eta - 0,13}{\sqrt[3]{1 - \eta}} \right)^2$$

donde:

k = coeficiente de permeabilidad en  $\frac{m}{s}$

$\eta$  = porosidad

$C_0$  = coeficiente que depende del suelo *entre*  $6,1 \times 10^{-3}$  y  $10,7 \times 10^{-3}$ . En esta memoria se utilizó un valor de  $10 \times 10^{-3}$

$d_{10}$  = diámetro efectivo (por el cual pasa el 10% del material) en mm.

t = temperatura en C°

Kozeni-Carman

$$k = 8,3 \times 10^{-3} \times \left[ \frac{\eta^3}{(1-\eta)^2} \right] \times d_{10}^2 \quad [13]$$

donde:

k = coeficiente de permeabilidad en  $\frac{m}{s}$

$\eta$  = porosidad

$d_{10}$  = diámetro efectivo (por el cual pasa el 10% del material) en mm.

Slitcher:

$$k = 10^{-2} \times \eta^{3,287} \times d_{10}^2 \quad [14]$$

donde:

$k$  = coeficiente de permeabilidad en  $\frac{m}{s}$

$\eta$  = porosidad

$d_{10}$  = diámetro efectivo (por el cual pasa el 10% del material) en mm.

Zamarin:

$$k = 8,64 \times 10^{-3} \times C \times \frac{\eta^3}{(1-\eta)^2} \times d_{10}^2 \quad [15]$$

donde:

$k$  = coeficiente de permeabilidad en  $\frac{m}{s}$

$C = (1,275 - 1,5 \times \eta)^2$

$\eta$  = porosidad

$d_{10}$  = diámetro efectivo (por el cual pasa el 10% del material) en mm.

Como estas fórmulas dependen tanto del diámetro efectivo como de la porosidad, se puede ilustrar gráficamente como cambia el coeficiente de permeabilidad según aumenta el diámetro efectivo en una porosidad determinada.

Al graficar varias de estas fórmulas en el mismo grafico se puede encontrar una línea de tendencia que represente la variación del coeficiente de permeabilidad como en la siguiente figura:



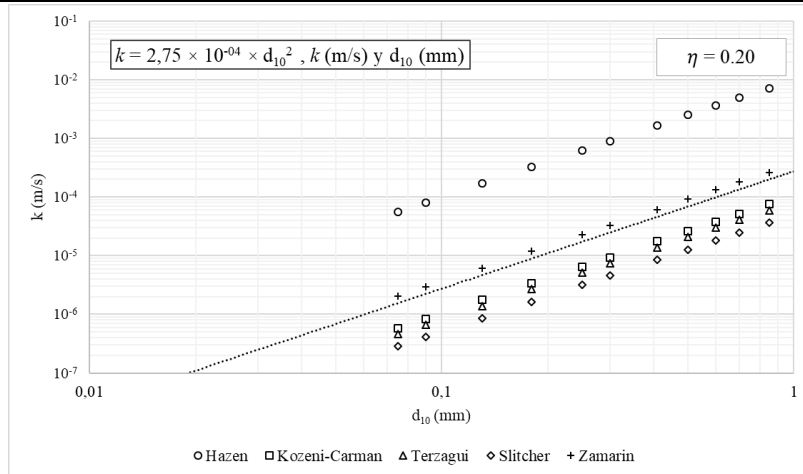


Figura 2-15 Gráfica de permeabilidades para una porosidad determinada, elaboración propia.

Al obtener múltiples líneas de tendencias representativas para varias porosidades, se puede modelar una ecuación que permita encontrar un coeficiente de permeabilidad para una porosidad y un diámetro efectivo conocido.

### 2.3.2 Influencia de $k$ en los Depósitos de Relaves

Dependiendo del método de construcción y el material empleado la medida en que  $k$  afecta al depósito de relave también cambia; por ejemplo, los métodos de aguas abajo y eje central son diseñados para prevenir o al menos limitar la saturación del cuerpo arenoso de la parte inferior en la base del muro (donde además debe haber una red de drenes para prevenir que el nivel freático exceda el estipulado en el diseño) por lo que un diseño adecuado de este tipo de depósitos requiere que la permeabilidad del material del muro exceda la de los relaves depositados o las lamas en contacto con el muro al menos de 2 a 3 veces (Valenzuela, 2016).

### 2.3.4 Curvas de conductividad hidráulica.

En un material que se encuentra en estado saturado/parcialmente saturado, la permeabilidad cambia a medida que se desarrollan succiones matriciales (diferencia entre presión de aire y presión de poros), siendo la permeabilidad máxima la correspondiente a un estado de saturación total. La forma en que varía dicha permeabilidad se relaciona con las curvas de retención de agua del material correspondiente que cuentan con un contenido volumétrico de agua ( $m^3/m^3$ )

máximo equivalente a la porosidad, el cual va disminuyendo hasta alcanzar cercanos valores a 0 (ya que en condiciones naturales los suelos nunca estarán completamente secos). Por lo tanto, para la determinación de las curvas de retención de agua es necesario calcular la porosidad del material, lo cual se puede hacer a partir de la siguiente formula:

$$\eta = \frac{e}{1 + e} \quad [16]$$

donde:

$\eta$  = porosidad (adimensional)

$e$  = índice de vacio(adimensional) y;

$$e = S \times \omega \times G_s \quad [17]$$

donde:

$S$  =grado de saturación (en este caso se asume un estado de saturación total por lo que  $S=1$ )

$\omega$  = humedad asociada al grado de saturación (%)

$G_s$  = gravedad especifica

La densidad de la partícula del suelo, también conocida como gravedad especifica  $G_s$  se puede obtener de un sencillo ensayo de laboratorio el cual consiste en colocar una muestra determinada de suelo en un matraz con agua, y quitando el aire con una bomba de vacío, finalmente calculando  $G_s$  con la siguiente expresión:

$$G_s = \rho_w \times \frac{W_s - W_a}{(W_s - W_a) - W_{sw} - W_w} \quad [18]$$

donde:

$\rho_w$  = peso específico del agua

$W_s$  = peso de sólido (gr) en el matraz

$W_a$  = peso del aire (gr) en el matraz

$W_{sw}$  = peso de sólido más agua llenando el matraz

$W_w$  = peso del agua llenando el matraz

# CAPÍTULO 3 : METODOLOGÍA

*En este capítulo se plantearán las metodologías implementadas en las distintas etapas de la confección de la memoria y las normas.*

### 3.1 Metodología

Para evaluar la distribución y la capacidad de flujo del sistema de drenaje del depósito de relaves Mina Chépica, se han identificado 3 aristas necesarias de desarrollar con anterioridad.

a) La primera hace referencia al manejo de relaves realizado en Mina Chépica, el cual permite conocer la geometría de diseño del depósito de relaves construido, y su operación de diseño e histórica; que entrega las condiciones de borde hidráulicas necesarias para realizar un análisis volumétrico que refleje las diferencias causadas por la depositación de relaves discontinua a través de los años. Finalmente, a partir de estos datos realizar análisis de infiltración y evaluar el desempeño del sistema de drenaje y que hubiera pasado si hubiera estado funcionando a capacidad de diseño.

Para poder reconstruir la operación histórica de la mina se consultó a un ex funcionario de la faena minera en conjunto con información de las producciones de mineral y estéril durante la última década. En el caso de la operación según diseño, se utilizó información de las curvas de producción de relaves encontrada en los antecedentes del proyecto disponibles.

b) La segunda arista corresponde a evaluar si el sistema de drenaje del embalse Chépica logra evacuar satisfactoriamente los flujos, desde el punto de vista geométrico (Wilkins, 1955) y el uso de materiales para filtro recomendados por la ICOLD. Para poder caracterizar el material drenante se utilizaron ecuaciones empíricas para la determinación de su conductividad hidráulica las que fueron mencionadas en 2.3.3.

c) La última arista consiste en que, conociendo la influencia del coeficiente de permeabilidad sobre el comportamiento y desempeño del embalse y los elementos del sistema de drenaje, se hace necesario un análisis de sensibilidad de la permeabilidad sobre los resultados de ensayos *in situ* y de laboratorio.

A continuación, se puede encontrar un diagrama de flujo en el que se muestra la metodología planteada previamente:

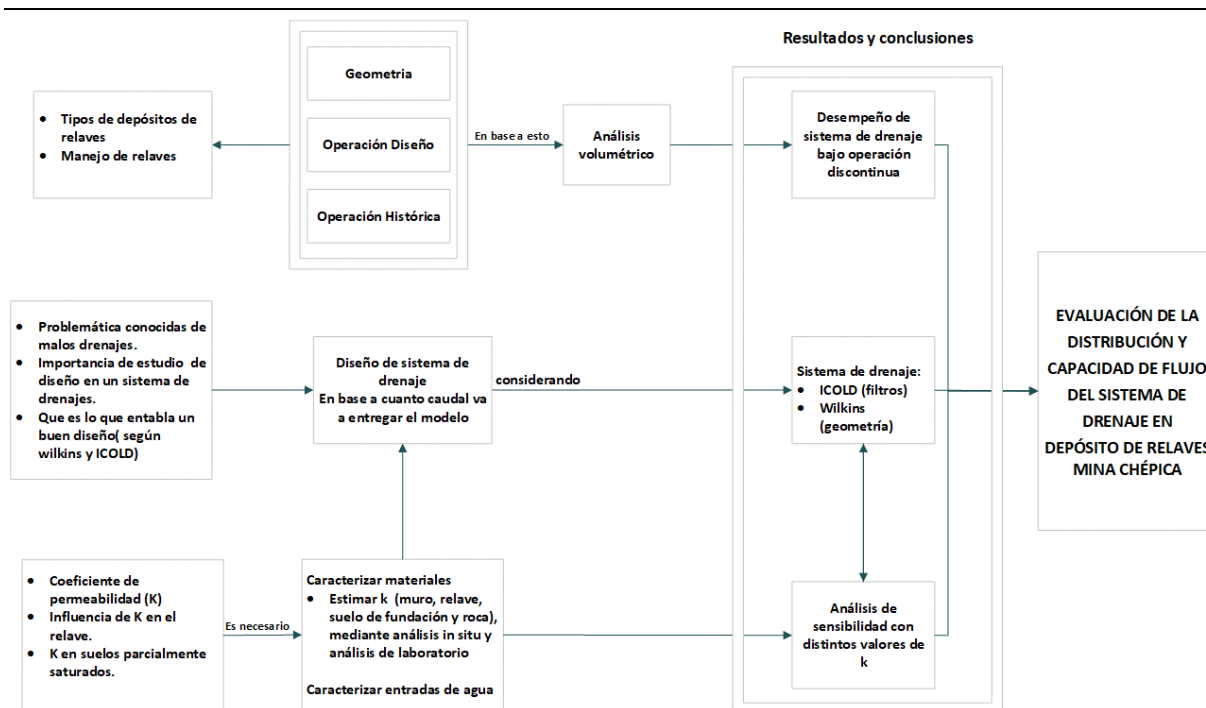


Figura 3-1. Metodología utilizada para el desarrollo de esta memoria.

### 3.2 Ensayos y normativa

Se realizaron 4 visitas a terreno para la ejecución de ensayos *in situ* de infiltración y cono de arena y la obtención de muestras de material que permitan caracterizarlos a través de ensayos de laboratorio. Los ensayos y equipos utilizados para la obtención de datos fueron los siguientes:

**Ensayos de Cono de Arena:** para la obtención de densidades *in situ* se realizaron ensayos de cono de arena en distintos puntos de la zona de emplazamiento los cuales serán mencionados más adelante. Dichos ensayos se realizaron bajo la norma ASTM D2487 (sf).

**Ensayos de Infiltración *in situ*:** para la determinación de coeficientes de permeabilidad se realizaron ensayos de infiltración directa en área circular y *Porchet* en distintos puntos de suelo de fundación, coronamiento y muro del depósito de relaves Chépica.

**Ensayos de Infiltración en Laboratorio:** Otro método utilizado para obtener la conductividad hidráulica de los materiales, fue a través de ensayos de permeabilidad a carga constante y variable, que se realizaron con un permeámetro de pared rígida facilitado por la Universidad Andrés Bello (UNAB). Los ensayos se realizaron bajo la norma ASTM D2434 (sf). Además, se obtuvieron las conductividades hidráulicas de los distintos materiales de forma indirecta por medio de ensayos de consolidación realizados según la norma ASTM D2435 (sf).

**Granulometría:** para la obtención de curvas granulométricas y posterior clasificación según el sistema U.S.C.S. (*United System of Soils Classification*), se utilizó una serie de tamices bajo la normativa ASTM D2487 (sf).

**Determinación de Límites de Atterberg:** se utilizaron equipos de cuchara de Casagrande para determinar los límites plásticos y líquido de los materiales. Dichos límites se determinaron en base a la norma ASTM D4318 (sf).

# **CAPÍTULO 4 : ANÁLISIS DE RESULTADOS**

*En este capítulo se presentará los resultados obtenidos y los posteriores análisis y conclusiones acorde a los objetivos planteados.*



#### 4.1 Estudios existentes de las instalaciones de las obras.

##### 4.1.1 Hidrogeología

Debido a la baja permeabilidad de los cerros costeros aledaños a Talca no se producen almacenamientos de agua subterráneos a causa de la infiltración de aguas. En el sector de la Mina Chépica, los esteros y quebradas principales se insertan en rocas graníticas, del Basamento Paleozoico Superior y en estratos volcanoclásticos de la Formación Lo Valle (Cretácico Superior), las que son de escasa permeabilidad, con escurrimientos efímeros, por lo que solo hay escurrimiento superficial de las aguas lluvias. reduciendo el potencial escurrimiento subterráneo.

##### 4.1.2 Geotecnia

Respecto a lo planteado en el expediente de diseño los suelos de la zona de la cubeta del a depósito, se cuenta con la presencia de rocas a los 1.5 metros de profundidad. Sin embargo, según lo observado en terreno, la potencia del suelo de fundación va variando desde los 2 a los 10 metros, por lo que es este último valor el que se consideró para el modelamiento.

En los suelos de la zona de empréstitos (los cuales se utilizan para construir el muro) conocemos los principales parámetros de estos a través de ensayos de clasificación, Proctor modificado y ensayos de corte directo realizados antes de la construcción del depósito, siendo estos una densidad de  $1,8 \text{ t/m}^3$  (20% de humedad), ángulo de fricción de  $27^\circ$  y una cohesión de  $3.5 \text{ t/m}^2$ .

### 4.1.3 Estratigrafía

En la zona de emplazamiento del embalse de relaves Chépica se pueden identificar de forma simplificada los siguientes estratos rocosos acorde a lo planteado por Rivas (2015):

- Capa de suelo de 2-10 m de espesor, 6 en promedio
- Zona lixiviada de unos 30 m de espesor, compuesta principalmente de andesita porfídica
- Zona Z1 de unos 120 m de espesor la cual está compuesta principalmente de andesita con presencia de fenocristales de plagioclasas
- Zona Z2 de andesítica porfídica de piroxeno

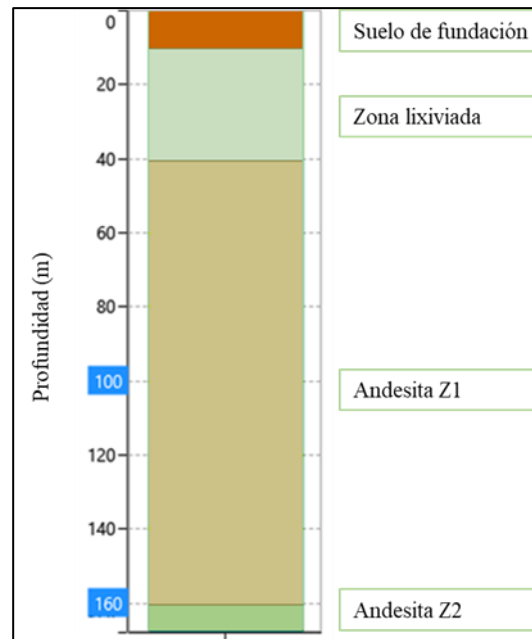


Figura 4-1. Estratos presentes en la zona de emplazamiento del embalse de relaves, Modificado de Rivas (2015).

### 4.1.4 Filtraciones

Acorde al expediente de diseño, la obra presenta filtraciones reducidas ( $< 2 \text{ lt/s}$  o  $2 \times 10^{-03} \text{ m/s}$ ) con ligeras variaciones dependiendo de la cercanía de la zona de depositación de relaves respecto al muro.

Una evaluación de las infiltraciones máximas, considerando el fin de la vida útil depósito, con un área aproximada de 3,5 hectáreas y suponiendo un estado de saturación total de los relaves embalsados con una permeabilidad del suelo de la cubeta de  $10 \times 10^{-07}$  m/s (arcilla de baja plasticidad), da como resultado un caudal de  $3.5 \text{ l/s}^1$ , siendo este valor el más desfavorable que se podría esperar durante la vida útil del tranque. Este último valor es el que será el caudal mínimo que el sistema de drenaje debiese captar y transportar para reducir el nivel freático del muro

#### 4.2 Ensayos realizados *in situ*

Para la elaboración de esta memoria, además de los datos recopilados existentes, se realizaron ensayos *in situ* para la obtención de:

- Densidades
- Coeficientes de permeabilidad
- Recolección de muestras

Dichos ensayos se realizaron en distintos puntos de la zona de emplazamiento, los que se muestran a continuación:

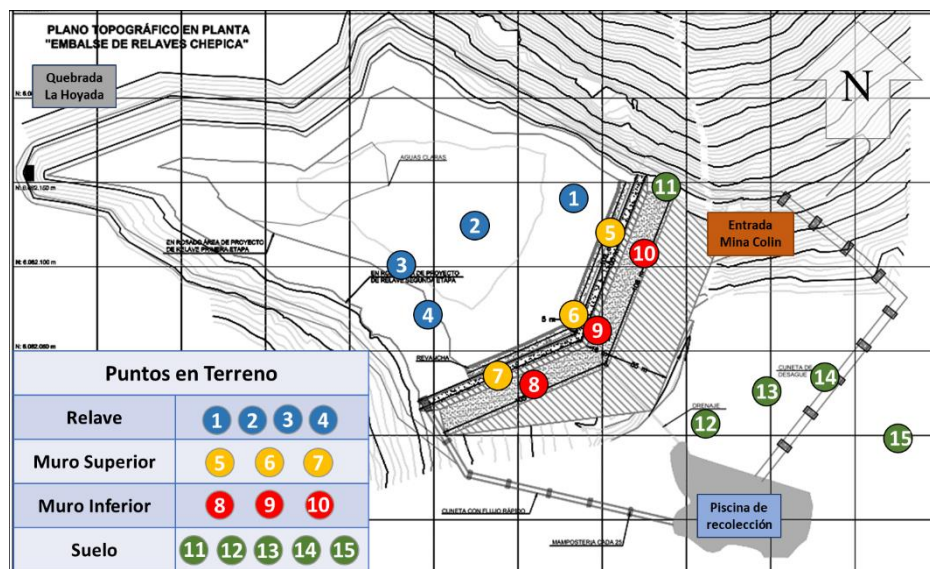


Figura 4-2. Ubicación de ensayos realizados en la zona de emplazamiento del embalse de relaves.

<sup>1</sup> Valor obtenido del estudio hidrológico realizado de manera previa a la construcción de la obra.

Los ensayos realizados son los descritos en el capítulo de metodología y para ver las planillas de resultados de cada ensayo, refiérase a los anexos 1, 2 y 3.

### 4.3 Resultados

#### 4.3.1 Reconstrucción de actividades operacionales

La operación de la Mina Chépica original<sup>2</sup> (histórica) difiere de la operación planteada en diseño debido a múltiples cambios de empresa que afectaron negativamente la producción esperada. Estos cambios se vieron reflejados en la cantidad de relaves vertidos en la cubeta, volviéndose una depositación discontinua en el tiempo. Por esta razón, fue necesario realizar un análisis volumétrico para ilustrar como cambian los volúmenes de los relaves depositados. Usando los antecedentes disponibles y recopilados, se reconstruyó el crecimiento real de los relaves en la cubeta del depósito, y posteriormente se comparó dicho crecimiento con lo planteado en diseño.



Figura 4-3. Fotografía actual del depósito de relaves de Chépica, autoría propia.

<sup>2</sup> Bajo Sociedad Legal Minera Arno De Los Muermos (2008-2011)

---

## Operación Histórica

La reconstrucción de la operación histórica se realizó utilizando tanto datos topográficos actuales del depósito de relaves, así como los datos obtenidos a partir de la entrevista con un ex funcionario de la minera.

A pesar de que el diseño del depósito de relaves fue entregado el 2003 al Sernageomin, no fue sino hasta el año 2007 que comenzó la construcción del muro de este, el cual se encuentra sobre la cota 90.4 m en su primera etapa, y cuenta con una elevación de 6.4 metros.

La operación se llevó a cabo entre los años 2008 y 2016, pero debido a circunstancias operacionales o cambios en la sociedad legal minera a cargo, esta se vio interrumpida durante algunos periodos. Por lo que, a diferencia de lo planteado en diseño, solo se ha terminado la primera etapa del depósito de relaves, en contraste a la construcción terminada que se había proyectado. Para poder describir los cambios en la elevación del muro a partir de las producciones se subdividió la operación en tres periodos con tres sociedades legales mineras diferentes.

a) Periodo 1: Desde junio del 2008 hasta octubre del 2011 la operación fue realizada bajo la Sociedad Legal Minera Arno de los Muermos. Durante este período se movieron 36.260 toneladas de material y considerando una razón de concentración aproximada de 1:20 de mineral: relave con una densidad de  $1,4 \text{ gr/cm}^3$ , se calculó un volumen de  $24.605 \text{ m}^3$  de relaves y en promedio una producción de 31 tpd de relaves. Al final de la operación, la cubeta se encontraba en la cota máxima 86,5 m s.n.m. es decir, contaba con una elevación de 3,5 metros.



*Figura 4-4. Embalse de relaves durante su primera etapa.*



b) Periodo 2: Desde noviembre del 2011 hasta diciembre 2014, la mina fue operada por la empresa Polar Star Mining Chile Ltda. Durante este período se movieron 73.426 toneladas de material. Considerando nuevamente una razón de concentración aprox. de 1:20 de mineral: relave, se calculó un volumen de 49.825 m<sup>3</sup> de relaves generados y en promedio una producción de 48 tpd de relaves. Al final de la operación, la cubeta se encontraba en la cota 88,3 m s.n.m. es decir, contaba con una elevación de 5,5 metros y creció 2 metros respecto al periodo anterior.



Figura 4-5. Embalse de relaves bajo operación de Polar Star Mining Chile Ltda.

c) Periodo 3: Desde Mayo del 2015 hasta agosto del 2016, la mina fue explotada por la empresa sudafricana Xtract Resources PLC. Durante este período se movieron 17.752 toneladas de material y considerando nuevamente una razón aprox. de 1:20 de mineral: relave, se calculó un volumen de 12.046 m<sup>3</sup> de relaves generados y en promedio una producción de 23 tpd de relaves. Al final de la operación, la cubeta se encontraba en la cota 89,4 m s.n.m. es decir, contaba con una elevación de 6,4 metros y creció 0,9 metros respecto al periodo anterior. Al final de este periodo el depósito volvió a quedar inactivo.



Figura 4-6. Embalse de relaves al final de su 1ra etapa, antes del levantamiento del muro para la etapa 2.

En el año 2018, se realizó el peraltamiento del muro para una etapa 2, aumentando 3,6 metros su elevación total que ahora es de 10 metros.



Figura 4-7. Embalse de relaves después del levantamiento del muro para la etapa 2.

Tabla 4-1. Volúmenes y tonelajes de relaves durante el periodo de operación.

Año	n° Año	Etapa	Elevación [m s.n.m]			Vol. [m3]	Vol. Acum. [m3]	Ton. de Material [t]	Ton. Relaves [t]	Ton. R. acum. [t]
			Muro	Rev.	Cubeta					
2007	0	Constr. E1	84	0	84	0	0	0	0	0
2008	1	1	90,4	5,4	85	10.165	10.165	0	14.231	14.231
2009	2	1	90,4	4,2	86,2	14.440	24.605	14.231	20.216	34.447
2010	3	1	90,4	4,2	86,2	0	24.605	20.216	0	34.447
2011	4	1	90,4	4,1	86,3	2.898	27.503	0	4.057	38.504
2012	5	1	90,4	3,9	86,5	7.495	34.997	4.057	10.493	48.996
2013	6	1	90,4	3,1	87,3	25.162	60.159	10.493	35.227	84.223
2014	7	1	90,4	2,1	88,3	14.270	74.430	35.227	19.979	104.202
2015	8	1	90,4	1,1	89,3	10.010	84.440	19.979	14.014	118.216
2016	9	1	90,4	1	89,4	2.036	86.476	14.014	2.850	121.066
2017	10	1	90,4	1	89,4	0	86.476	2.850	0	121.066
2018	11	Constr. E2	94	4,6	89,4	0	86.476	0	0	121.066

### Operación Según Diseño

El crecimiento del depósito de relaves según el diseño considera producciones constantes que generan 28.800 m<sup>3</sup> de relaves al año que se debiesen depositar de manera uniforme en el depósito de relaves. Según lo planteado, la operación del depósito se observará entre los años 2008 y 2018, periodo en el cual se realizarán 3 etapas de levantamiento del muro.

a) primer peraltamiento: acorde al diseño, la primera elevación es de 5.5 metros, entre las cotas 84 y 89,5 m s.n.m. y el muro cuenta con una capacidad de 97.911 m<sup>3</sup> de relave. Esta etapa se debía realizar aproximadamente desde el año 2008 hasta mediados del año 2010.

b) segundo peraltamiento: acorde al diseño, la segunda elevación es de 4,5 metros más respecto a la etapa anterior (10 metros totales), entre las cotas 89,5 y 94 m s.n.m. y el muro cuenta con una capacidad adicional de 68.678 m<sup>3</sup> sumados a los 97.911 m<sup>3</sup> de relave de la etapa anterior (166.589 m<sup>3</sup> totales). Esta etapa se debía realizar aproximadamente desde mediados del año 2010 hasta el año 2012.

c) 3er peraltamiento: acorde al diseño, la segunda elevación es de 4,5 metros más respecto a la etapa anterior (10 metros totales), entre las cotas 94 y 98,5 m s.n.m. y el muro cuenta con una capacidad adicional de 161.792 m<sup>3</sup> sumados a los 166.598 m<sup>3</sup> de relave de la etapa anterior (328.381 m<sup>3</sup> totales). Esta etapa se debía realizar aproximadamente desde mediados del año 2013 hasta el año 2017.

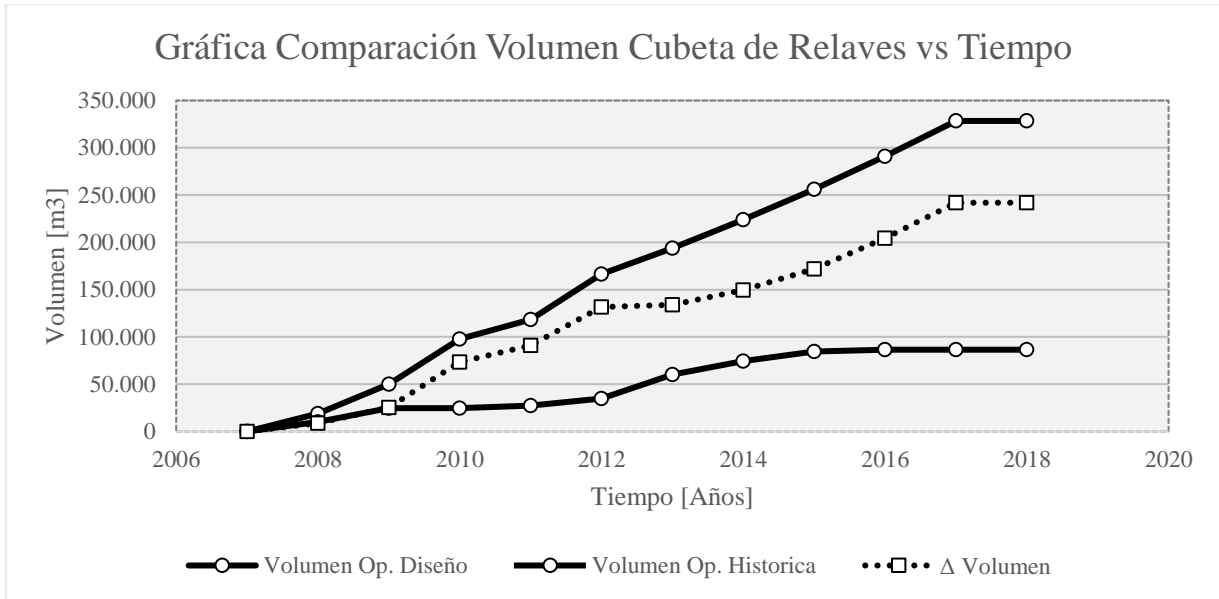
Tabla 4-2 Volúmenes y toneladas de relaves según diseño.

Año	n° Año	Etapa	Elevación [m s.n.m]			Vol. [m3]	Vol. Acum. [m3]	Ton. Relaves [t]	Ton. R. acum. [t]
			Muro	Revancha	Cubeta				
2007	0	Constr. E1	84	0	84	0	0	0	0
2008	1	1	89,5	4,5	85	18.793	18.793	26.310	26.310
2009	2	1	89,5	3,0	86,5	31.234	50.026	43.727	70.037
2010 E1	3	1	89,5	2,0	87,5	23.943	73.969	67.039	137.076
2010 E2	3	Constr. E2	94	5,5	88,5	23.943	97.912	67.039	137.076
2011	4	2	94	4,5	89,5	20.616	118.529	28.864	165.940
2012	5	2	94	2,0	92	48.060	166.589	67.284	233.224
2013	6	Constr. E3	98,5	5,5	93	27.437	194.026	38.412	271.636
2014	7	3	98,5	4,5	94,0	29.816	223.842	41.743	313.379
2015	8	3	98,5	3,0	95,5	32.329	256.171	45.260	358.639
2016	9	3	98,5	2,0	96,5	34.829	290.999	48.760	407.399
2017	10	3	98,5	1,0	97,5	37.381	328.381	52.334	459.733
2018	11	3	98,5	1,0	97,5	0	328.381	0	459.733



Análisis Volumétrico

Como se explicó anteriormente, debido a las diferencias existentes en la depositación de los relaves respecto al diseño y la operación histórica se realizó un análisis volumétrico a modo de poder representar gráficamente dichas diferencias. El gráfico de comparación de los volúmenes de relave vs tiempo se muestra a continuación:

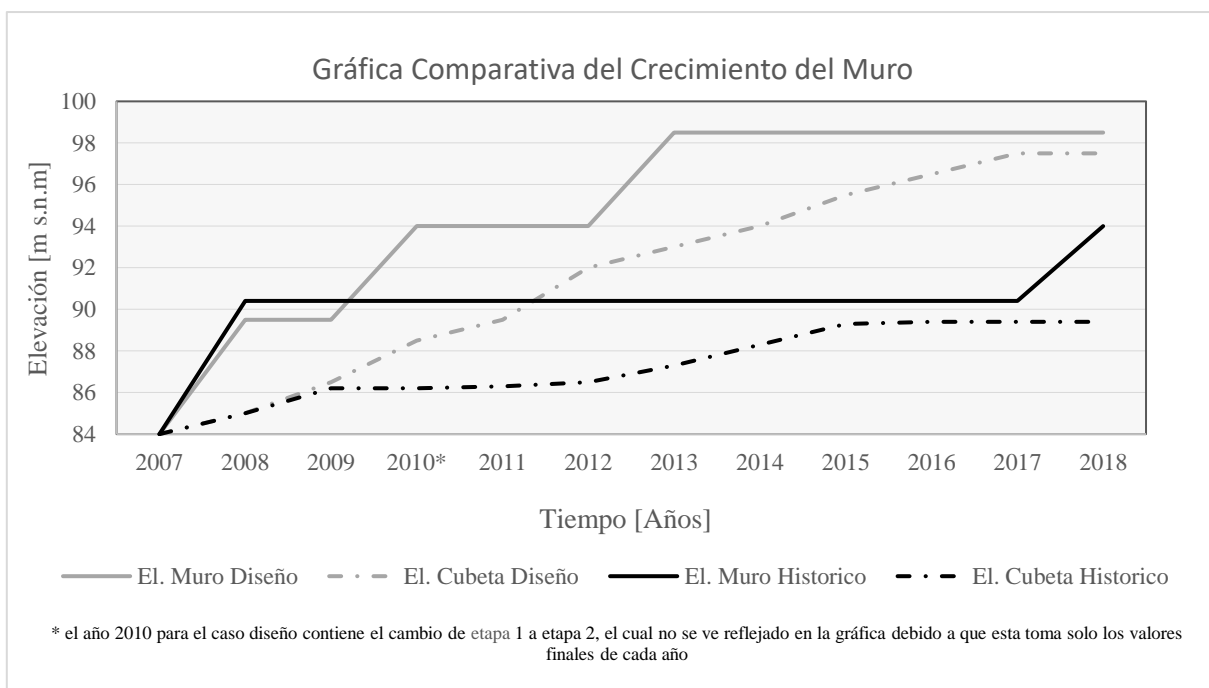


Gráfica 4-1. Comparación de volumen de cubeta de relaves vs tiempo, elaboración propia.

Como se puede observar, hasta el año 2009 que es el año que operó la Sociedad Legal Minera Arno de los Muermos, los volúmenes de la operación histórica se acercaban a los de diseño, no obstante, desde el 2009 en adelante debido a cambios en la administración o circunstancias operacionales, la operación histórica empezó a quedarse atrás en relación con la de diseño.

Elevación vs Tiempo

Siguiendo con lo mencionado en el punto anterior, al igual que los volúmenes de la cubeta de relaves, las elevaciones tanto del muro del depósito como de los relaves depositados difieren de las planteadas en el diseño, lo cual se ilustra en la siguiente grafica de elevación vs tiempo:



Gráfica 4-2. Elevación vs tiempo –Diseño y Operación histórica, elaboración propia.

En esta gráfica se ilustran tres elevaciones, las que corresponden a las del muro, la revancha, y la cubeta de relaves, y como varían según la operación en mina planteada en el diseño y la histórica. Como se puede observar en las líneas de color gris que representan el crecimiento según la etapa de diseño, existen 3 etapas de peraltamiento del muro que al final del año 2018, es decir, en un periodo de 10 años, cuenta con una elevación de 98,5 m s.n.m. mientras que si se observan las elevaciones de la operación histórica podemos notar que para el año 2018 el muro se encuentra en su segunda etapa de crecimiento debido a que los tonelajes de relave producidos son bastante menores a los estimados en diseño. Una cosa importante que destacar es que la revancha en la operación histórica nunca fue menor a 1 m cumpliendo con lo estipulado por el SERNAGEOMIN. Finalmente, cabe señalar que la decisión de no construir la siguiente etapa del muro del embalse en la operación histórica hasta el año del 2018 es muy buena desde

el punto de vista de las empresas precedentes, ya que los volúmenes depositados en la cubeta iban bastante debajo de lo presupuestado y no había necesidad de consumir tiempo y recursos en la construcción del muro por el momento

A continuación, se muestra una figura que ilustra los principales hitos en las actividades operacionales de la mina que actualmente pertenece a Minera Paicaví S.A:

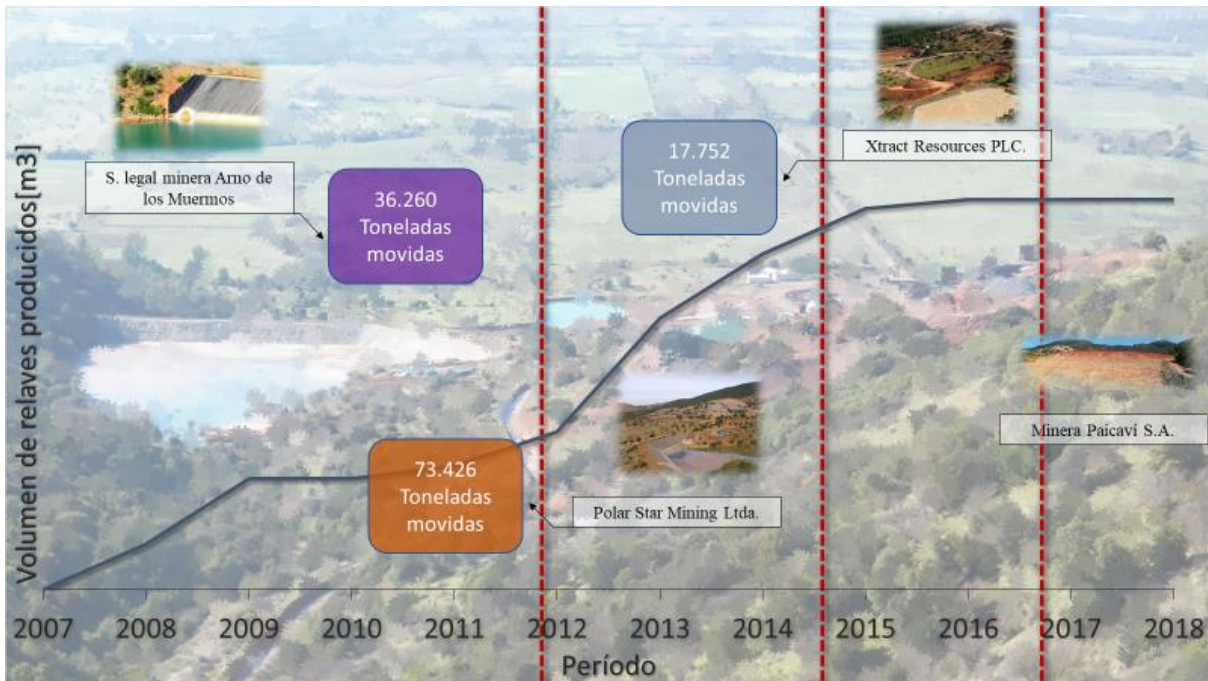


Figura 4-8. Cambio de empresas durante periodo de operación histórica, elaboración propia.

### Resultados estudio operacional

A partir de los datos de volúmenes y elevaciones obtenidos de la operación histórica y la de diseño, se elaboraron 3 perfiles longitudinales del depósito de relaves entre los años 2007 y 2018 para poder realizar el análisis de infiltraciones a través del *software SEEP /W*. Estos perfiles cuentan con las elevaciones de la cubeta de relaves del embalse tanto según lo planteado en el diseño como lo planteado en la reconstrucción de la operación histórica.

### 4.3.2 Clasificación de suelos

La clasificación U.S.C.S. de los suelos se realizó en diferentes puntos del emplazamiento de la obra, para los materiales de suelo de fundación y muro del embalse de relaves. Además de esto, se calcularon los diámetros efectivos y coeficientes de uniformidad y curvatura, los cuales se pueden ver en la siguiente tabla resumen:

Tabla 4-3. Clasificación de suelos según U.S.C.S.

Tabla resumen	Relave				Muro		Suelo de Fundación
N° Muestra	1	2	3	4	5	8	11
Clasificación USCS	SMN	SMN	SMN	SMN	SC	CL	SC
d <sub>60</sub> (mm)	0,12	0,14	0,28	0,22	0,29	0,25	0,26
d <sub>30</sub> (mm)	0,07	0,08	0,15	0,11	0,07	0,07	0,07
d <sub>10</sub> (mm)	0,07	0,07	0,08	0,07	0,06	0,06	0,06
C. Uniformidad	1,89	2,11	3,56	3,13	4,43	3,96	4,01
C. Curvatura	0,65	0,67	0,98	0,84	0,27	0,29	0,30
LL (%)	NP	NP	NP	NP	36	34	31
LP (%)	NP	NP	NP	NP	25	19	17
IP (%)	NP	NP	NP	NP	12	14	14

En el caso de los relaves, de acuerdo con lo estipulado en el punto 11.3 de la norma ASTM D4318 (sf.) el contenido fino se clasifica como no plástico, por lo que utilizando la clasificación modificada de Prakash y Sridharan (2012) los relaves se pueden clasificar como SMN (arena limosa no plástica)

### 4.3.3 Determinación de la permeabilidad de los materiales:

A modo de modelar el embalse de relaves Chépica se necesitó de valores de conductividad hidráulica que fueran representativos a los encontrados en terreno, por lo que se calculó la permeabilidad a través de distintos métodos para los distintos materiales que componen el sistema del embalse. Todas las pruebas se realizaron desde marzo hasta junio de 2019 y fueron realizadas bajo las normas A.S.T.M. correspondientes mencionadas en el Capítulo 3.

Métodos Directos

Para determinar la permeabilidad del suelo de fundación y del muro del embalse de relaves se realizaron ensayos *in situ* (ensayos *Porchet* e Infiltración en sección circular) en diferentes puntos del emplazamiento de la obra, entre los meses de marzo y mayo.

Los resultados de dichos ensayos se pueden ver resumidos en las siguientes tablas:

Tabla 4-4. Resumen de permeabilidades *in situ* obtenidas - Muro.

Tabla resumen <i>k</i> (m/s) (muro)							
Ensayo	P1	P2	P3	P4	P5	P6	Ponderado Muro
Infiltración d. C.	$3,54 \times 10^{-06}$	$4,58 \times 10^{-06}$	-	$9,57 \times 10^{-06}$	$2,38 \times 10^{-05}$	$2,74 \times 10^{-05}$	$1,38 \times 10^{-05}$
Infiltración d. V.	$1,54 \times 10^{-06}$	$4,67 \times 10^{-06}$	$2,57 \times 10^{-06}$	$2,87 \times 10^{-06}$	$6,45 \times 10^{-06}$	$6,02 \times 10^{-06}$	$4,02 \times 10^{-06}$
<i>Porchet</i>	$1,92 \times 10^{-06}$	$3,87 \times 10^{-06}$	$4,25 \times 10^{-06}$	$2,79 \times 10^{-06}$	-	$1,71 \times 10^{-06}$	$2,91 \times 10^{-06}$
							$6,90 \times 10^{-06}$

Tabla 4-5. Resumen de permeabilidades *in situ* obtenidas – Suelo de fundación.

Tabla resumen <i>k</i> (m/s)				
Ensayo	P7	P8	P9	Ponderado Suelo
Infiltración d. C.	$7,51 \times 10^{-06}$	$8,92 \times 10^{-06}$	$1,13 \times 10^{-05}$	$9,23 \times 10^{-06}$
Infiltración d. V.	$6,12 \times 10^{-06}$	$3,96 \times 10^{-07}$	$1,99 \times 10^{-06}$	$2,84 \times 10^{-06}$
<i>Porchet</i>	$8,80 \times 10^{-06}$	-	-	$8,80 \times 10^{-06}$
				$6,96 \times 10^{-06}$

Además de los ensayos *in situ*, también se estimó la permeabilidad de los distintos materiales del sistema a través de ensayos de permeabilidad a carga constante realizados en un permeámetro de pared rígida, y en el caso específico de los relaves, se hizo tanto para muestras aledañas al muro aguas arriba (N° 1) como para muestras de relave fresco (N° 3), obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 4-6. Ensayo de permeabilidad a carga constante para material de relaves P3.

Tabla resumen	relave (N°3) $\rho = 1,55$ (gr/cm <sup>3</sup> )			relave (N°3) $\rho = 1,6$ (gr/cm <sup>3</sup> )		
	1	2	3	1	2	3
Ensayo carga constante						
h(cm)	111	111,50	111,60	112	113	112,30
L(cm)	9,80	9,80	9,80	9,50	9,5	9,50
A (cm <sup>2</sup> )	45,37	45,37	45,37	45,37	45,37	45,37
Q(cm <sup>3</sup> )	56,50	55	56	50	51	50,50
t (s)	600	600	600	600	600	600
<i>k</i> (cm/s)	$1,83 \times 10^{-04}$	$1,78 \times 10^{-04}$	$1,81 \times 10^{-04}$	$1,56 \times 10^{-04}$	$1,58 \times 10^{-04}$	$1,57 \times 10^{-04}$
<i>k</i> (m/s)	$1,83 \times 10^{-06}$	$1,78 \times 10^{-06}$	$1,81 \times 10^{-06}$	$1,56 \times 10^{-06}$	$1,58 \times 10^{-06}$	$1,57 \times 10^{-06}$
<i>k</i> Ponderado (m/s)			$1,81 \times 10^{-06}$			$1,57 \times 10^{-06}$

Tabla 4-7. Ensayo de permeabilidad a carga constante para material de relave P1.

Tabla resumen	relave (N°1) $\rho = 1,35$ (gr/cm3)			relave (N°1) $\rho = 1,4$ (gr/cm3)		
Ensayo carga constante	1	2	3	1	2	3
h(cm)	117,50	116,50	114,50	119,30	119,50	118,50
L(cm)	9,80	9,80	9,80	9,50	9,50	9,50
A	45,37	45,37	45,37	45,37	45,37	45,37
Q(cm3)	71	73	77	70	72	73
t(s)	600	600	600	600	600	600
k(cm/s)	$2,18 \times 10^{-04}$	$2,26 \times 10^{-04}$	$2,42 \times 10^{-04}$	$2,05 \times 10^{-04}$	$2,10 \times 10^{-04}$	$2,15 \times 10^{-04}$
k(m/s)	$2,18 \times 10^{-06}$	$2,26 \times 10^{-06}$	$2,42 \times 10^{-06}$	$2,05 \times 10^{-06}$	$2,10 \times 10^{-06}$	$2,15 \times 10^{-06}$
k Ponderado (m/s)	$2,28 \times 10^{-06}$			$2,10 \times 10^{-06}$		

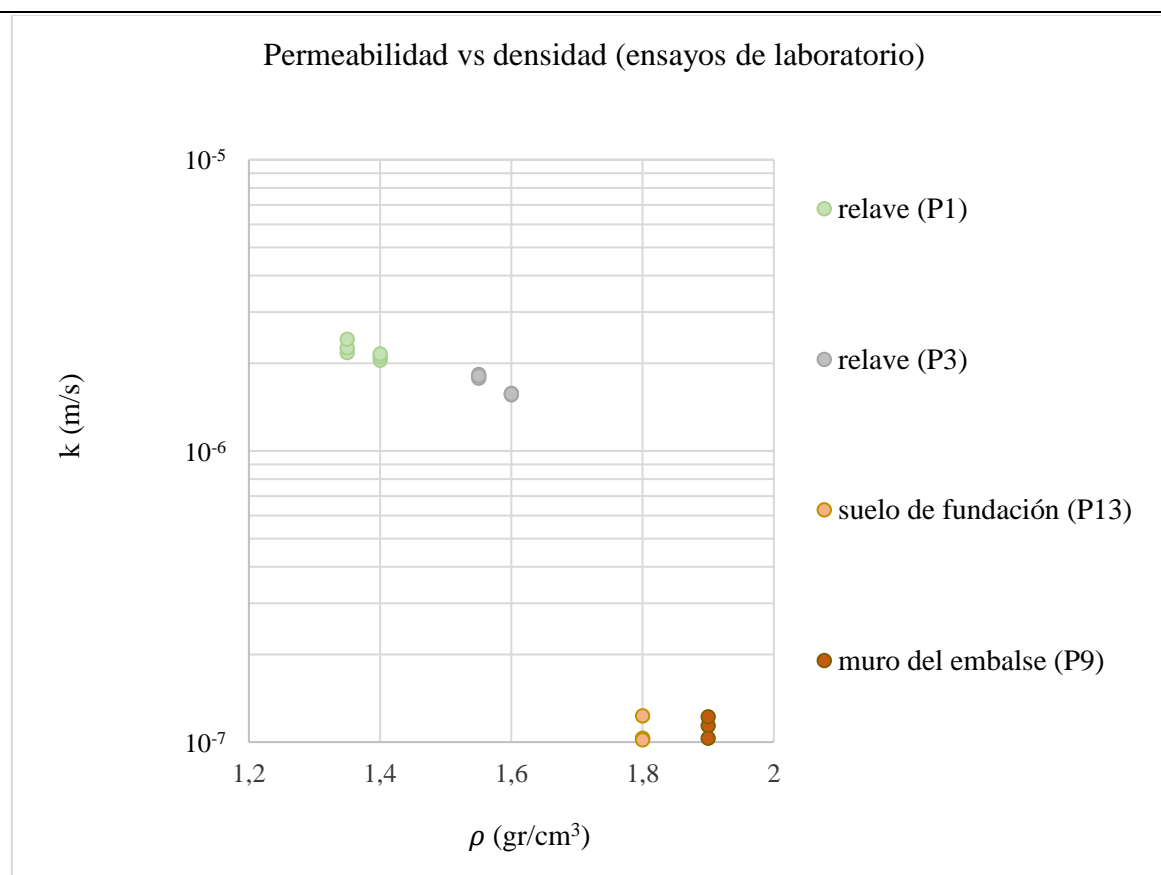
Tabla 4-8. Ensayo de permeabilidad a carga constante para material de fundación.

Tabla resumen	suelo de fundación (N°13) $\rho = 1,8$ (gr/cm3)			
Ensayo carga constante	1	2	3	4
h(cm)	117	116,50	117	118
L(cm)	9,80	9,80	9,80	9,80
A	45,37	45,37	45,37	45,37
Q(cm3)	240	10	12	10
t(s)	43200	1800	1800	1800
k(cm/s)	$1,03 \times 10^{-05}$	$1,03 \times 10^{-05}$	$1,23 \times 10^{-05}$	$1,02 \times 10^{-05}$
k(m/s)	$1,03 \times 10^{-07}$	$1,03 \times 10^{-07}$	$1,23 \times 10^{-07}$	$1,02 \times 10^{-07}$
k Ponderado (m/s)	$1,08 \times 10^{-07}$			

Tabla 4-9. Ensayo de permeabilidad a carga constante para material de muro del embalse.

Tabla resumen	muro del embalse (N°9) $\rho = 1,9$ (gr/cm3)		
Ensayo carga constante	1	2	3
h(cm)	116	116,5	118
L(cm)	9,80	9,80	9,80
A	45,37	45,37	45,37
Q(cm3)	11	10	12
t(s)	1800	1800	1800
k(cm/s)	$1,14 \times 10^{-05}$	$1,03 \times 10^{-05}$	$1,22 \times 10^{-05}$
k(m/s)	$1,14 \times 10^{-07}$	$1,03 \times 10^{-07}$	$1,22 \times 10^{-07}$
k Ponderado (m/s)	$1,13 \times 10^{-07}$		

En la gráfica 4-3 se puede observar las permeabilidades obtenidas en el permeámetro de pared rígida y como varían en función de la densidad:



Gráfica 4-3 resumen de permeabilidades obtenidas en permeámetro de pared rígida.

Como se puede observar en la gráfica, a medida que aumenta la densidad de los materiales, estos presentan una permeabilidad más baja, lo cual concuerda con lo expuesto en el capítulo 2.3.

Para la permeabilidad de las zonas de roca de tipo andesita se utilizaron valores obtenidos en la literatura, véase (Kolzenburg, y otros, 2012):

Tabla 4-10. Valores de permeabilidad para el lecho rocoso de la zona de emplazamiento del embalse.

Material	Permeabilidad (m/s)
Zona lixiviada	$3,03 \times 10^{-07}$
Andesita Z1	$7,10 \times 10^{-07}$
Andesita Z2	$8,10 \times 10^{-07}$

Métodos Indirectos

Como se explicó anteriormente en 2.3.2, la permeabilidad se puede obtener de forma indirecta a través de un ensayo edométrico, el cual se realizó para cada uno de los materiales (muro, suelo de fundación, relave). Uno de los parámetros para calcular la conductividad hidráulica es el coeficiente de consolidación que se calcula a partir del  $t_{90}$  y el  $T_v$  asociado a ese  $t_{90}$  obtenido según el método gráfico de Taylor mostrado a continuación:

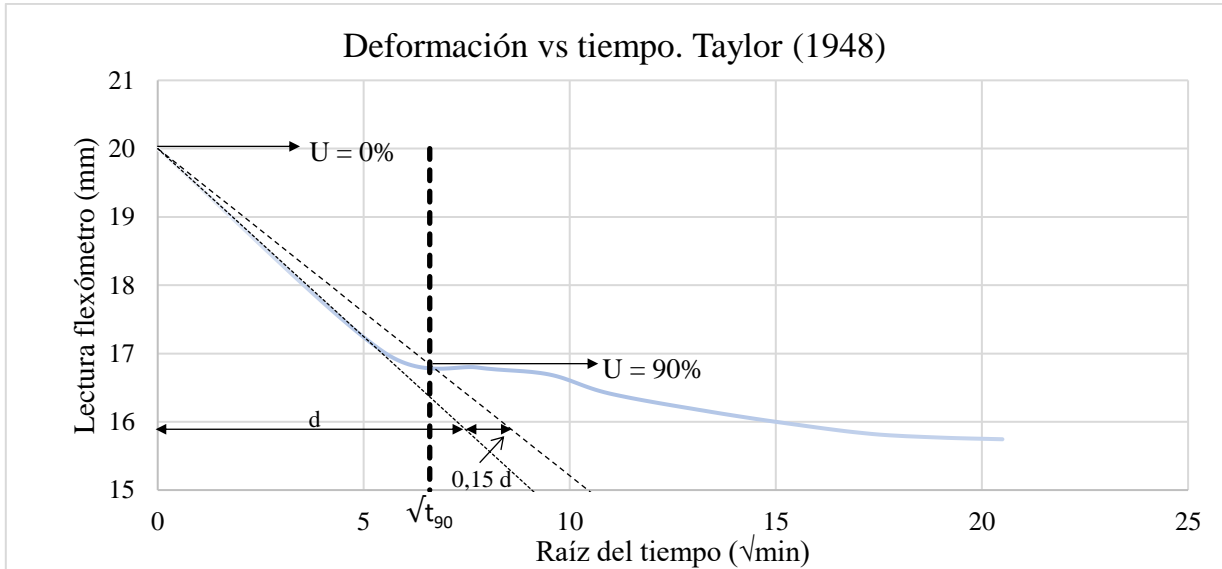


Figura 4-9. Gráfica de deformación vs tiempo para el ensayo Edométrico realizado en material del muro del embalse.

El  $t_{90}$  en el caso ilustrado en la figura 4-9 corresponde a 43,56 minutos, y gráficamente es la potencia al cuadrado de 1,15 veces la distancia existente en el eje de las abscisas en el que la curva empieza a ser asintota con el eje x.

Una vez obtenido el  $t_{90}$ , se procede a calcular  $C_v$ ,  $m_v$  y  $k$  con las ecuaciones [3], [4] y [5]:

Tabla 4-11. Determinación de la permeabilidad a partir de ensayos de consolidación a densidades in situ.

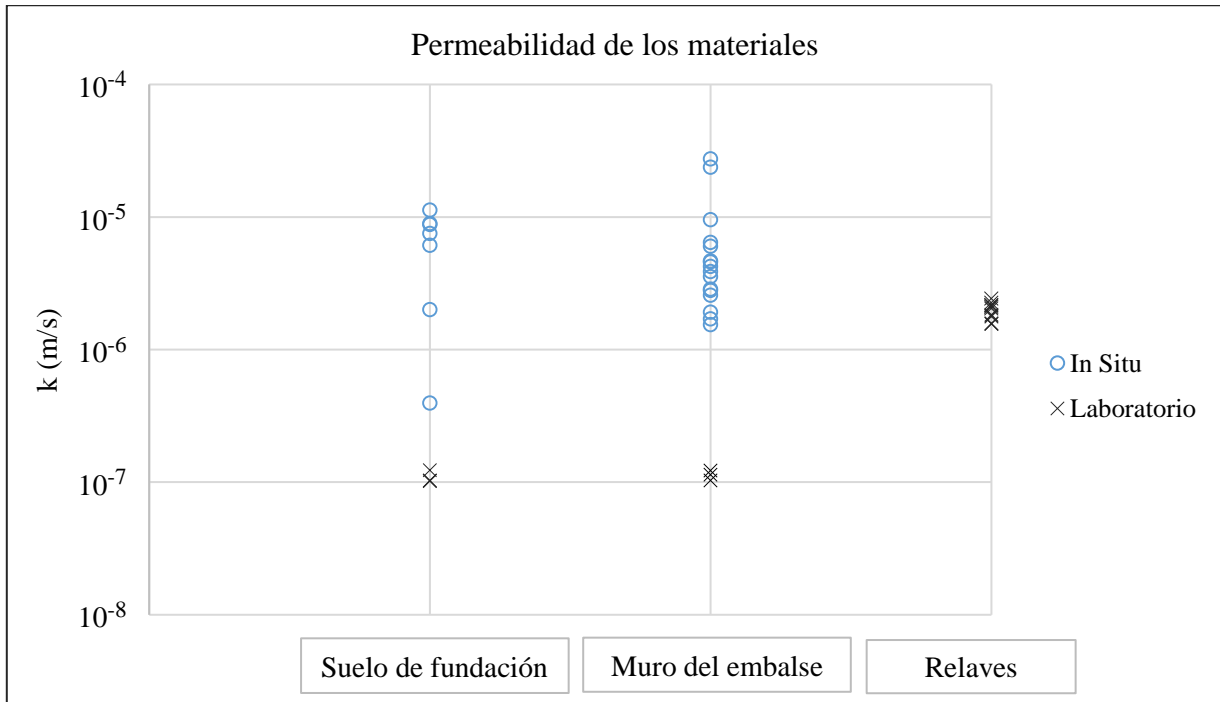
Material	Densidad (kg/cm <sup>3</sup> )	$\sqrt{t_{90}}$ (min)	$C_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	$m_v$ (cm <sup>2</sup> /kg)	$k$ (cm/s)	$k$ (m/s)
Muro	2,00	6,60	0,019	0,77	$2,51 \times 10^{-04}$	$2,51 \times 10^{-06}$
Suelo fundación	1,95	20,70	0,002	0,38	$1,13 \times 10^{-04}$	$1,13 \times 10^{-06}$
Relave	1,40	11,50	0,006	1,51	$1,62 \times 10^{-04}$	$1,62 \times 10^{-04}$

A continuación, se anexa una tabla resumen de los valores de permeabilidad densidad y granulometría obtenidos mediante los métodos anteriormente presentados:



Tabla 4-12. Resumen de caracterización de los materiales del sistema.

Material	k (m/s) por métodos directos			k (m/s) por métodos indirectos
	Infiltración d.	Porchet	Permeámetro	Ensayo Edométrico
Muro	$8,89 \times 10^{-06}$	$2,91 \times 10^{-06}$	$1,13 \times 10^{-07}$	$1,13 \times 10^{-06}$
Suelo fundación	$8,80 \times 10^{-06}$	$6,03 \times 10^{-06}$	$1,08 \times 10^{-07}$	$2,51 \times 10^{-06}$
Relave	-	-	$1,94 \times 10^{-06}$	$1,62 \times 10^{-06}$



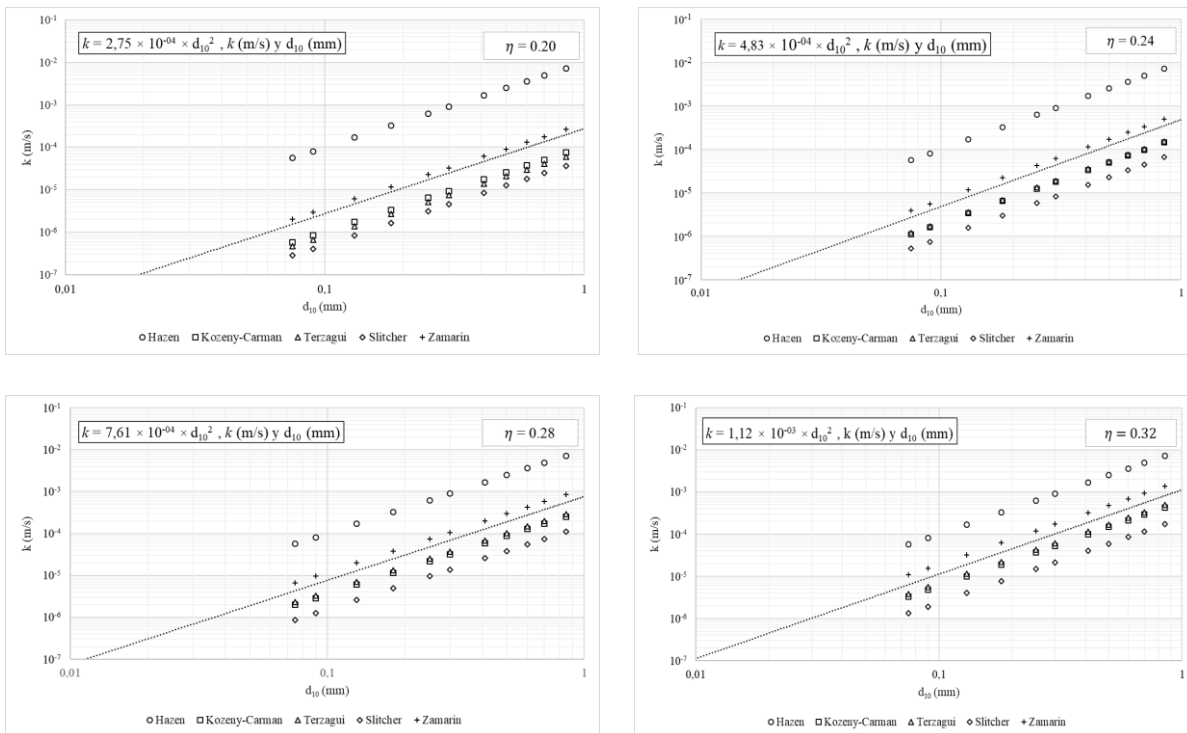
Gráfica 4-4. Resumen de permeabilidades obtenidas para los distintos materiales.

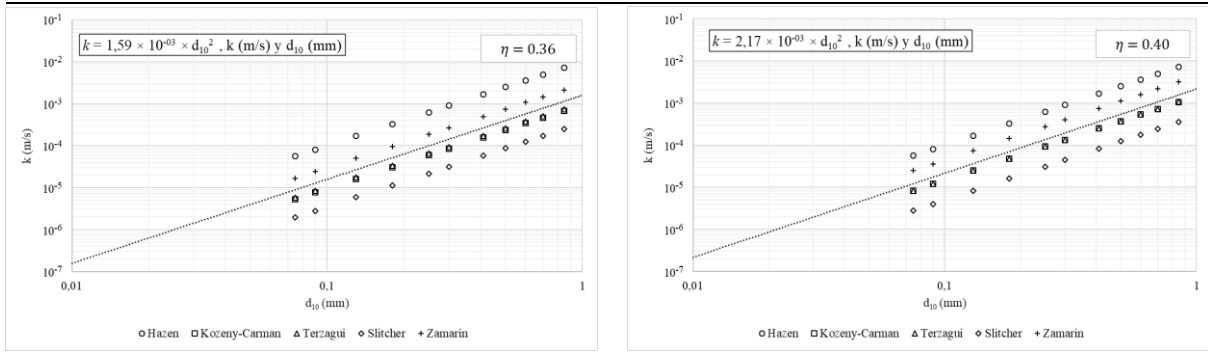
Como se puede observar en los resultados obtenidos, las permeabilidades estimadas para cada uno de los distintos materiales son similares para todos los tipos de ensayos realizados, sean estos de laboratorio o *in situ*. Respecto a los valores obtenidos a utilizar en el modelamiento, se usarán los que representen un estado más desfavorable para el embalse de relaves, a modo de realizar un análisis conservador.

4.3.4 Sensibilidad hidráulica de la permeabilidad:

Debido a la falta de información confiable respecto a la permeabilidad de los materiales del dren se decidió determinarla a través de la parametrización de una ecuación general que use como parámetros de estimación de la permeabilidad, el diámetro efectivo del material y la porosidad.

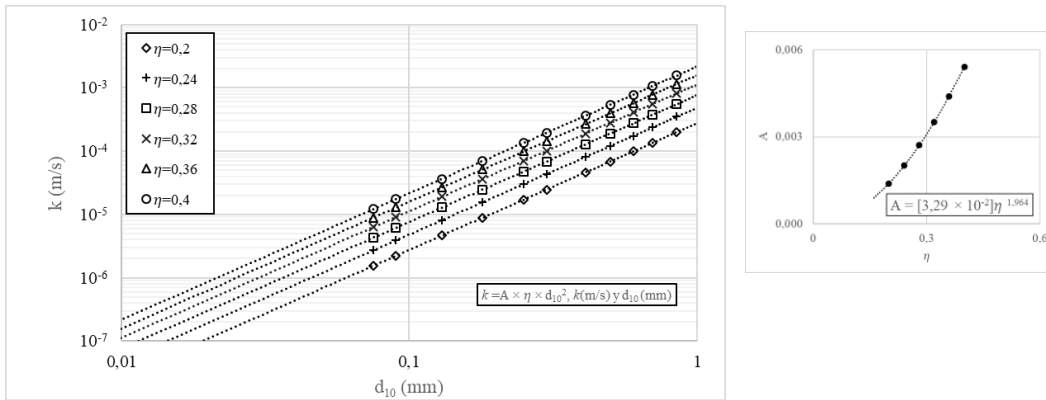
Lo anterior se realizó por medio de la comparación de varias ecuaciones empíricas (Hazen, Terzaghi, Kozeny - Karman, Slitcher y Zamarin) a través de un análisis de sensibilidad de la porosidad. Estas fórmulas se escogieron para la parametrización debido a que son fórmulas que varían en función del diámetro efectivo y la porosidad y que además funcionan para materiales arenosos y gruesos, que principalmente son usados como material drenante. Como excepción, la fórmula de Hazen se utilizó para la parametrización a modo de pivote, ya que a diferencia de las demás formulas, las permeabilidades estimadas no varían en función de la porosidad. A continuación, se ilustran las gráficas de como varía la conductividad hidráulica en función del diámetro efectivo, a distintas porosidades:



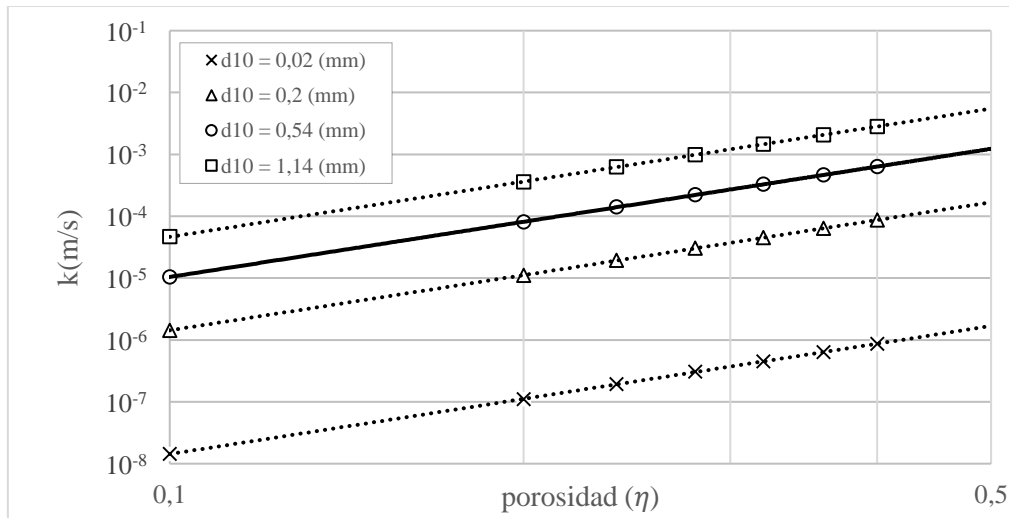


Gráfica 4-5. Conductividad Hidráulica en función del diámetro efectivo; con porosidades de 0,2 a 0,4.

A partir de las líneas de tendencia de estas gráficas se puede hacer una regresión para encontrar una ecuación general [8] que permita estimar una permeabilidad con cualquier porosidad y diámetro efectivo:



Gráfica 4-6. Gráfica doble logarítmica y ecuación general para el cálculo de la permeabilidad hidráulica.



Gráfica 4-7. Conductividad Hidráulica en función de la porosidad; para distintos tamaños de diámetro efectivo.

4.3.5 Determinación de la capacidad drenante

Respecto a la granulometría del material drenante del embalse de Chépica, no se posee información sobre esta, la cual es necesaria para la determinación del radio hidráulico medio al emplear el método de Wilkins, por lo que se realiza una propuesta para los materiales de filtro y dren con los siguientes valores:

Tabla 4-13 Diámetros propuestos para materiales de filtro y drenantes.

Material	$d_{15}(mm)$	$d_{85}(mm)$
Muro (véase anexo 3)	0,065	2,05
Filtro	0,60	2,50
Dren	10,50	41,80

Los valores propuestos se escogieron en base a la idea de obtener un buen desempeño con el material del muro acorde a los criterios expuestos en 2.2.2. Estos criterios se aplicaron primero entre el material del muro y el material para filtro y luego entre el material para filtro y el drenante.

Tabla 4-14. Estimación indirecta de  $d_{10}$  a partir de las permeabilidades esperadas.

Criterio	Material Filtro	Material Drenante
$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5$ (estabilidad material base-filtro)	0,29	4,18
$\frac{D_{85}}{D_{15}} < 5$ (estabilidad filtro)	4,17	4,00
$4 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 20$ (estabilidad y permeabilidad)	9,23	17,41

donde:

D: diámetro de partícula del material protector (filtro)

d: diámetro de partícula del material a proteger (suelo)

Para el cálculo del radio hidráulico medio, se puede utilizar tanto el  $d_{10}$  como el  $d_{50}$  como tamaño de partícula medio, dependiendo del contenido de finos del material. Como este se desconoce, se evaluará las 2 situaciones para el cálculo del caudal. Estos 2 diámetros se pueden obtener por medio de interpolaciones obteniendo un  $d_{10} = 10$  mm y un  $d_{50} = 25,67$  mm.

Se conoce según el diseño del embalse de relaves, que el dren tiene un área transversal de 1m×1m, y por las elevaciones existentes se sabe que el gradiente hidráulico crítico se encuentra al pie del talud del muro con un valor de 0,0016, por lo que al usar la fórmula de Wilkins usando los 2 valores de diámetro efectivo se pueden encontrar los siguientes valores de caudales para ambos escenarios:

Tabla 4-15. Cálculo de caudales utilizando  $d_{10}$  como radio hidráulico medio.

	$d_{10} = 10 \text{ mm}$	$d_{50} = 25,67 \text{ mm}$
A (m <sup>2</sup> )	1	1
W	5,24	5,24
m	$6,41 \times 10^{-04}$	$1,65 \times 10^{-03}$
i	0,0016	0,0016
Q (m <sup>3</sup> /s)	$4,11 \times 10^{-03}$	$6,59 \times 10^{-03}$
Q (l/s)	4,11	6,59

Esto valores son solo una estimación basada en la hipótesis de que el dren fue diseñado con un material drenante cuya granulometría es óptima y que el área transversal del sistema de drenaje es la planteada en el diseño del embalse, la que corresponde a 1 m<sup>2</sup>.

Como se puede observar en ambos escenarios, la capacidad drenante para un área transversal de 1m×1m, es mayor que las filtraciones máximas esperadas de 3,5 l/s mencionadas en el apartado de filtraciones, si es que se cumple la recomendación de la ICOLD de la permeabilidad del material drenante respecto al drenado. Sin embargo, los factores de seguridad respecto al caudal a drenar (3,5 l/s) son visiblemente bajos, siendo FS=1,18 usando como radio hidráulico el  $d_{10}$  y FS=1,88 para el  $d_{15}$ . Si se deseara obtener un factor de seguridad de 10, entonces haciendo el cálculo inverso se calcula el área transversal necesaria para obtener una capacidad de flujo de 35 l/s obteniendo:

Tabla 4-16. Área necesaria para un factor de seguridad 10.

	$d_{10} = 10 \text{ mm}$	$d_{50} = 25,67 \text{ mm}$
A (m <sup>2</sup> )	8,51	5,31
W	5,24	5,24
m	$6,41 \times 10^{-04}$	$1,65 \times 10^{-03}$
i	0,0016	0,0016
Q (m <sup>3</sup> /s)	$3,50 \times 10^{-02}$	$3,50 \times 10^{-02}$
Q (l/s)	35,00	35,00

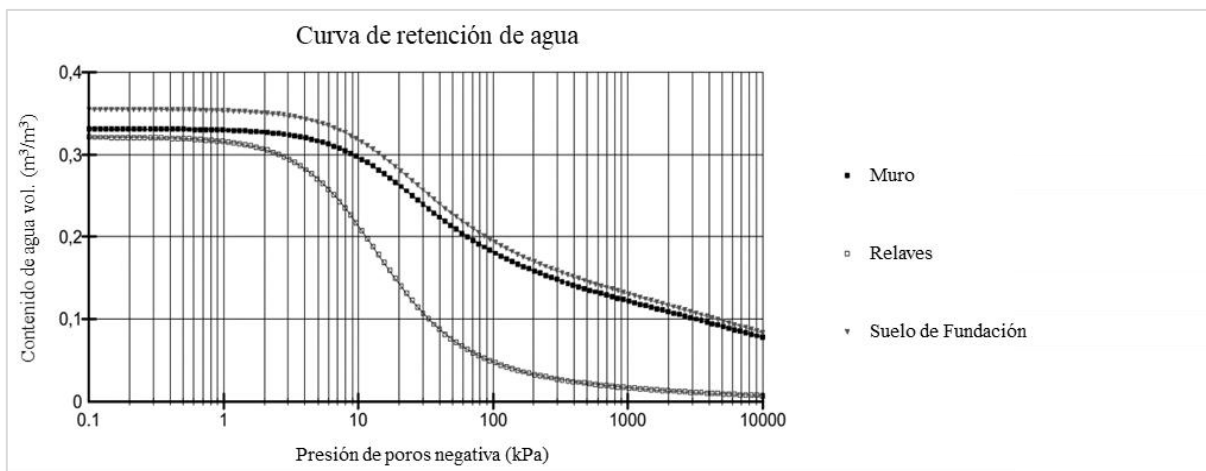
Es decir, si se asume una forma cuadrada para el dren, se necesitan áreas de  $2,92\text{m} \times 2,92\text{m}$  y  $2,3\text{m} \times 2,3\text{m}$  respectivamente para obtener un factor de seguridad (FS) igual a 10 para flujos de diseño y FS igual a 5 en condiciones eventuales. Cabe señalar, que el orden de magnitud del FS en un sistema de drenaje no está establecido reglamentariamente y solo se hace mención a los valores regularmente recomendados en la práctica nacional e internacional.

Finalmente, como ahora se conoce la magnitud de  $d_{10}$  del material drenante, se puede calcular su permeabilidad en base a la ecuación obtenida en 4.3.4, obteniéndose una permeabilidad de  $4,2 \times 10^{-03}$  m/s, la cual será utilizada en los modelos a continuación.

#### 4.3.6 Modelamiento en *SEEP /W*

##### a) Curvas de Retención de Agua del Suelo

Debido a la falta de instrumentos para determinar las curvas de retención del relave y del material del muro para alimentar los modelos, se utilizaron curvas basadas en la literatura (Musso y Suazo, 2018) para materiales con diámetros efectivos,  $G_s$ , y porosidades similares a las obtenidas. Las curvas de retención a utilizar en el análisis son ilustradas en la gráfica 4-8.



Gráfica 4-8. Curva de retención de agua volumétrica para los distintos materiales que componen el embalse. Adaptada de Musso y Suazo (2018),

b) Perfiles del Embalse de Relaves a Analizar

Para la etapa de modelamiento, se analizarán 3 secciones al interior del embalse, en un periodo de 10 años, tanto para la etapa de operación como la de diseño; cada una de ellas con diferentes topografías y distancias a la laguna de aguas claras formada producto de la depositación de relaves. Las secciones elegidas se muestran a continuación:

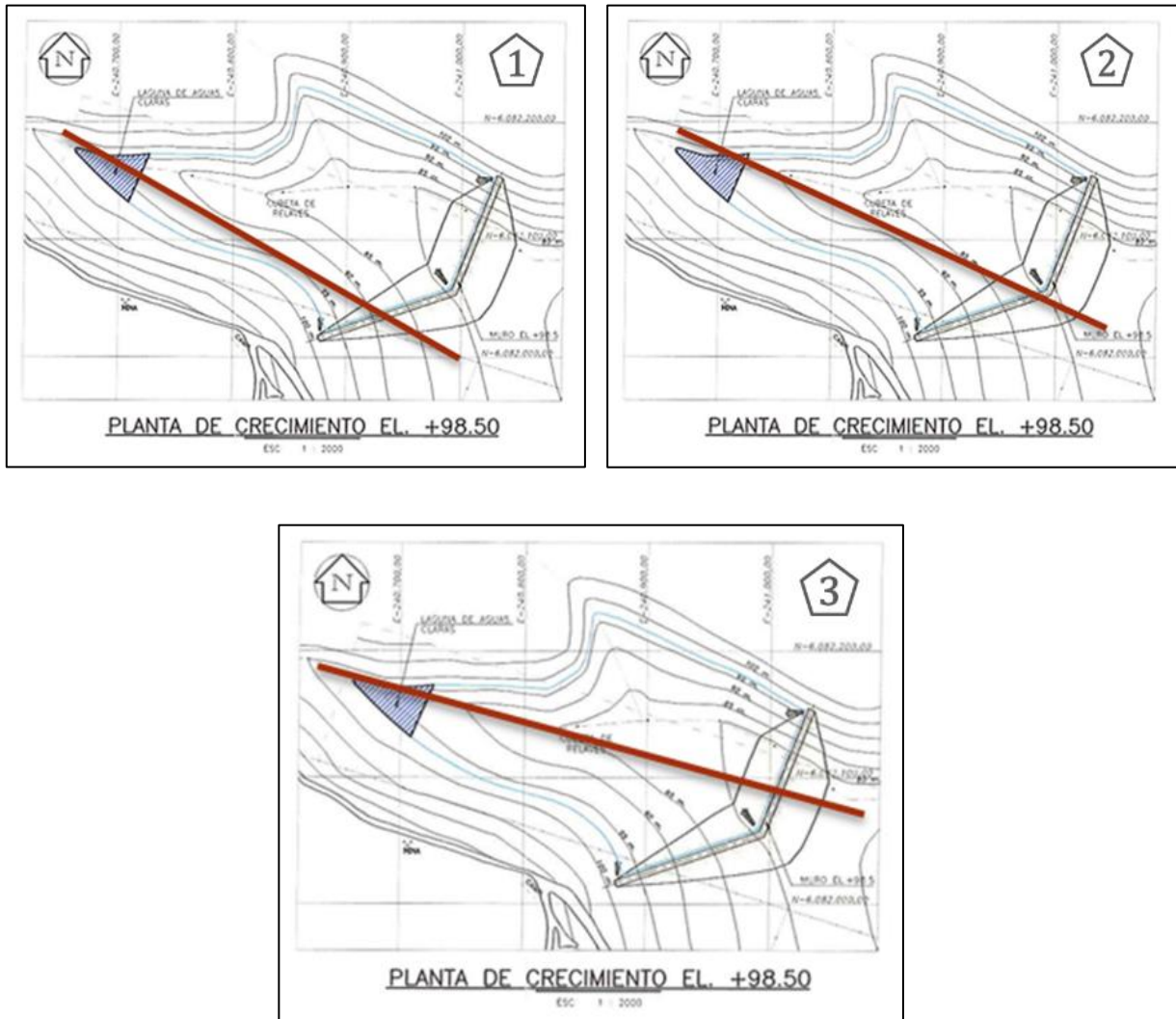


Figura 4-10. Ubicación de perfiles del embalse a analizar en la etapa de modelamiento (Diseño Original 2018).

Es necesario señalar que, debido a la variabilidad en el espesor del suelo de fundación fluvial, la elección de las tres (3) secciones longitudinales tiene por objetivo el poder identificar los

distintos flujos pasantes a través de este y que potencialmente podrían ser captados por el sistema de drenaje.

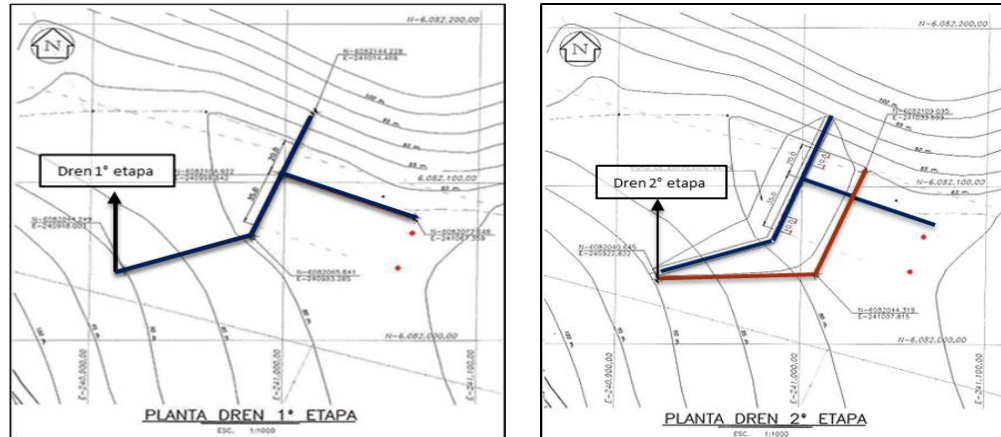


Figura 4-11. Vista en planta de la distribución de los drenes en su etapa 1 y 2.

### c) Modelos Según Operación Histórica

En la geometría del modelo presentado en la Figura 4-12, se pueden diferenciar los distintos estratos; que se encuentran tanto para la condición histórica como de diseño

A través de diversos análisis se llegó a la conclusión que no es necesario incluir el estrato de andesita Z2 en los modelos, ya que este no afecta los resultados debido a que las infiltraciones presentes no son lo suficientemente profundas para llegar a este estrato. Esto último se debe además a las permeabilidades del suelo de fundación y de los relaves.

El embalse de relaves Chépica cuenta con una geomembrana de 1mm de espesor en el muro aguas arriba, que se extiende desde el coronamiento (elevaciones de la primera, segunda o tercera etapa según corresponda) hasta una zanja de 3 metros de profundidad desde el suelo de fundación. Respecto al sistema de drenajes, este se encuentra ubicado en el eje de la curva del muro del embalse según lo ocurrido durante la operación histórica y tiene 2 etapas de construcción, antes de la etapa 1 del muro y antes de comenzar la etapa 2.



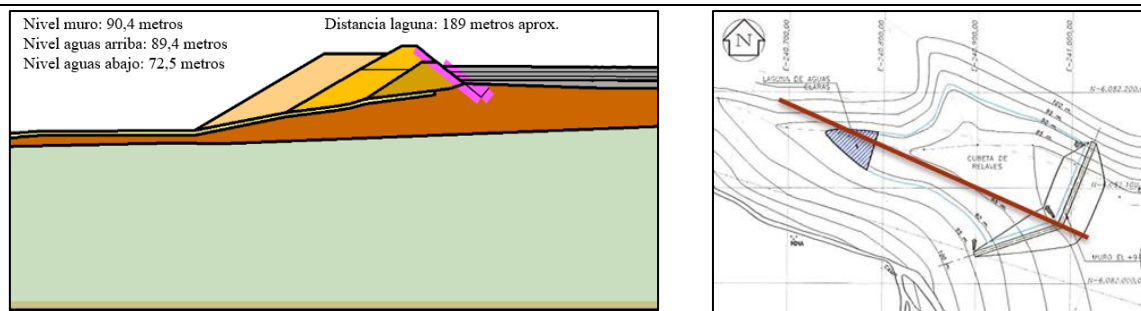


Figura 4-12. Perfil central del embalse de relave según operación para el año 2018.

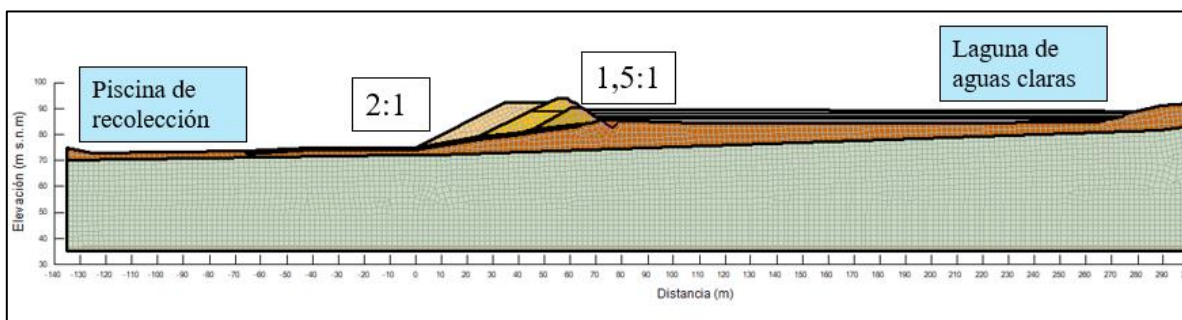


Figura 4-13. Perfil N°2 completo del embalse de relave según operación para el año 2018.

A continuación, se ilustran las condiciones de borde además de las cargas totales y niveles freáticos para cada uno de los perfiles durante los años de operación histórica:

Tabla 4-17. Condiciones de borde para modelos según operación histórica.

Año	Piscina de recolección [m s.n.m.]			Laguna aguas arriba [m s.n.m.]		
	p1	p2	p3	p1	p2	p3
2007	75	73,5	72,5	-	-	-
2008	75	73,5	72,5	85	85	85
2009	75	73,5	72,5	85,8	85,8	85,8
2010	75	73,5	72,5	85,8	85,8	85,8
2011	75	73,5	72,5	85,9	85,9	85,9
2012	75	73,5	72,5	86,1	86,1	86,1
2013	75	73,5	72,5	86,9	86,9	86,9
2014	75	73,5	72,5	88,1	88,1	88,1
2015	75	73,5	72,5	88,9	88,9	88,9
2016	75	73,5	72,5	89	89	89
2017	75	73,5	72,5	89	89	89
2018	75	73,5	72,5	89	89	89

**Año 2009**

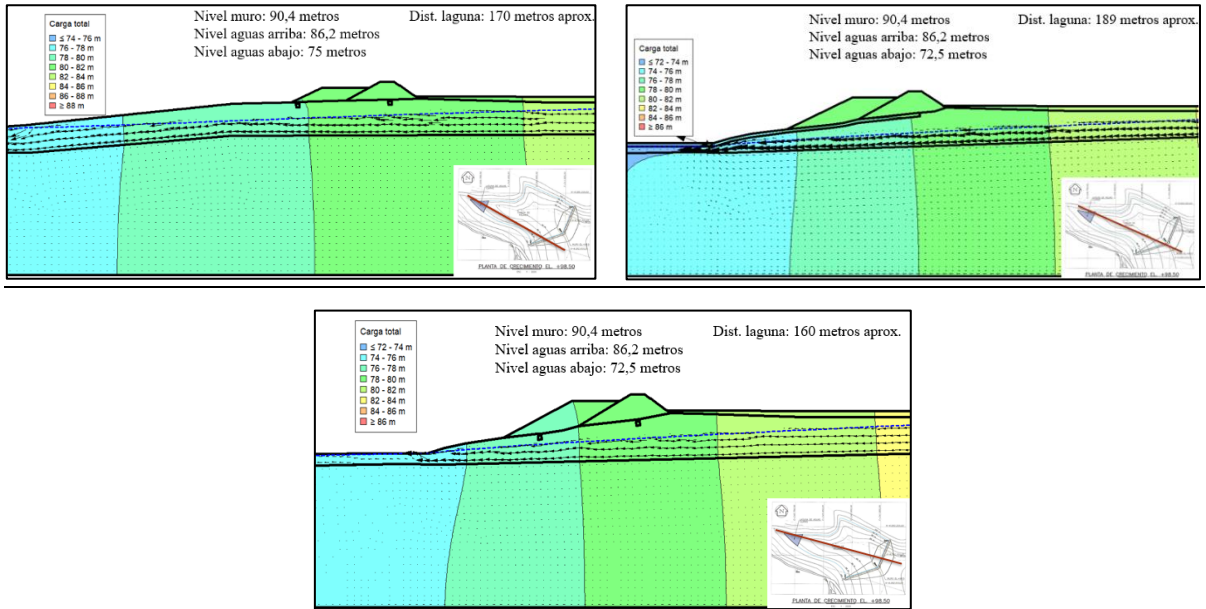


Figura 4-14. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2009 según operación histórica.

**Año 2010**

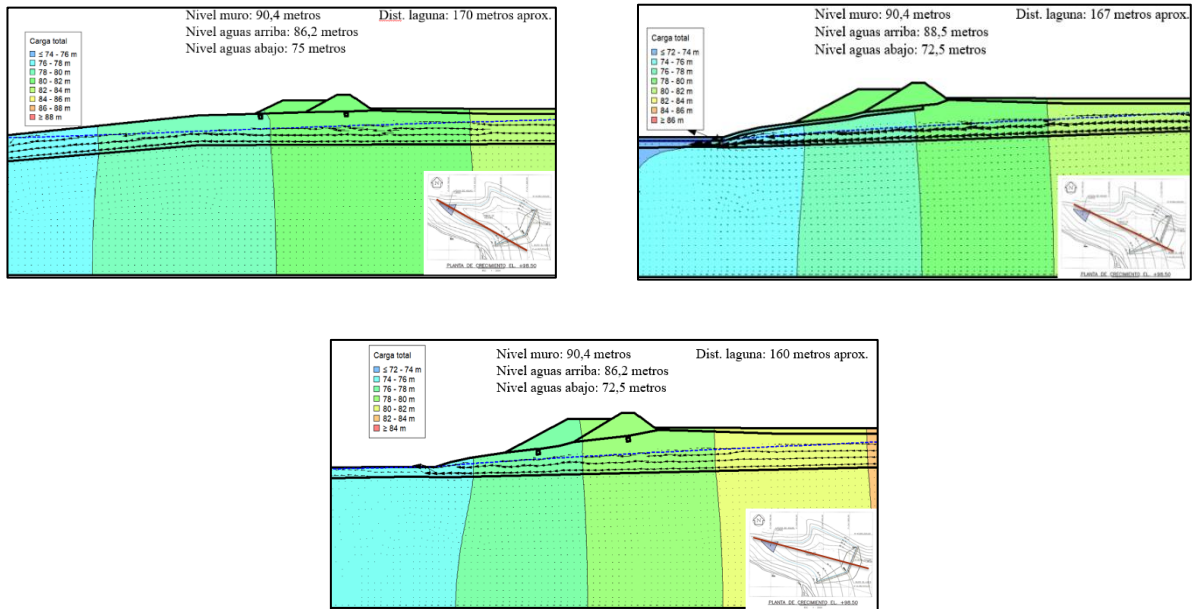


Figura 4-15. Carga total y trayectoria del nivel freático para para el año 2010 según operación histórica.

**Año 2011**

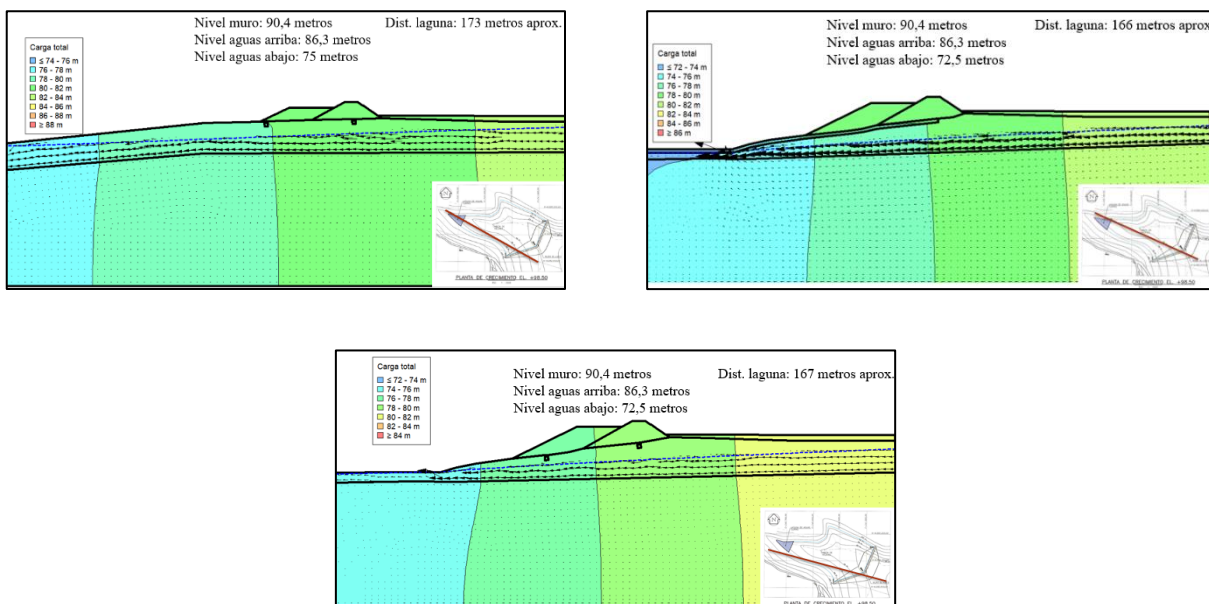


Figura 4-16. Carga total y trayectoria del nivel freático para para el año 2011 según operación histórica.

**Año 2012**

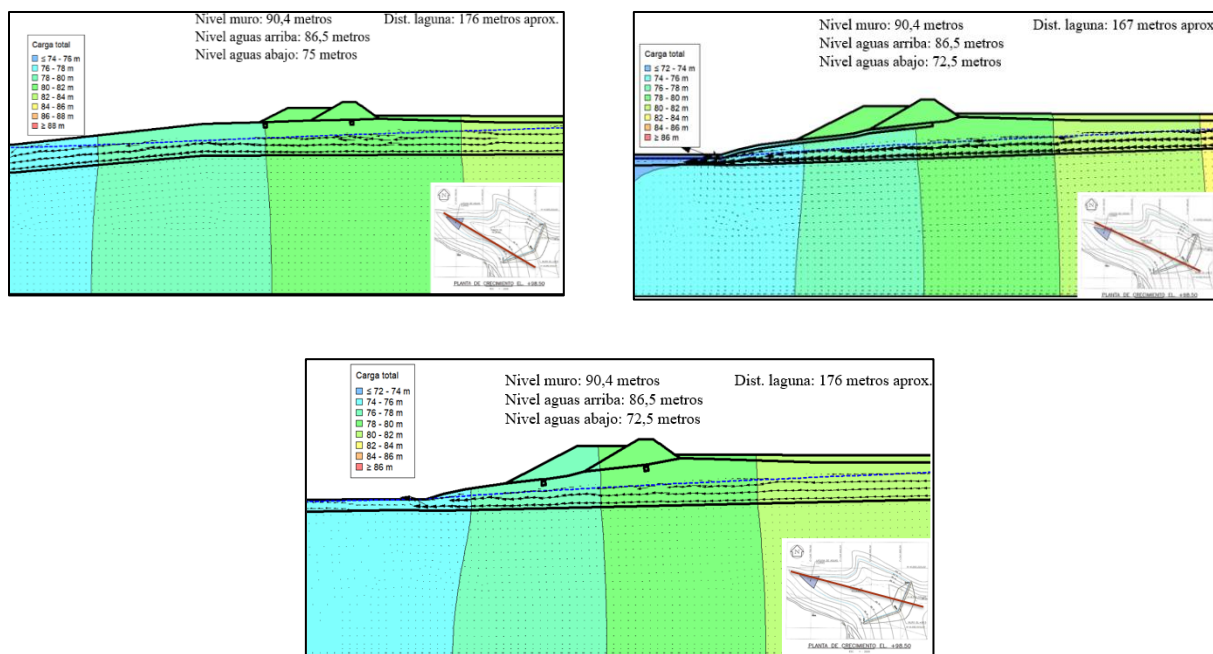


Figura 4-17. Carga total y trayectoria del nivel freático para para el año 2012 según operación histórica.

Año 2013

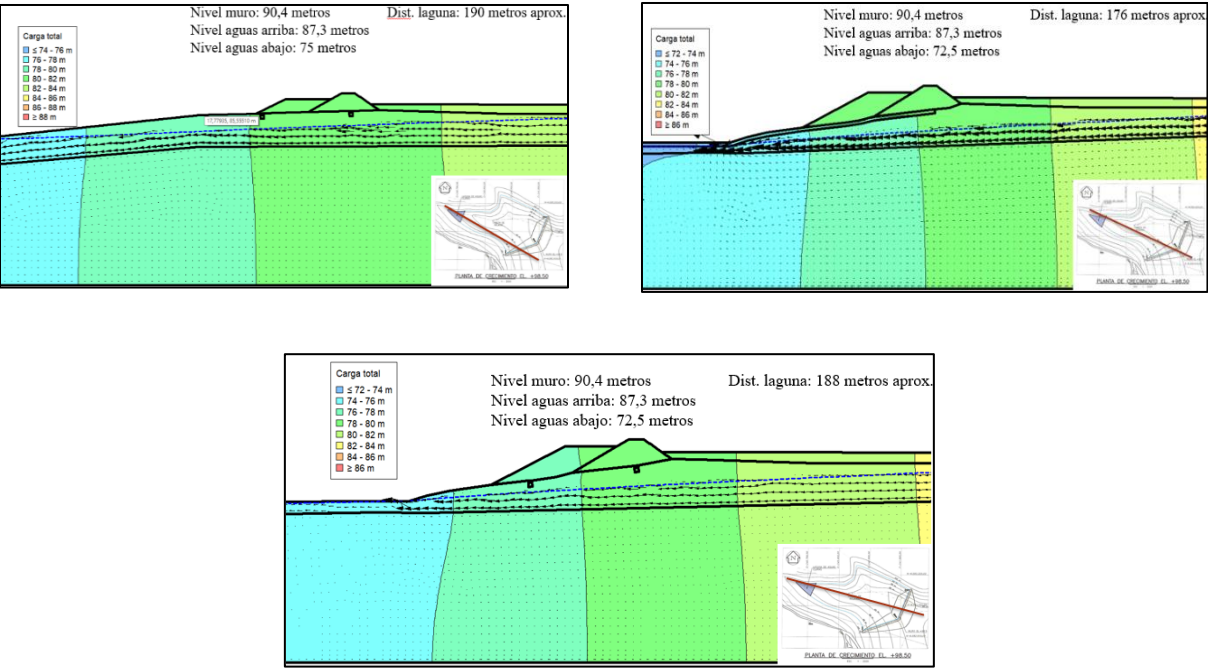


Figura 4-18. Carga total y trayectoria del nivel freático para para el año 2013 según operación histórica.

Año 2014

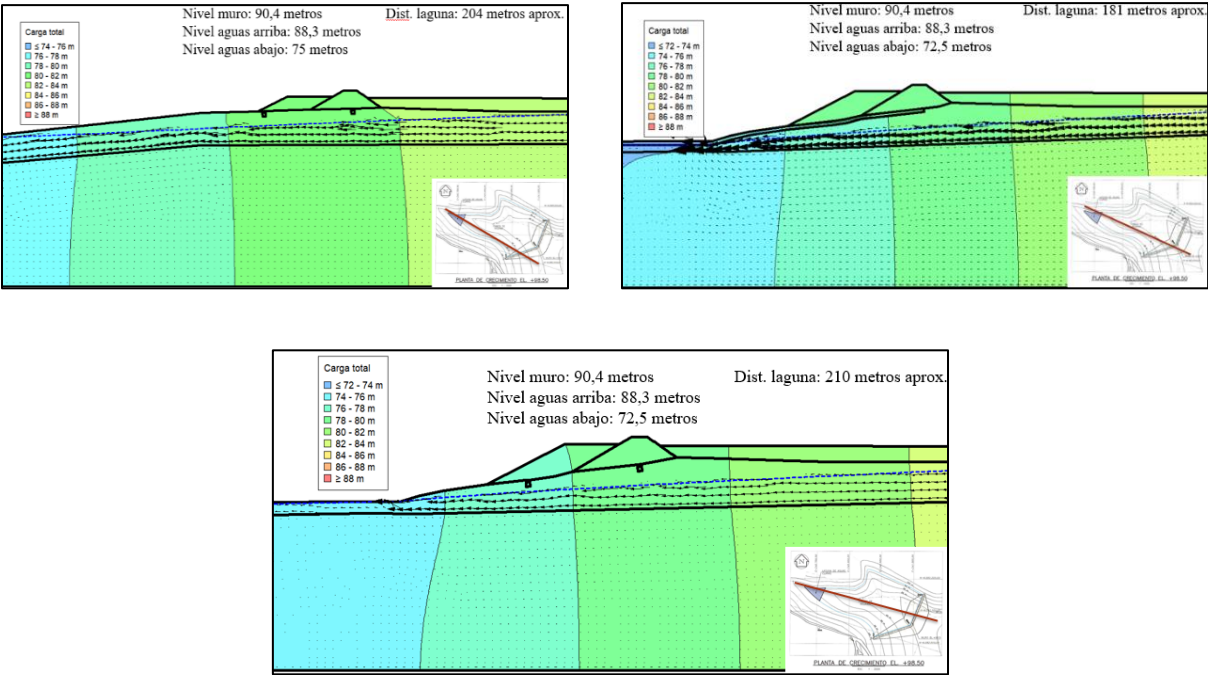


Figura 4-19. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2014 según operación histórica.



Año 2015

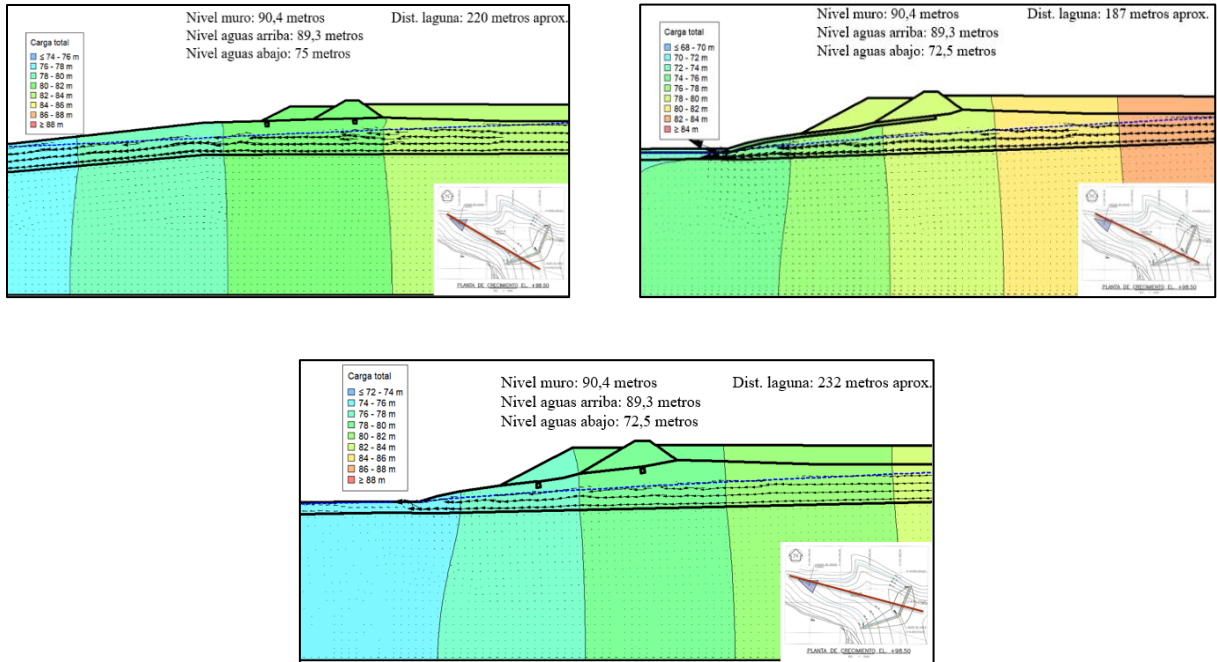


Figura 4-20. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2015 según operación histórica.

Año 2016

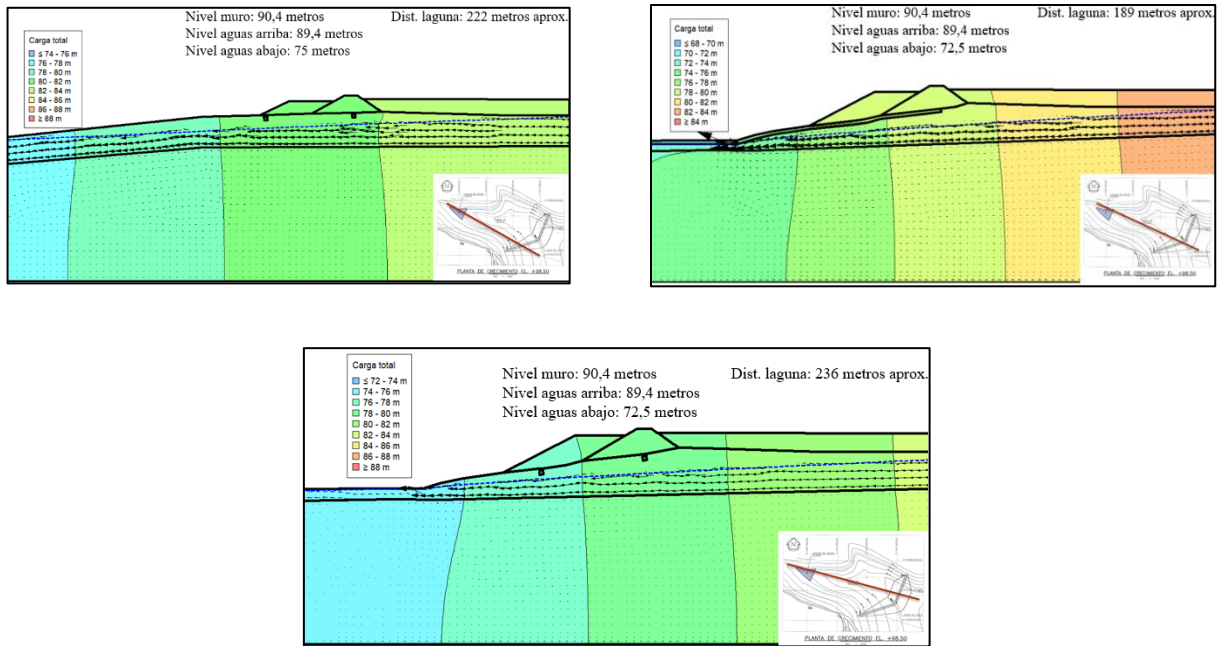


Figura 4-21. Carga total y trayectoria del nivel freático para para el año 2016 según operación histórica.

Años 2017 – 2018

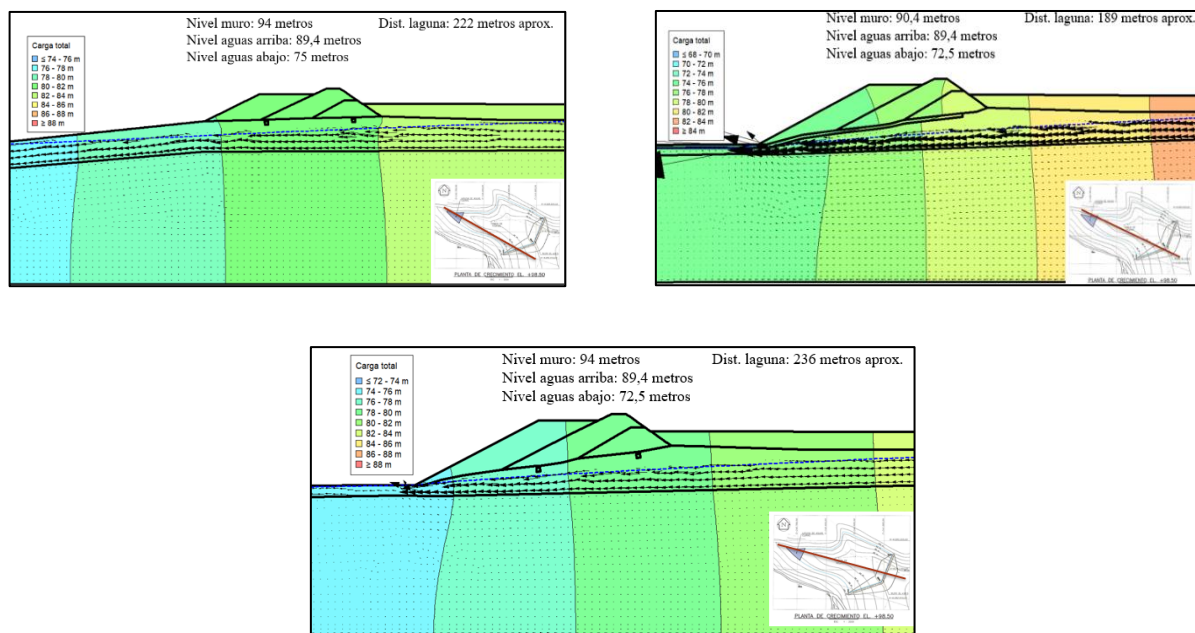


Figura 4-22. Carga total y trayectoria del nivel freático para los años 2017- 2018 según operación histórica.

Como producto de los análisis realizados en el embalse de relaves, considerando la operación histórica durante la última década, se puede indicar que, en el largo plazo, las infiltraciones producto de las lagunas formadas por la depositación de los relaves no serán captadas por el sistema de drenaje de la presa en su totalidad, pudiéndose observar infiltraciones al interior del embalse solamente al pie del talud.

Lo anterior se debe principalmente a dos razones, la similitud (o poco contraste) de la magnitud en permeabilidad entre el material de relave con el del suelo de la cubeta produce que, por gravedad, la carga de agua desde la laguna baja preferentemente hacia el suelo de fundación en vez de fluir a través del relave llegando a un nivel aguas abajo donde la distribución de flujo se dio netamente por el gradiente hidráulico existente desde aguas arriba.

d) Modelos Según Operación de Diseño

Respecto al diseño del embalse de relaves, se puede observar como principales diferencias, el cambio en la posición del eje principal del sistema de drenaje, la mayor distancia existente entre el muro y la laguna, y la posición de la piscina de recolección de aguas claras. Existen además diferencias en la topografía; si bien es difícil ilustrar todos estos cambios, se puede visualizar la topografía planteada en el diseño en las siguientes figuras:

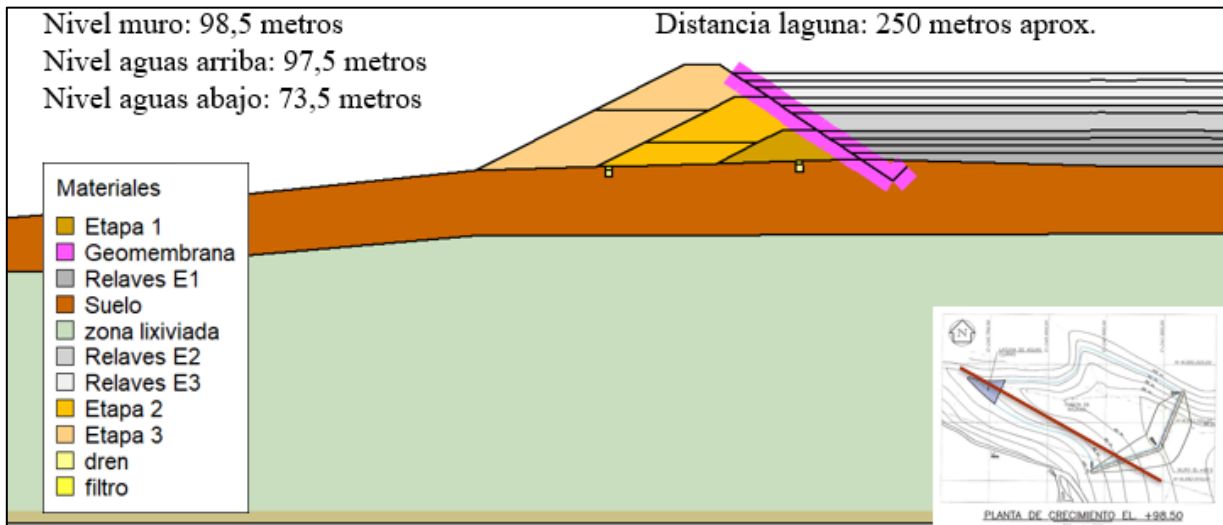


Figura 4-23. Perfil 1 del embalse de relave según diseño para el año 2018.

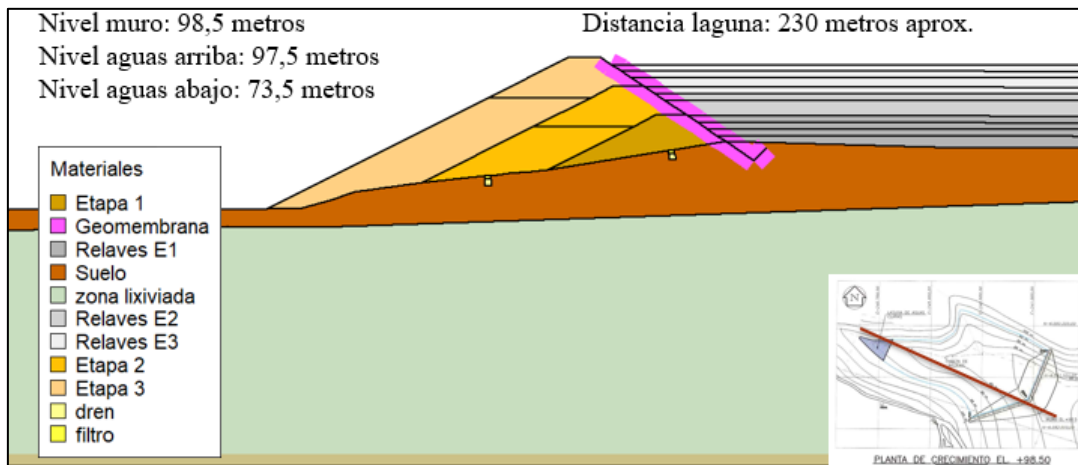


Figura 4-24. Perfil 2 del embalse de relave según diseño para el año 2018.

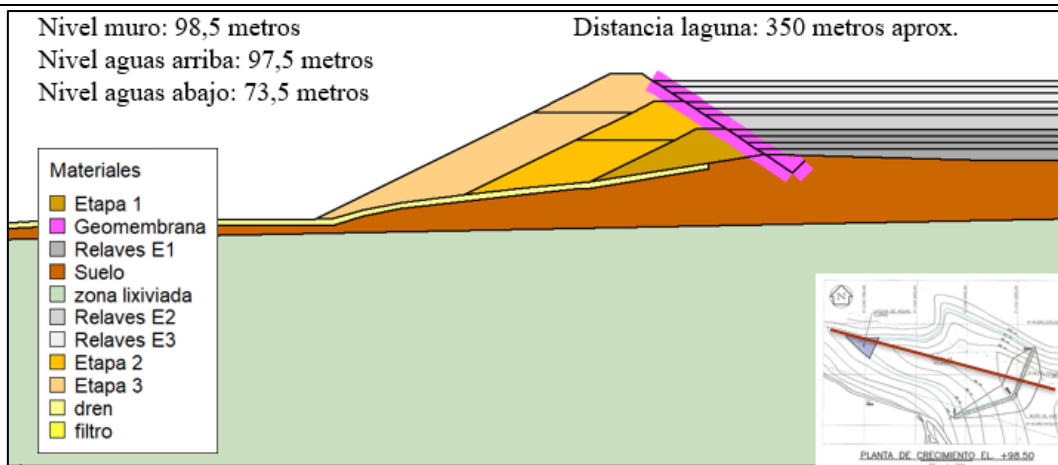


Figura 4-25. Perfil 3 del embalse de relave según diseño para el año 2018.

Cada perfil cuenta con una geomembrana ingresada al modelo de 1mm de espesor la cual está anclada a una zanja de 3 metros de profundidad en el suelo de fundación, y los perfiles N°1 y 2 cuentan con ejes secundarios del sistema de drenaje que poseen un área transversal de 1 m<sup>2</sup>.

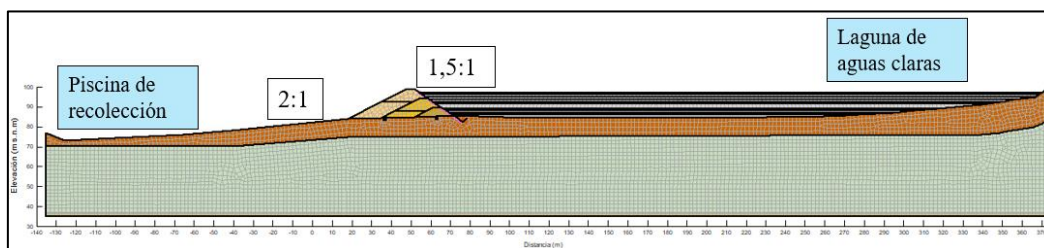


Figura 4-26. Perfil N°1 completo del embalse de relave según operación para el año 2018.

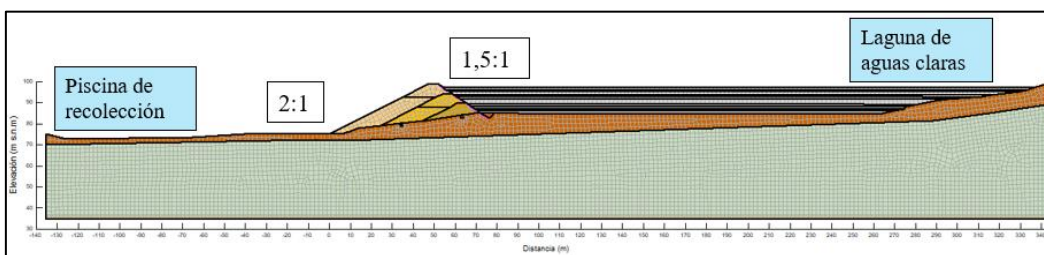


Figura 4-27. Perfil N°2 completo del embalse de relave según operación para el año 2018.

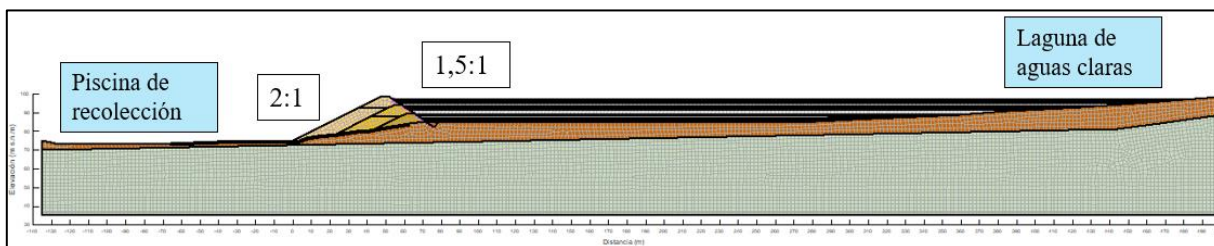


Figura 4-28. Perfil N°3 completo del embalse de relave según operación para el año 2018.



A continuación, se ilustran las condiciones de borde junto con las cargas totales y niveles freáticos para cada uno de los perfiles durante los años de operación según lo planteado en el diseño:

Tabla 4-18. Condiciones de borde para modelos según diseño.

Año	Piscina de recolección [m s.n.m.]			Laguna aguas arriba [m s.n.m.]		
	p1	p2	p3	p1	p2	p3
2007	75	73,5	72,5	-	-	-
2008	75	73,5	72,5	85	85	85
2009	75	73,5	72,5	86,1	86,1	86,1
2010	75	73,5	72,5	87,1	87,1	87,1
2010 E2	75	73,5	72,5	88,1	88,1	88,1
2011	75	73,5	72,5	89,1	89,1	89,1
2012	75	73,5	72,5	91,6	91,6	91,6
2013	75	73,5	72,5	92,6	92,6	92,6
2014	75	73,5	72,5	93,6	93,6	93,6
2015	75	73,5	72,5	95,1	95,1	95,1
2016	75	73,5	72,5	96,1	96,1	96,1
2017	75	73,5	72,5	97,1	97,1	97,1
2018	75	73,5	72,5	97,1	97,1	97,1

Año 2009

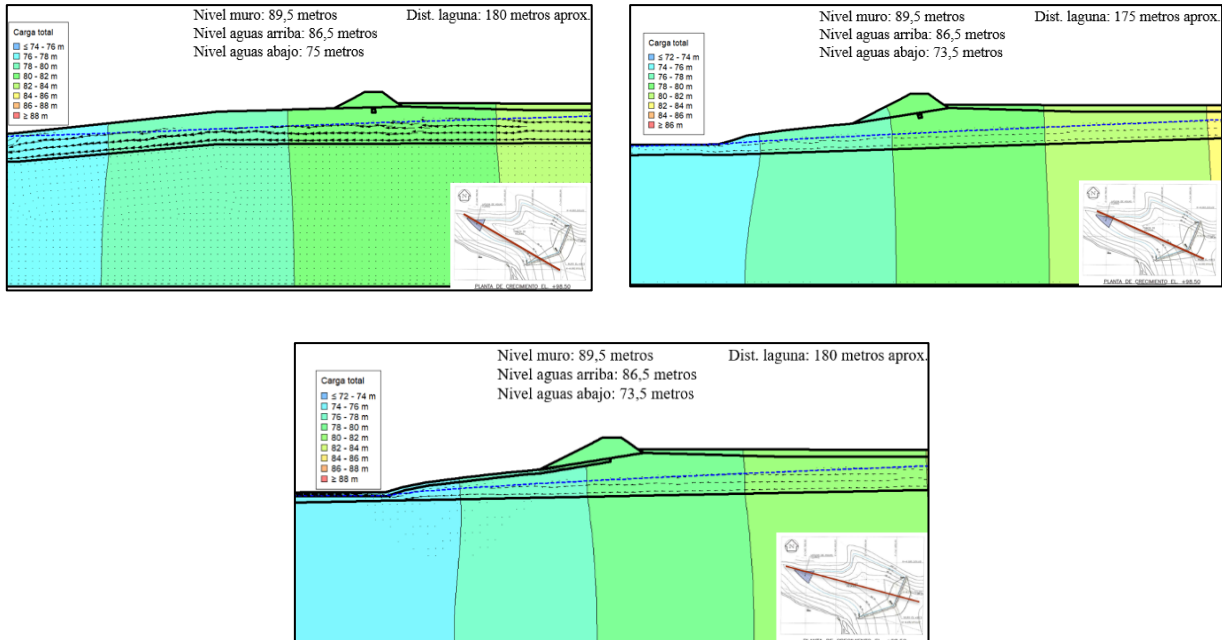


Figura 4-29. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2009 de diseño.

Año 2010 (antes de peraltamiento 2da etapa)

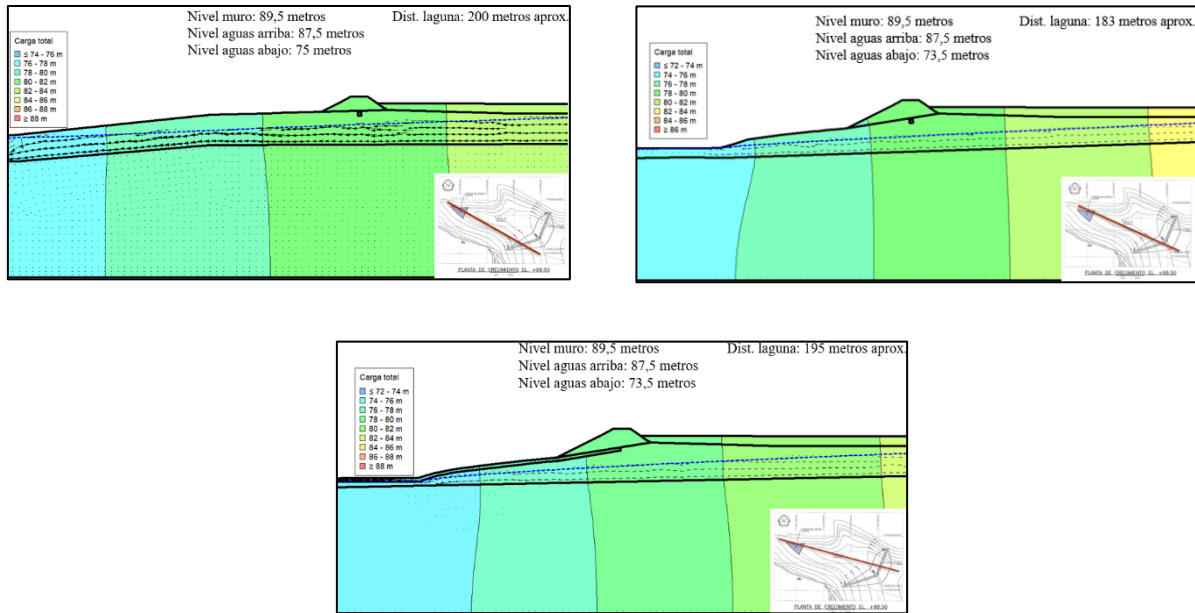


Figura 4-30. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2010.

Año 2010 (después de peraltamiento de segunda etapa)

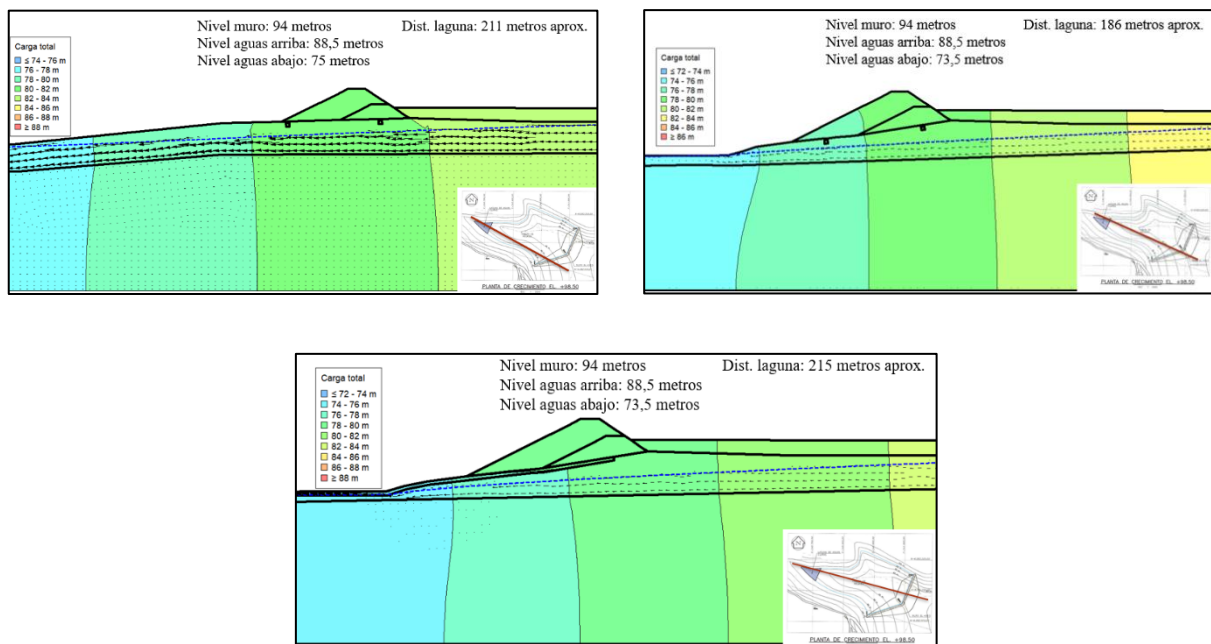


Figura 4-31. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2010.

Año 2011

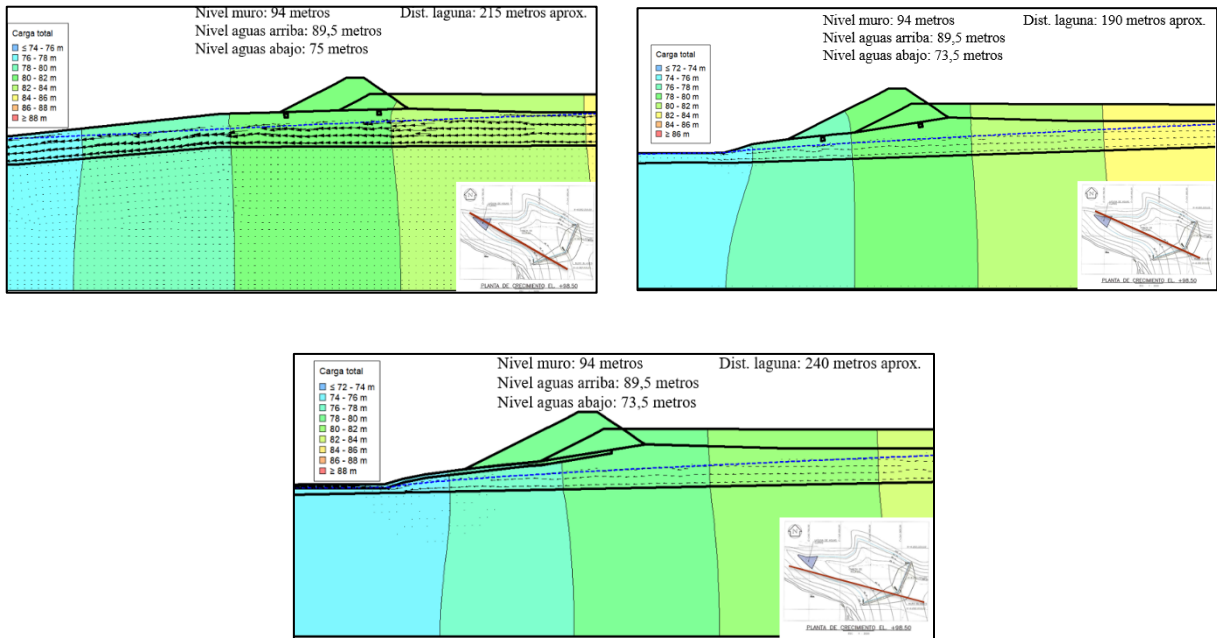


Figura 4-32. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2011.

Año 2012

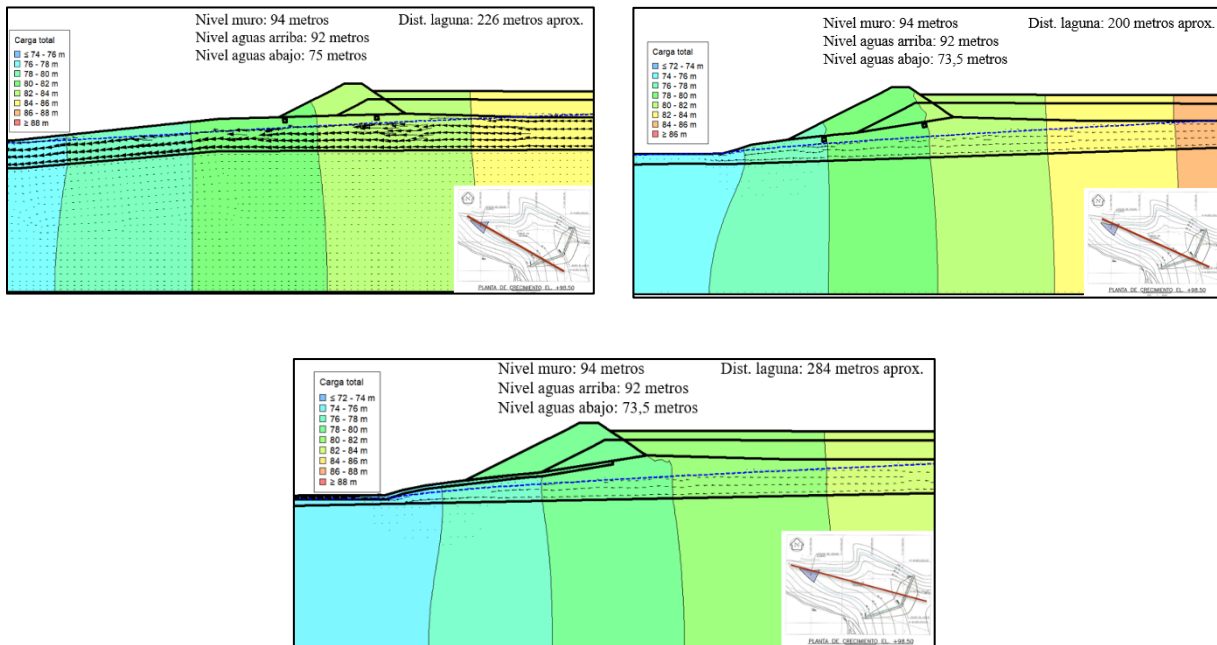


Figura 4-33. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2012.

Año 2013 (antes del peraltamiento de la 3ra etapa)

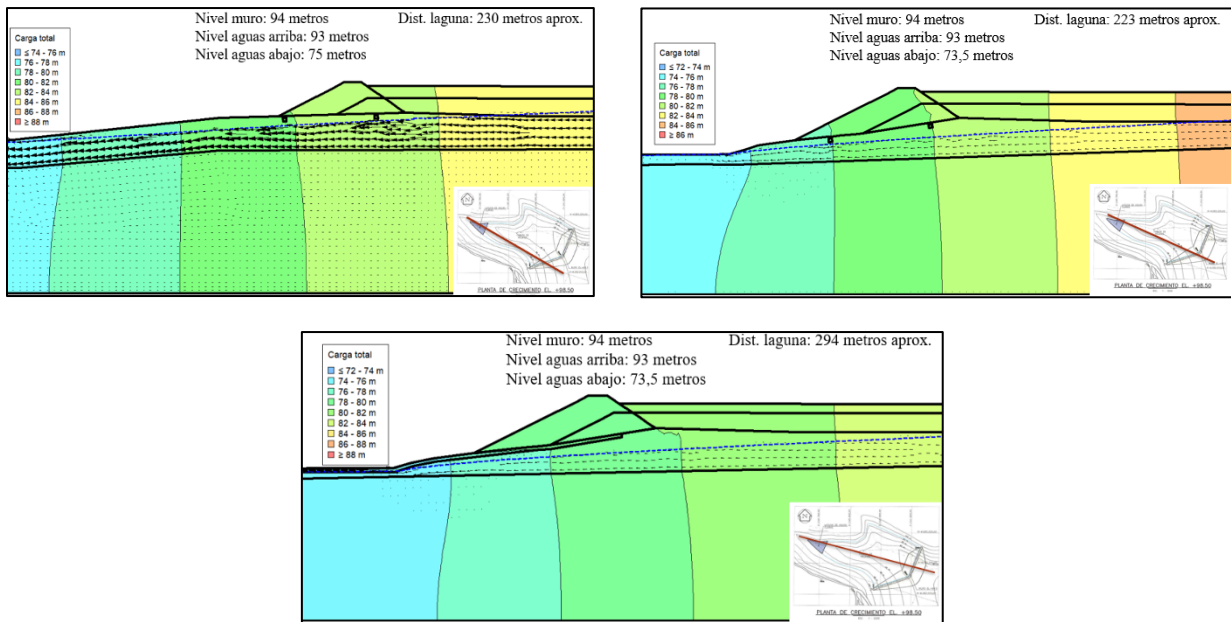


Figura 4-34. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2013.

Año 2013 (después del levantamiento de la 3ra etapa)

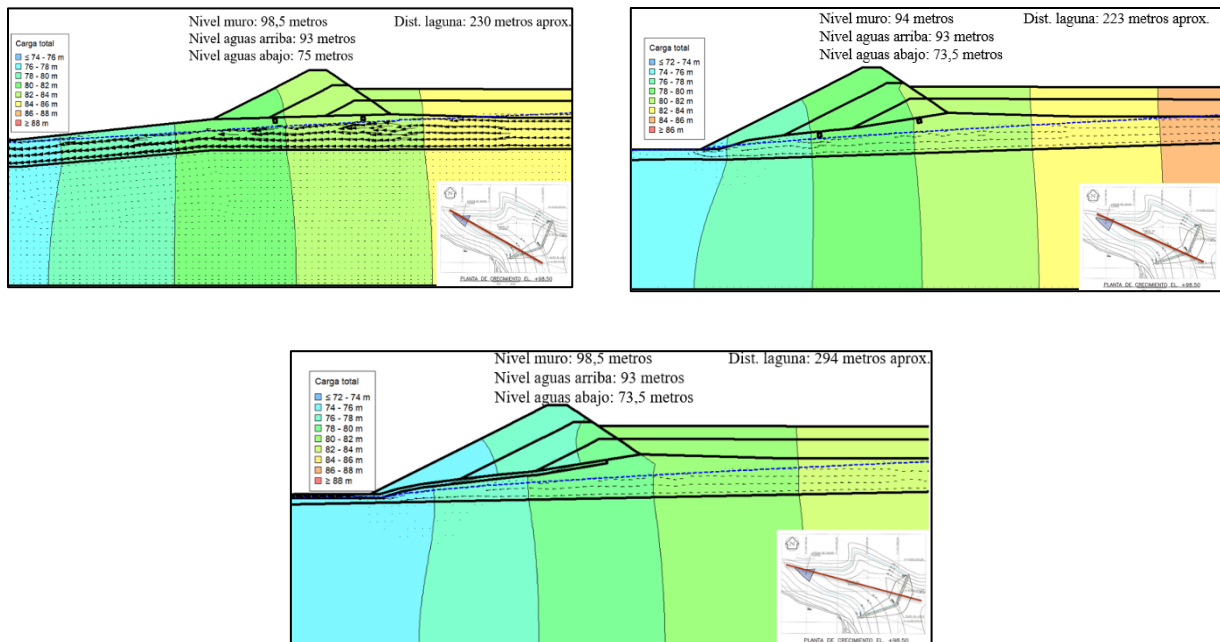


Figura 4-35. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2013.

Año 2014

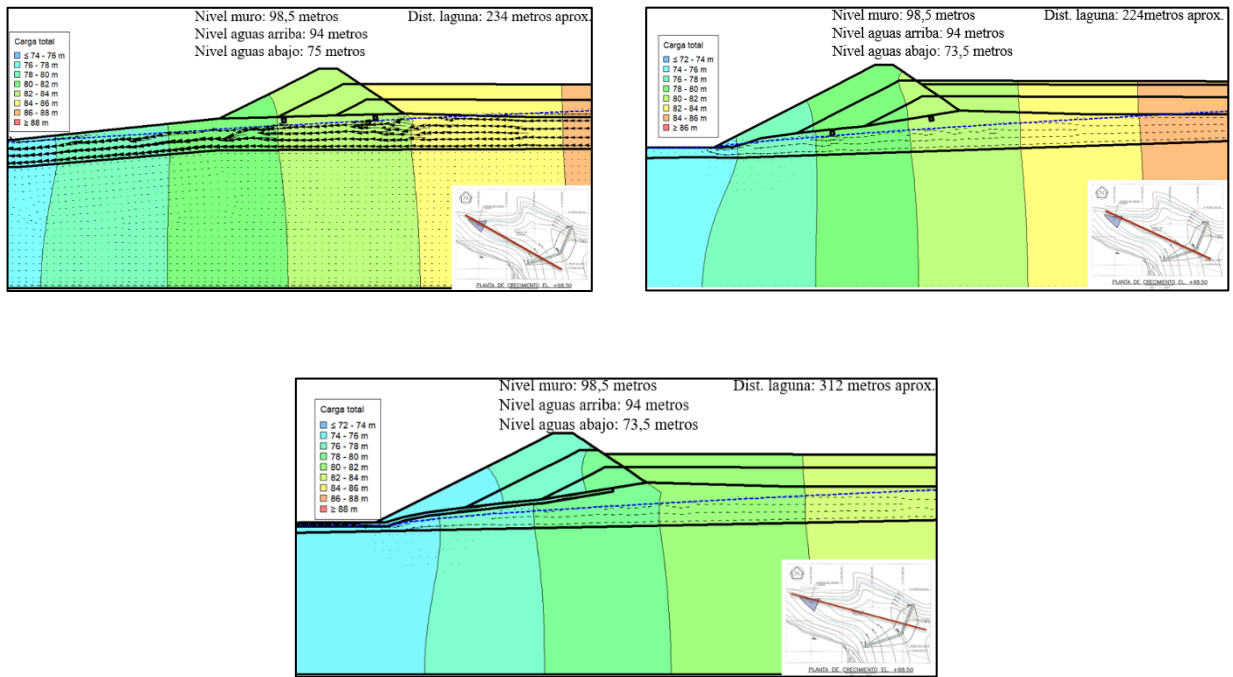


Figura 4-36. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2014.

Año 2015

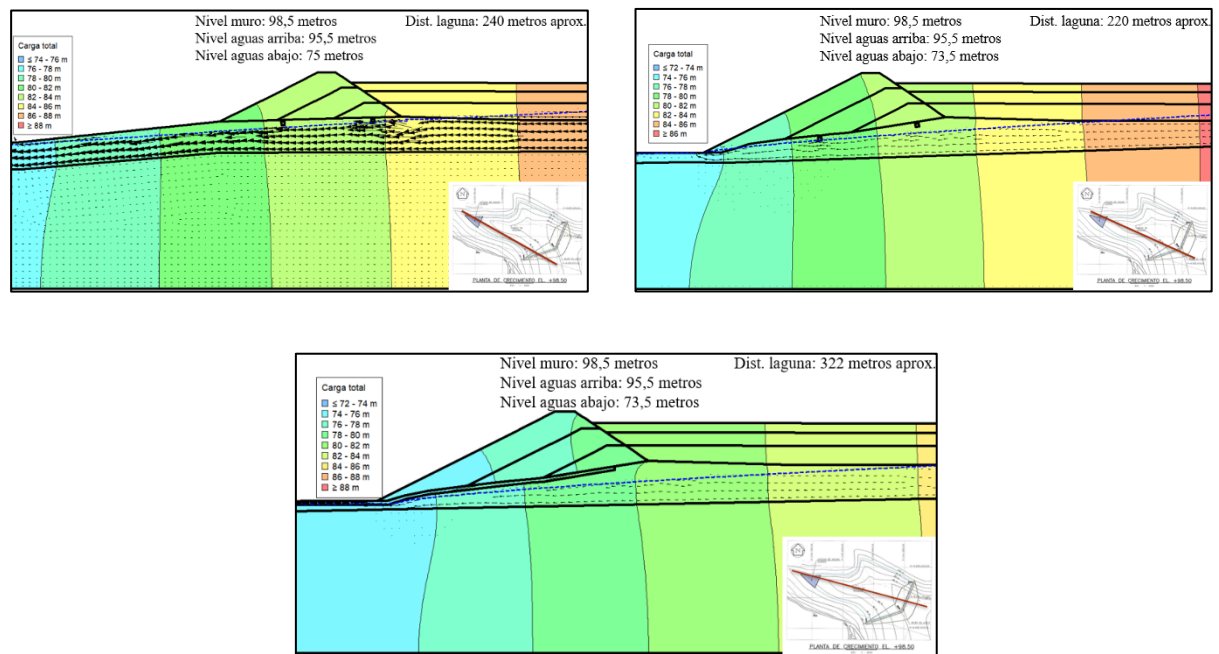


Figura 4-37. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2015.

Año 2016

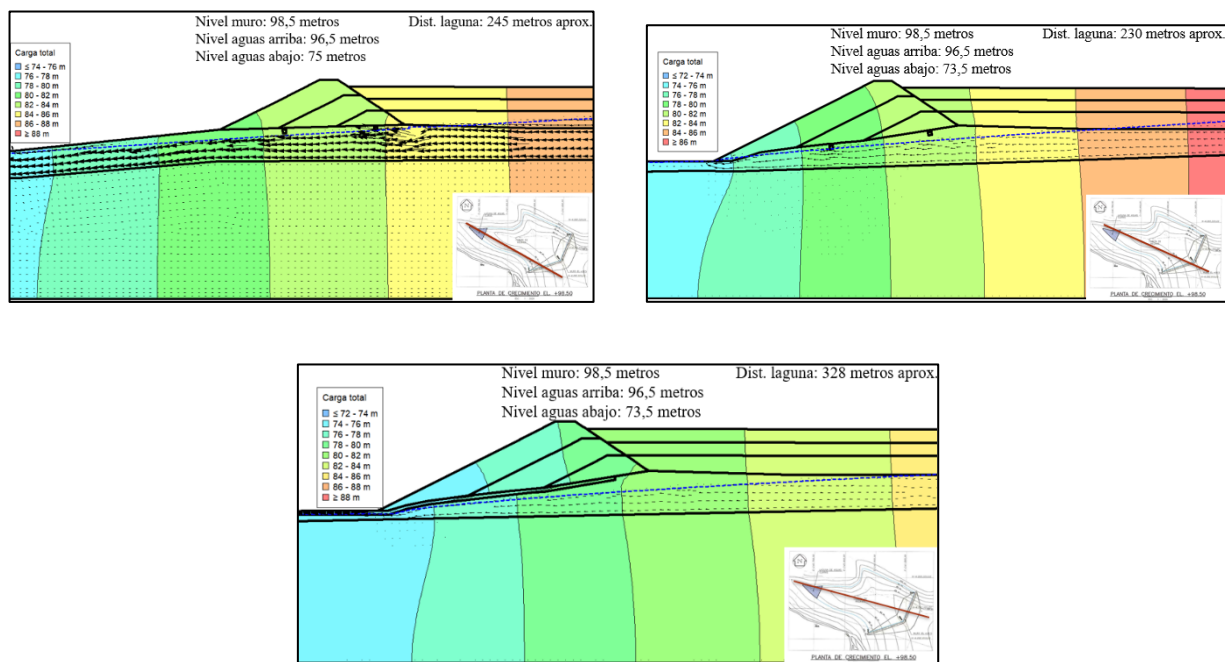


Figura 4-38. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2016.

Año 2017-2018

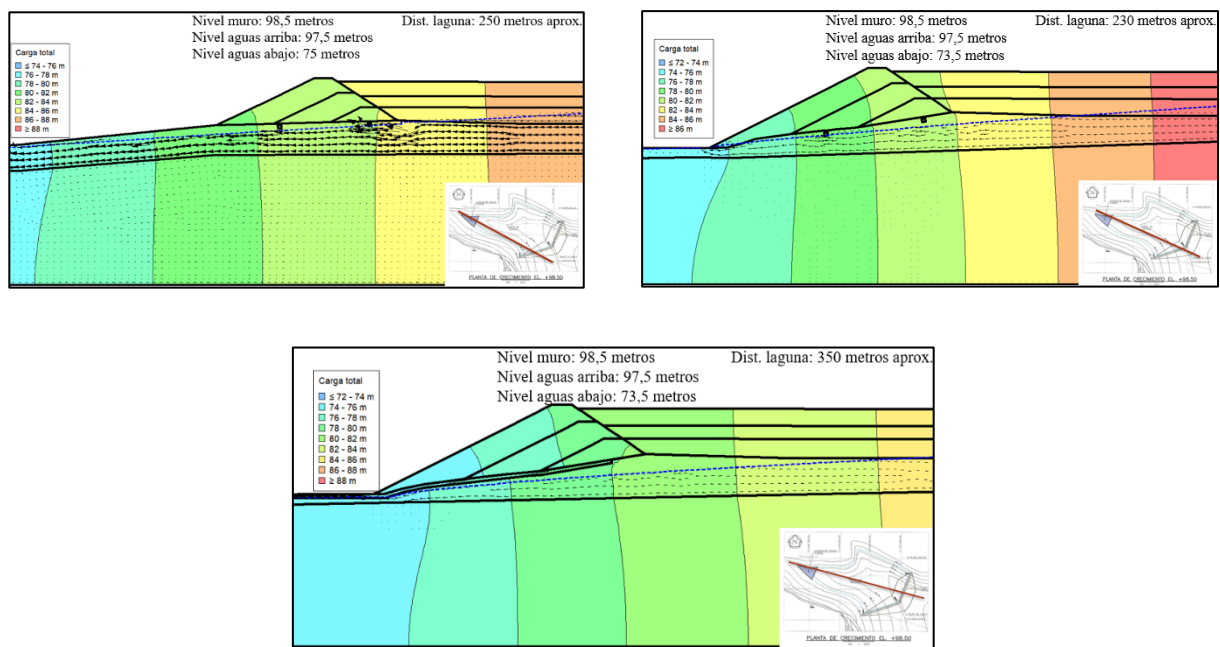


Figura 4-39. Carga total y trayectoria del nivel freático para el año 2017-2018.

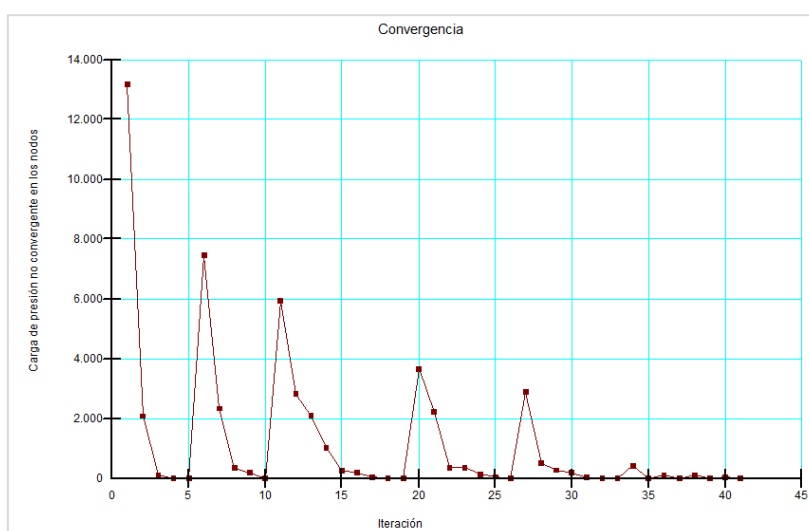


Como se mencionó anteriormente, a diferencia de la operación histórica, en la etapa de diseño se tenía presupuestado que el embalse de relaves estuviera a máxima capacidad en un periodo de 10 años, lo cual se ve reflejado en las figuras anteriores. Respecto a las infiltraciones se puede observar que, de manera similar que durante la operación histórica, en ningún momento el nivel freático se encuentra al interior del muro de aguas arriba, incluso durante la segunda y tercera etapa del muro.

#### 4.3.6.1 Convergencia de resultados

Un aspecto no menos importante que lo mencionado anteriormente es la validez del modelamiento realizado, si bien los resultados del modelo dependen de los valores ingresados por el usuario, en ciertas ocasiones los modelos no son capaces de dar resultados válidos. En el caso del *software SEEP /W* estos se calculan a través de un proceso iterativo hasta que cada nodo de la malla del modelo alcanza la convergencia. En el caso de que en un modelo sus nodos no alcancen la convergencia en su totalidad, los resultados arrojados no serían válidos.

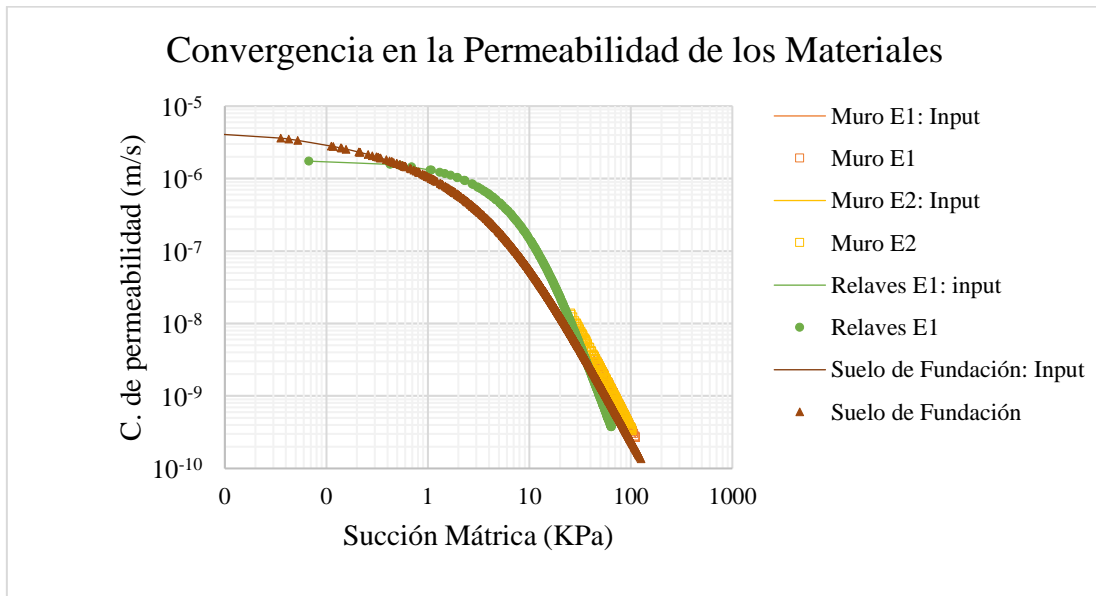
Para comprobar esto, el *software SEEP /W* permite visualizar gráficamente la cantidad de nodos convergentes a través de cada iteración, como se muestra en la siguiente gráfica:



Gráfica 4-9. Nodos convergentes a lo largo de cada iteración en el modelo del perfil N° 3 de operación, año 2018.

Como se puede observar en la gráfica, los nodos alcanzan la convergencia alrededor de la iteración N° 40 de un máximo de 500 iteraciones, por lo que, en este modelo en particular, los resultados son válidos desde este punto de vista.

Otra forma de comprobar la validez es si las funciones de conductividad Hidráulica puestas como input se mantienen al final de la iteración, en caso de que estas sean modificadas también deriva en una invalidez de los resultados. Esto también se puede ilustrar gráficamente a partir de la siguiente gráfica:



Gráfica 4-10. Convergencia de las funciones de permeabilidad para los distintos materiales en el perfil N° 3 de operación, año 2018.

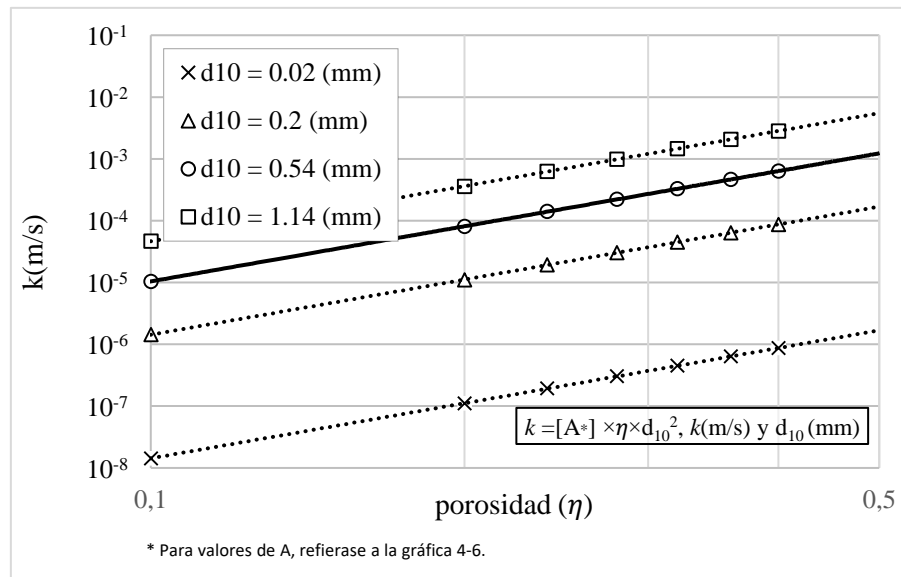
#### 4.3.7 Análisis de infiltraciones según el estado operacional del sistema de drenaje

Otro de los objetivos establecidos en el presente trabajo, es poder observar el funcionamiento del sistema cuando las infiltraciones al interior del muro son elevadas, debido tal vez a un cambio en la granulometría de los relaves, aumentando la permeabilidad de estos y por consiguiente las recargas hidráulicas repentinas aplicadas en la pared de aguas arriba.

Por otro lado, es sabido que el estado de operación de un sistema de drenaje se va reduciendo a medida que transcurre el tiempo, si bien el material drenante en un principio puede estar limpio

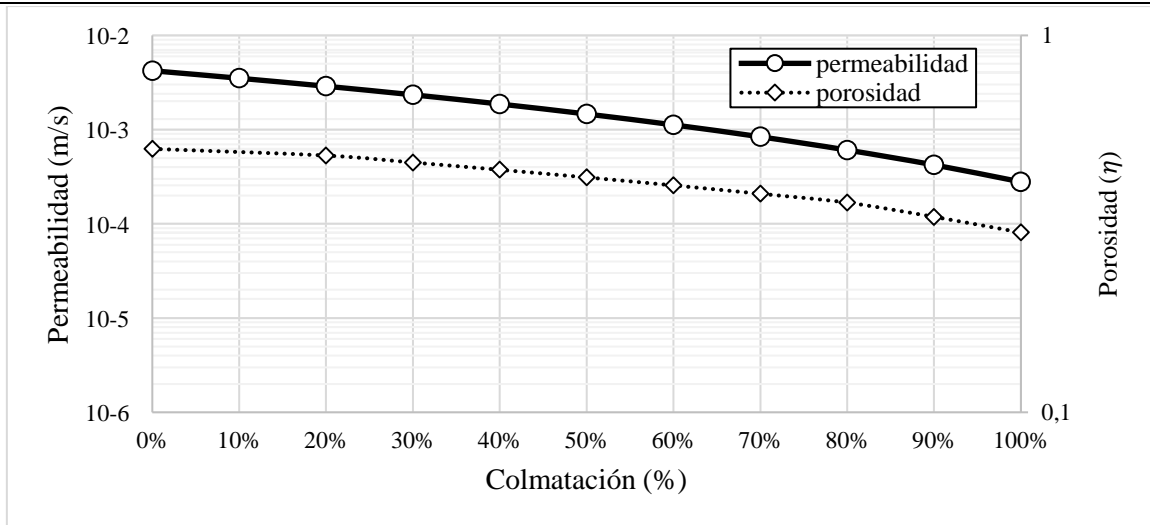


y el dren funcionando en un 100 % de su capacidad, debido a los potenciales problemas de contaminación en la estructura y granulometría del material drenante, el sistema pierde eficiencia disminuyendo su capacidad portante acorde al grado de colmatación del sistema de drenaje. En el caso del sistema de drenaje analizado, se propone que en un estado inicial de colmatación de 0%, el material de este tenga una porosidad asociada de 0,5; y las permeabilidades para el material colmatado sean calculadas usando la siguiente gráfica, mostrada previamente en 4.3.4:



Gráfica 4-11. Permeabilidad en función de la porosidad para distintos tamaños de diámetro efectivo.

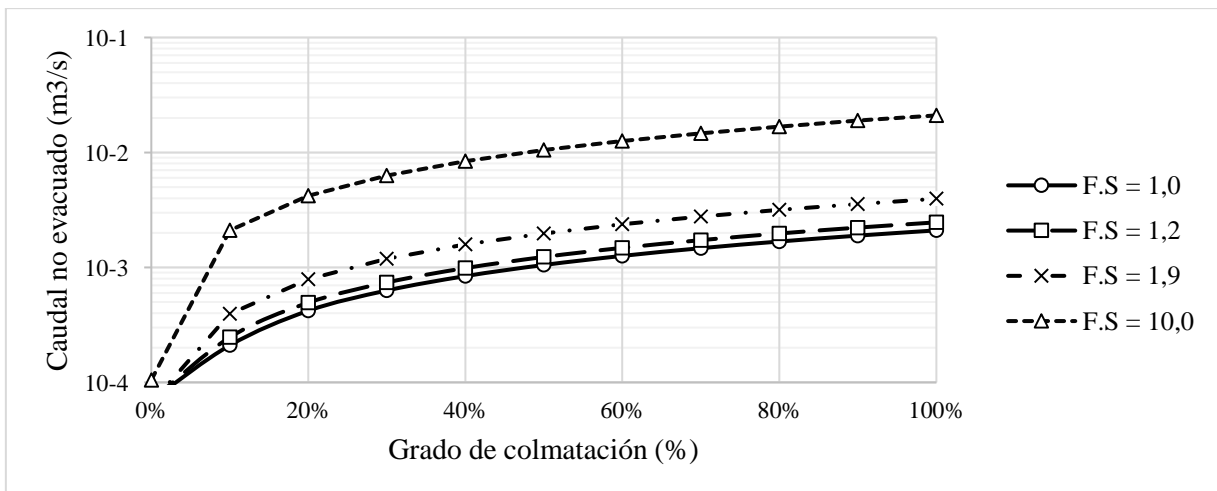
Usando esta gráfica, si se asumiera que el dren adquiere una matriz de arena al colmatarse con un  $d_{10}$  de 0,2mm para una porosidad de 0,2 entonces este tendría una permeabilidad asociada de  $1,12 \times 10^{-5}$ . Usar un valor de porosidad inicial de 0,5 para el dren en estado operativo puede ser algo elevado, pero nos dará un buen rango para hacer un análisis de sensibilidad de la porosidad. A medida que el dren se colmate con partículas proveniente del cuerpo de la presa, la porosidad y por ende la permeabilidad del material drenante disminuirán, hasta que esta última alcance valores similares a los del material del muro o incluso más bajos dependiendo del contenido de finos con el que se colmate el dren. Usando esta relación, se graficó una aproximación de la disminución de la porosidad y permeabilidad del material drenante respecto al grado de colmatación:



Gráfica 4-12. Disminución de la porosidad y la permeabilidad en función del grado de colmatación del sistema de drenaje.

Como se puede observar en la gráfica anterior, cuando el dren está funcionando en perfectas condiciones, es decir cuando el estado de colmatación es 0%, cuenta con su máxima permeabilidad asociada al  $d_{10}$  y la porosidad del material drenante, para luego disminuir de manera progresiva a medida que el dren se colmate.

Como consecuencia de lo anterior, en el caso de que el dren tuviera un FS igual a 1 y su capacidad drenante sea igual a las infiltraciones existentes a drenar (como se mencionó anteriormente 3,5 l/s en el peor de los casos), a medida que este se colmate se produce un aumento en el caudal no evacuado. La curva obtenida para el FS = 1 sirve de referencia a modo de ilustrar los caudales no drenados para FS mayores, asociados a los caudales calculados en 4.3.5. Esto se puede ver en la siguiente gráfica:



Gráfica 4-13. Gráfica logarítmica de aumento en el caudal no drenado en un sistema de drenaje con distintos FS.

Si el sistema de drenaje tiene un FS igual a 1 implica que la variación positiva del grado de colmatación producirá un aumento en el nivel freático al pie del talud, ya que el agua intentará infiltrarse por las zonas aledañas al dren (suelo de fundación y muro), esto se puede visualizar en la siguiente figura:

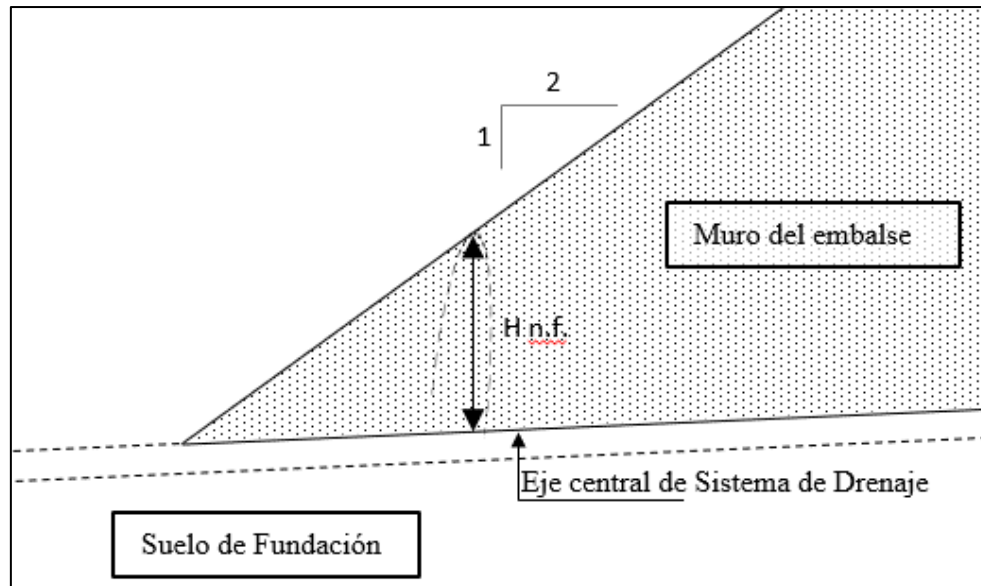
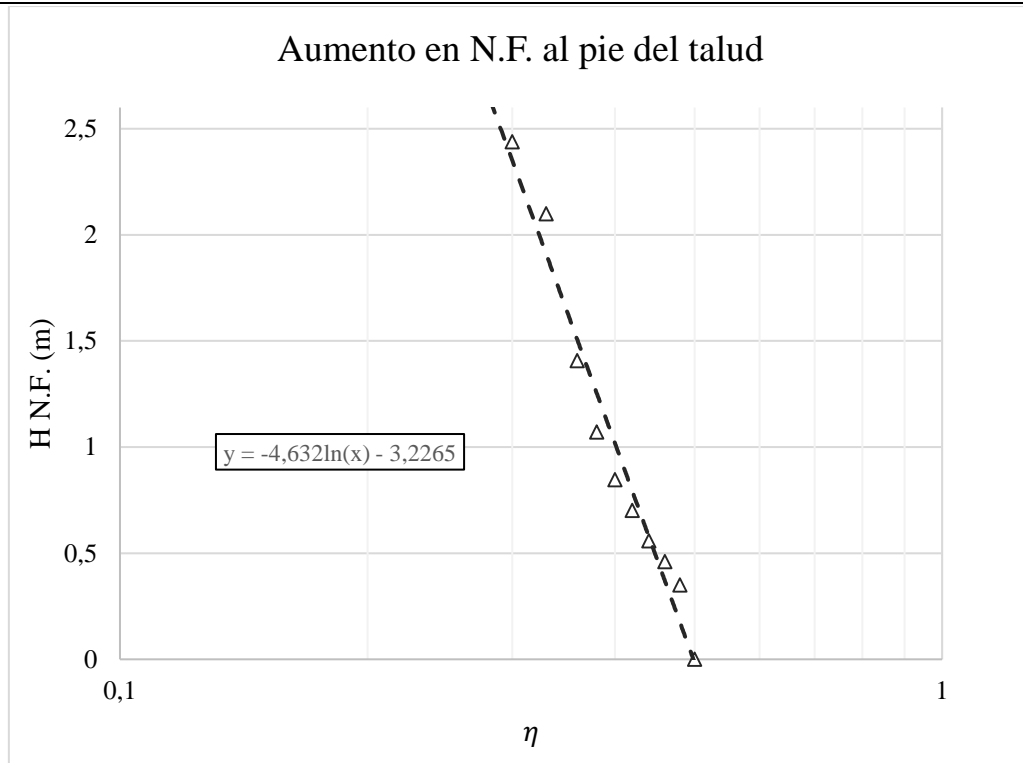


Figura 4-40. Alza en el n.f. al pie del talud aguas abajo producto de la colmatación del dren, elaboración propia.

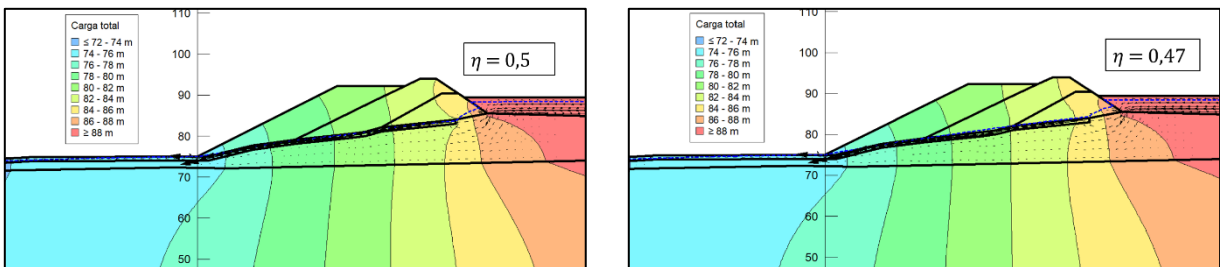
En la siguiente gráfica se puede observar como aumenta la altura del nivel freático según disminuye la porosidad del material drenante:



Gráfica 4-14. Aumento de la altura del nivel freático (H.N.F.) en el talud aguas abajo.

Siguiendo con la idea plantada en el primer párrafo de este apartado, se incrementó la permeabilidad de los relaves para el perfil N°2 del modelo de operación histórica con el fin de aumentar las infiltraciones al interior del muro y evaluar el cambio en el H.N.F. según el grado de colmatación.

Este aumento en H.N.F. es bastante similar a lo obtenido en la gráfica 4-14 y se puede visualizar en las siguientes figuras:



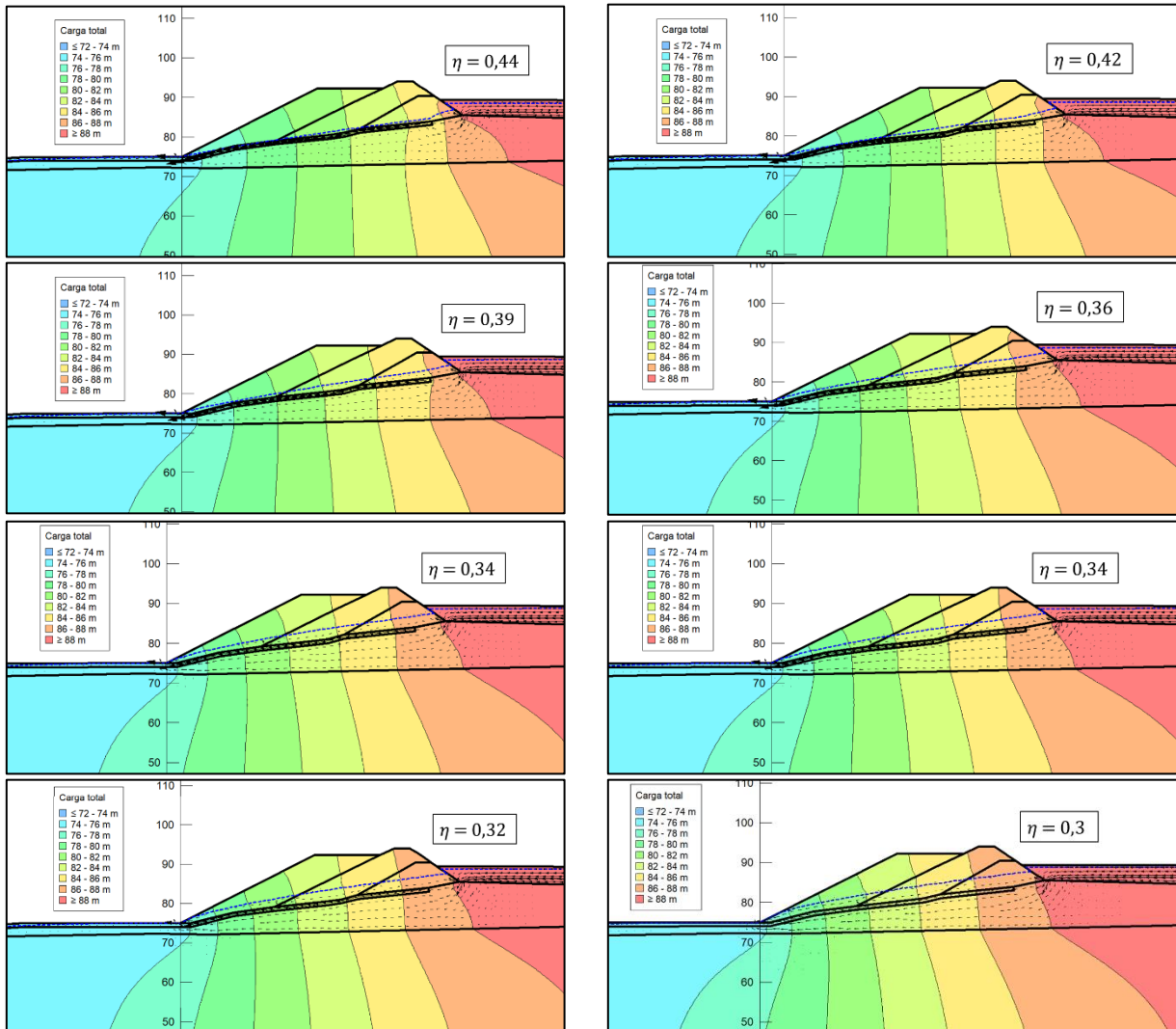


Figura 4-41. Eje central del sistema de drenaje perfil N°2 a distintos grados de colmatación respecto a su porosidad para el año 2018.

Como se puede observar en la figura 4-41 a medida que el dren se colmata aumentan las infiltraciones al interior del muro, lo que refleja la importancia de las medidas de remediación y tareas de monitoreo al interior de los muros de los depósitos, y de mantener un control en la granulometría de los relaves respecto a lo planteado de forma inicial, a modo de evitar que aumente la permeabilidad de estos y que alteren el delicado equilibrio existente en el sistema del embalse.

4.3.8 Análisis de infiltraciones considerando precipitaciones.

En el caso de que ocurra en un tiempo continuo una alta tasa de infiltraciones producto de precipitaciones elevadas, se producirán cambios visibles tanto en la laguna del embalse como en el nivel freático al interior del embalse, esto se puede visualizar en las siguientes imágenes:

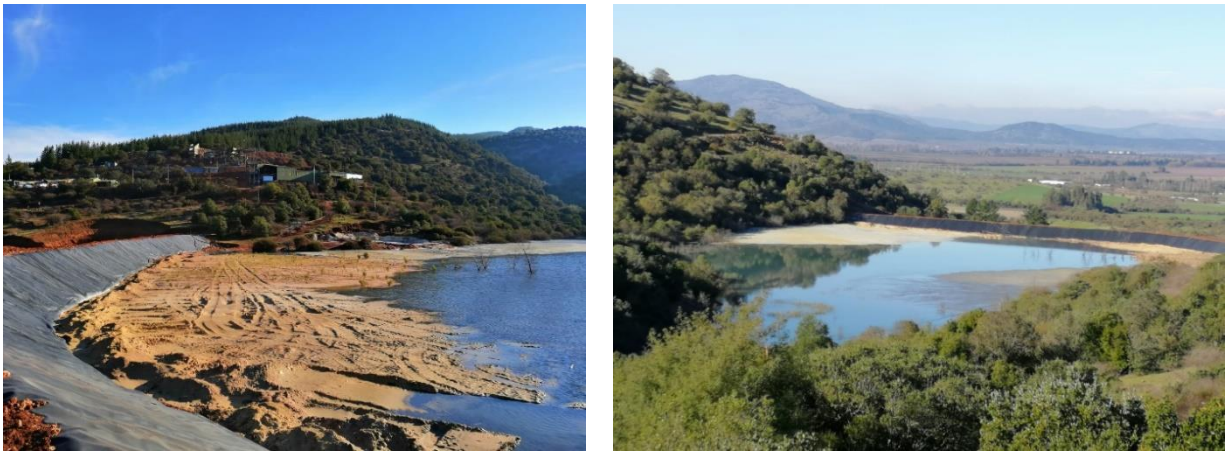


Figura 4-42. Embalse Chépica después de precipitaciones en junio, 2019, elaboración propia.

Basado en lo estipulado en el expediente de diseño, se realizó un análisis transitorio simple para los perfiles de operación histórica del año 2018, que considera el peor escenario de precipitaciones que corresponde al periodo de la PMP (precipitación máxima probable) con un tiempo de concentración de 64,6 mm/h o  $1,79 \times 10^{-05}$  m/s donde no se considera una cuenca aportante hacia la cubeta. Este caudal unitario se aplicó al modelo durante 12 horas para observar los cambios inmediatos y mediatos tanto en la laguna como al interior del muro del embalse.

Perfil N°1

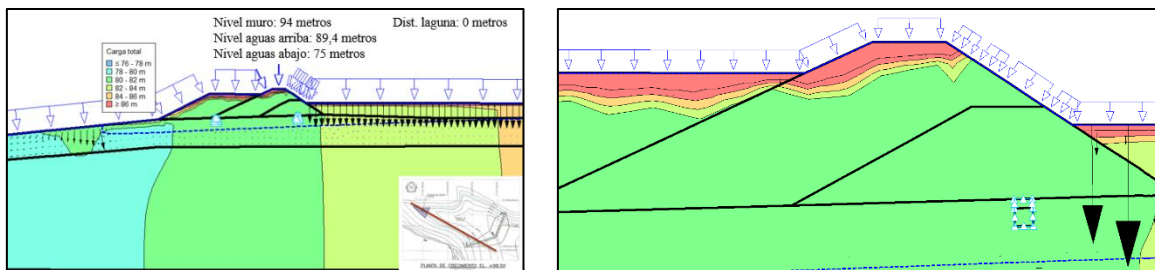


Figura 4-43. Perfil N°1 año 2018 operacional, en el instante que el caudal es aplicado.

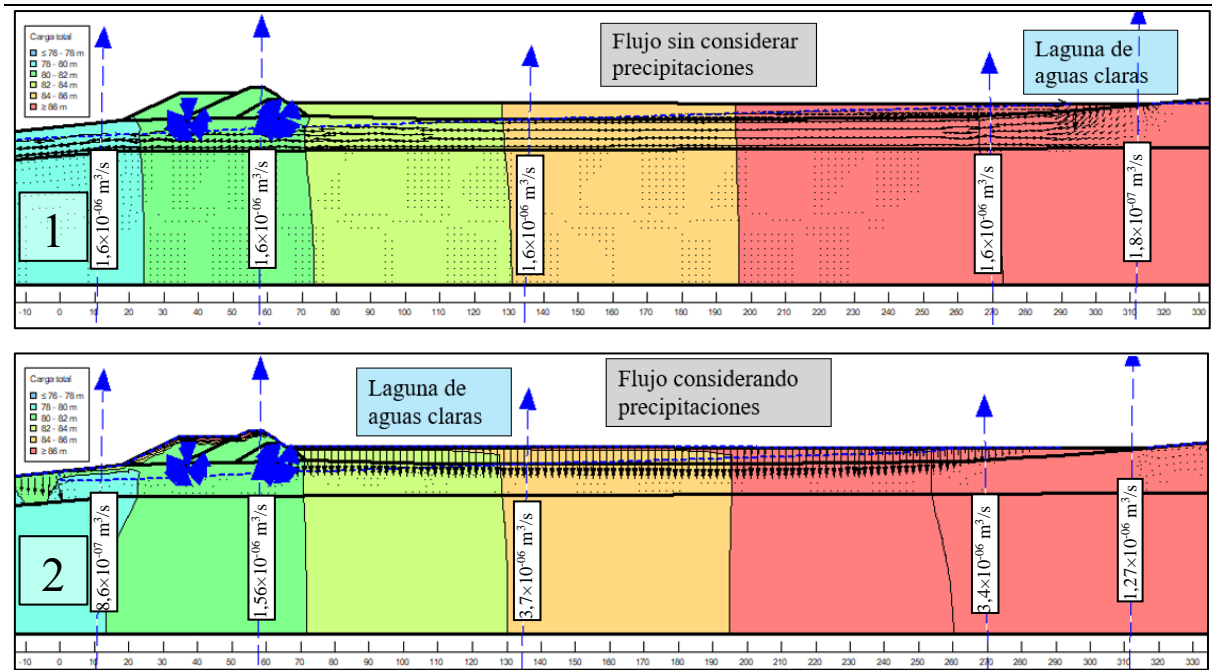


Figura 4-44. Diferencia de caudales del perfil N°1 año 2018 sin precipitaciones (1) y en el instante 0 de haber aplicado las precipitaciones (2).

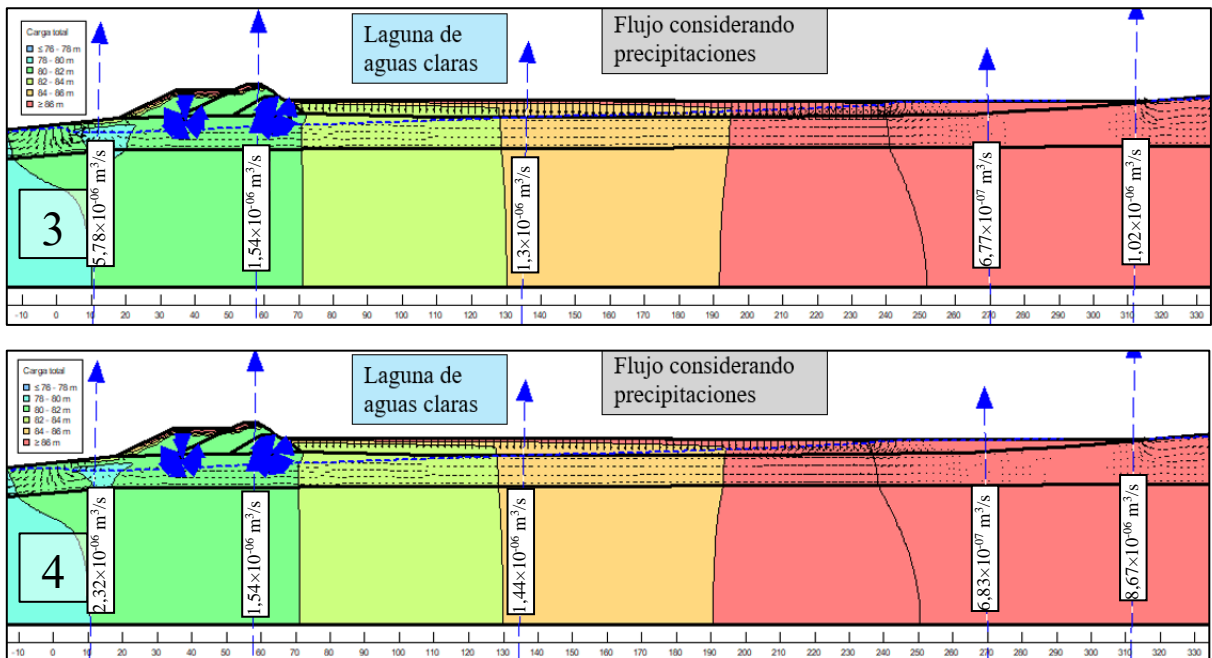


Figura 4-45. Caudales del perfil N°1 año 2018 luego de 12 horas de precipitación continua (3) y 12 horas posteriores al cese de precipitaciones (4).



Perfil N°2

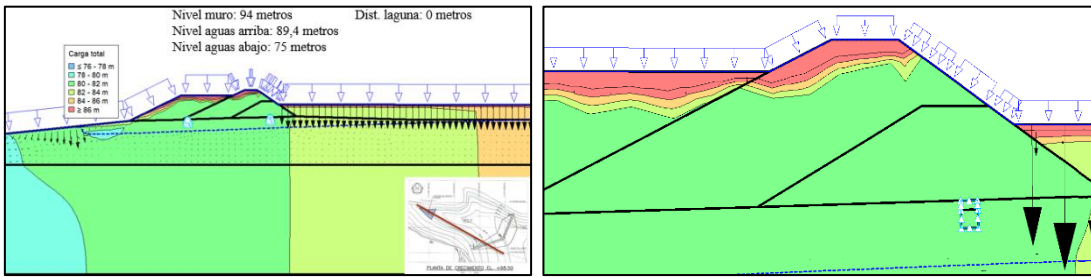


Figura 4-46. Perfil N° 2 año 2018 operacional, en el instante que el caudal es aplicado.

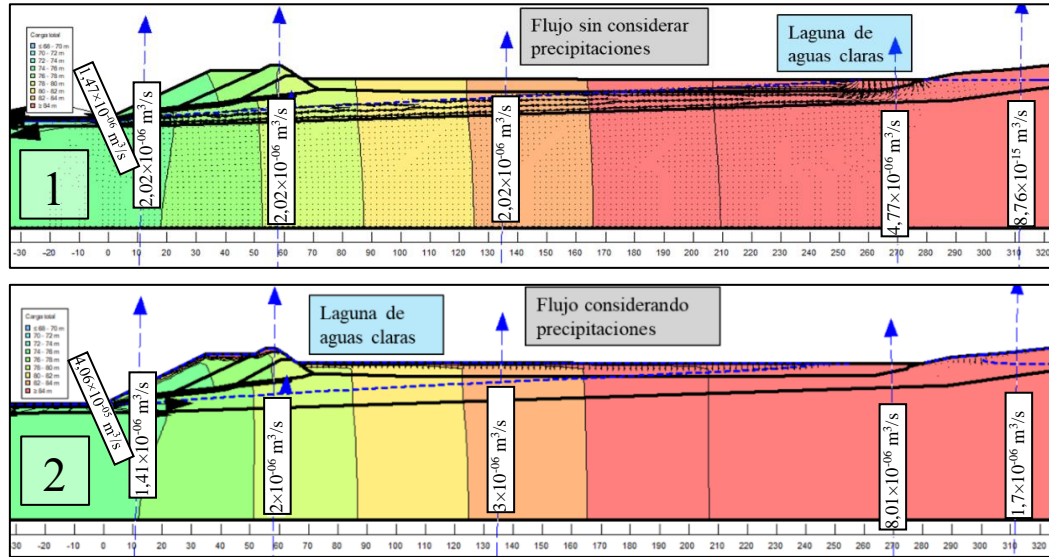


Figura 4-47. Diferencia de caudales del perfil N°2 año 2018 sin precipitaciones (1) y en el instante 0 de haber aplicado las precipitaciones (2).

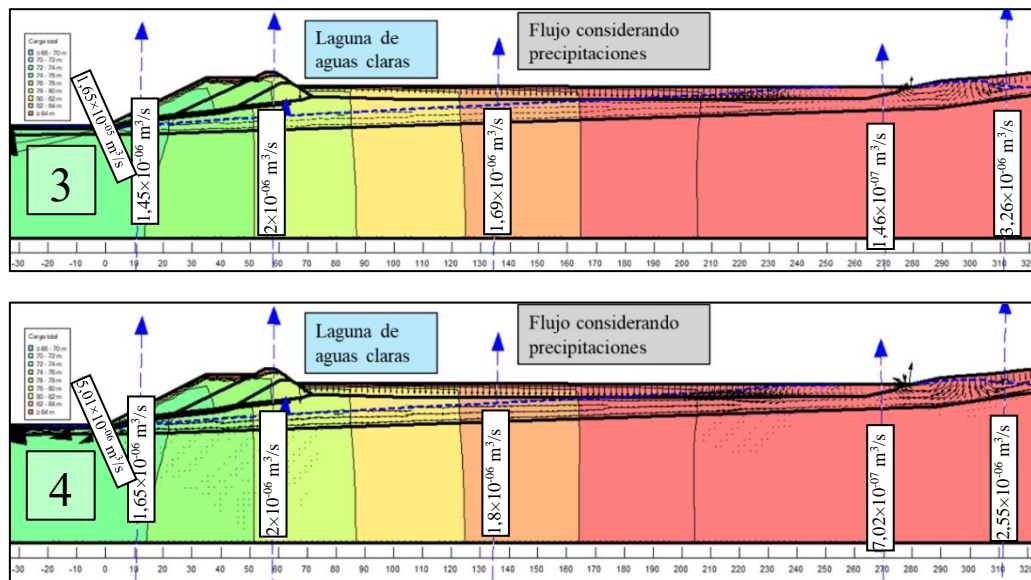


Figura 4-48. Caudales del perfil N°2 año 2018 luego de 12 horas de precipitación continua (3) y 12 horas posteriores al cese de precipitaciones (4).



Perfil N°3

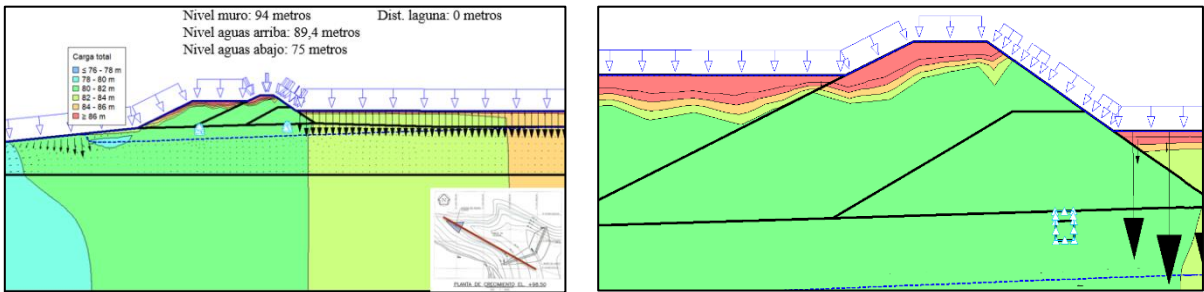


Figura 4-49. Perfil N°3 año 2018 operacional, en el instante que el caudal es aplicado.

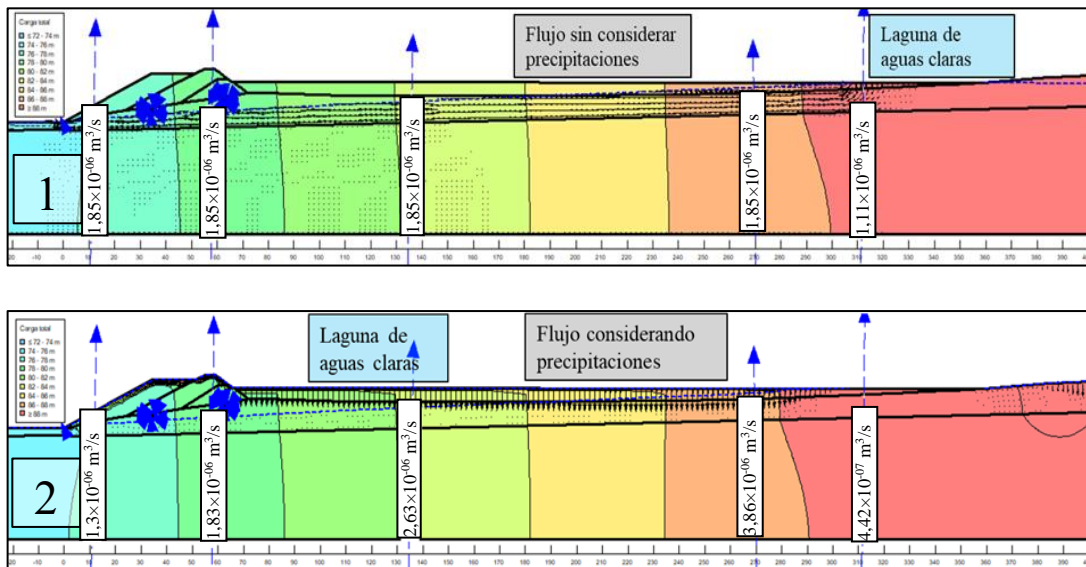


Figura 4-50. Diferencia de caudales del perfil N°3 año 2018 sin precipitaciones (1) y en el instante 0 de haber aplicado las precipitaciones (2).

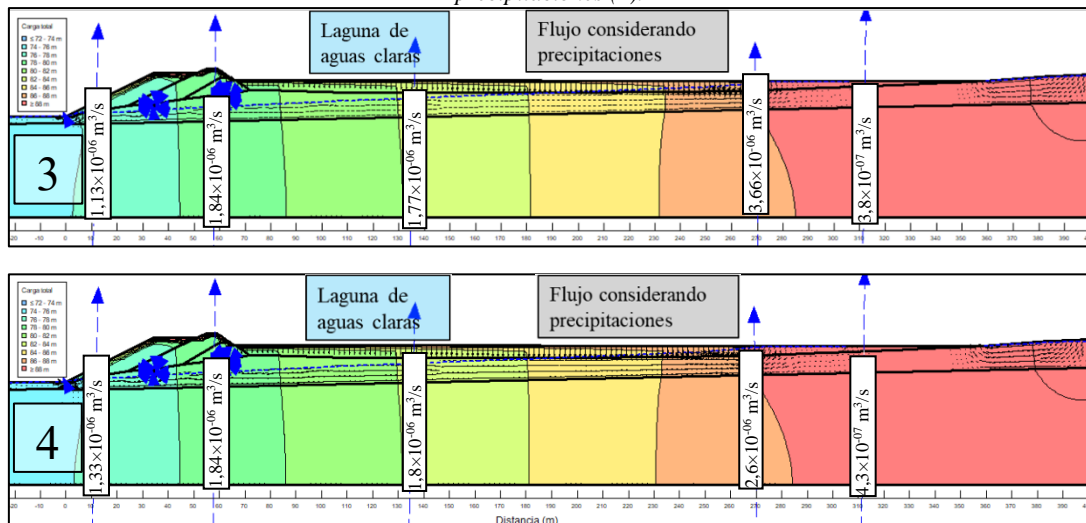


Figura 4-51. Caudales del perfil N°3 año 2018 luego de 12 horas de precipitación continua (3) y 12 horas posteriores al cese de precipitaciones (4).

A continuación, se adjunta una tabla resumen con los principales flujos para los distintos estados del embalse durante las precipitaciones:

Tabla 4-19. Resumen de los flujos encontrados en el sistema del embalse durante las precipitaciones.

		Pre-precipitaciones	al cese de las precipitaciones	12 h. Post-precipitaciones
Perfil N°1 <sup>3</sup>	Q evacuado por dren (m <sup>3</sup> /s)	$1,5 \times 10^{-14}$ ; $3,8 \times 10^{-12}$	$3,2 \times 10^{-11}$ ; $4,8 \times 10^{-12}$	$5,9 \times 10^{-11}$ ; $6,8 \times 10^{-12}$
	Q bajo la presa (m <sup>3</sup> /s)	$1,61 \times 10^{-06}$	$1,55 \times 10^{-06}$	$1,54 \times 10^{-06}$
Perfil N°2	Q evacuado por dren (m <sup>3</sup> /s)	$1,47 \times 10^{-06}$	$1,65 \times 10^{-05}$	$5,06 \times 10^{-06}$
	Q bajo la presa (m <sup>3</sup> /s)	$2,02 \times 10^{-06}$	$1,99 \times 10^{-06}$	$2,00 \times 10^{-06}$
Perfil N°3	Q evacuado por dren (m <sup>3</sup> /s)	$8,1 \times 10^{-15}$ ; $9,7 \times 10^{-11}$	$2,1 \times 10^{-13}$ ; $8,1 \times 10^{-10}$	$4,8 \times 10^{-13}$ ; $1,0 \times 10^{-09}$
	Q bajo la presa (m <sup>3</sup> /s)	$1,85 \times 10^{-07}$	$1,84 \times 10^{-06}$	$1,81 \times 10^{-06}$

Como se pudo observar en las ilustraciones anteriores, si bien al principio las precipitaciones tienden a infiltrarse al interior del muro (como lo evidencian las cargas totales presentes), cuando el fluido ya no puede entrar con facilidad al interior de la presa pasa a escurrir por los taludes, provocando un aumento en las infiltraciones en el talud aguas abajo y un incremento en la saturación de los relaves provocando un aumento en la laguna de aguas claras del embalse, y que esta tenga una distancia 0 respecto al talud de aguas arriba.

Respecto al incremento en la magnitud de los flujos en el sistema de la presa, estos fueron bajos; siendo el flujo más elevado el encontrado al interior del dren en el perfil N°2 con un valor de  $1,65 \times 10^{-05}$  (m<sup>3</sup>/s) o  $1,65 \times 10^{-02}$  (l/s), lo que esta holgadamente por debajo de la capacidad del sistema de drenaje determinada en 4.3.5 por lo que el embalse no debiese tener problemas para evacuar precipitaciones de esta magnitud a futuro. A continuación, se muestran las variaciones de las presiones de poros existentes para los diferentes estados:

Perfil N°1

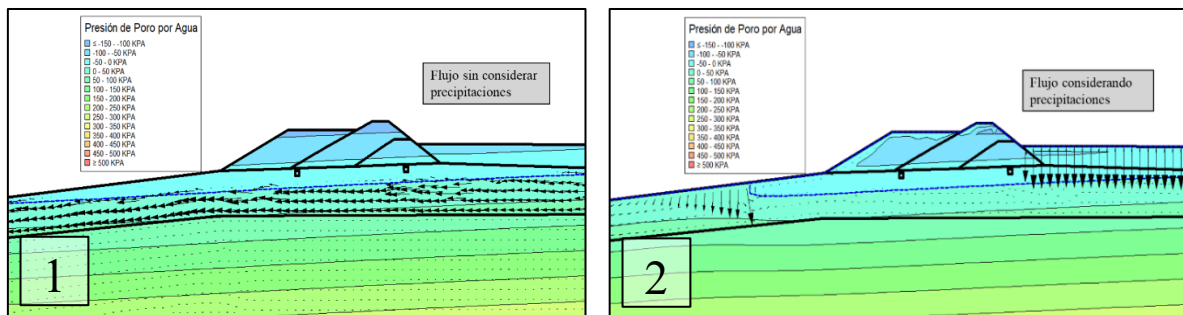


Figura 4-52. Diferencia de presiones de poros del perfil N°1 año 2018 sin precipitaciones (1) y en el instante 0 de haber aplicado las precipitaciones (2).

<sup>3</sup> Tanto en los perfiles 1 y 3, se muestran los caudales en los 2 drenes transversales de la etapa 1 y 2 respectivamente.

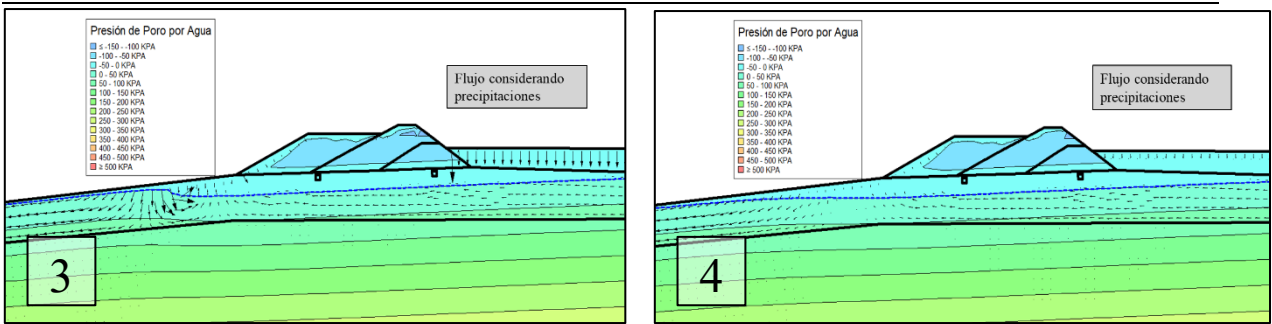


Figura 4-53. Diferencia de presiones de poros del perfil N°1 año 2018 luego de 12 horas de precipitación continua (3) y 12 horas posteriores al cese de precipitaciones (4).

Perfil N°2

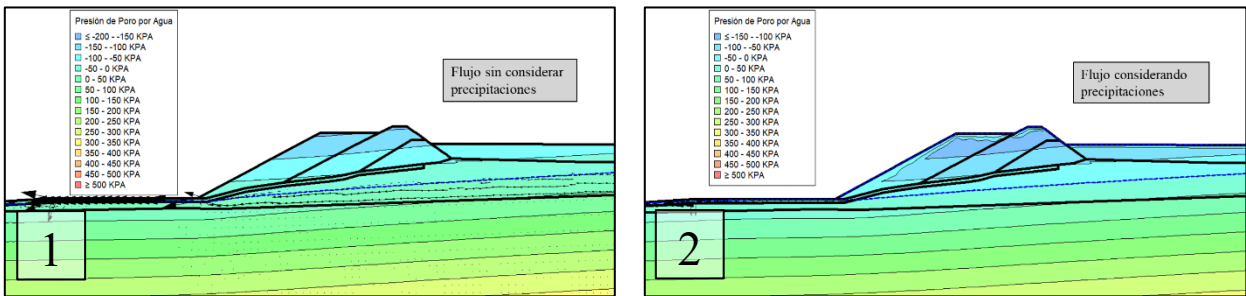


Figura 4-54. Diferencia de presiones de poros del perfil N°2 año 2018 sin precipitaciones (1) y en el instante 0 de haber aplicado las precipitaciones (2).

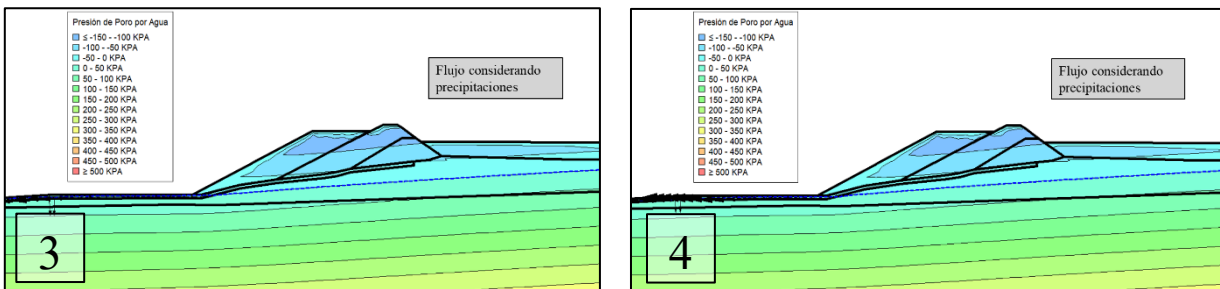


Figura 4-55. Diferencia de presiones de poros del perfil N°2 año 2018 luego de 12 horas de precipitación continua (3) y 12 horas posteriores al cese de precipitaciones (4).

Perfil N°3

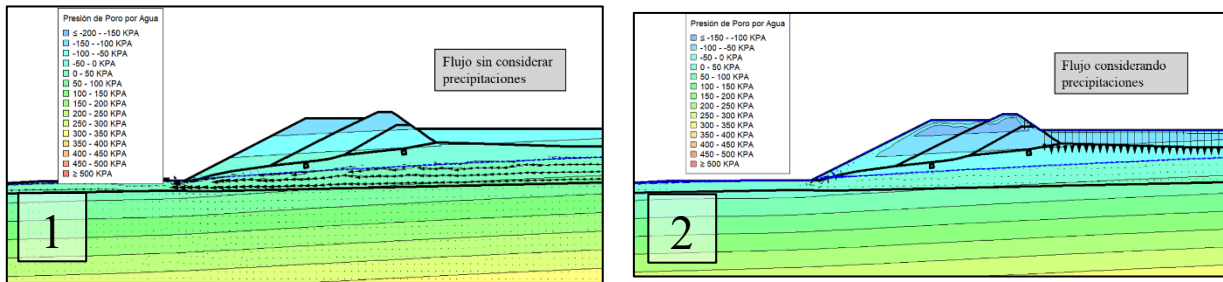


Figura 4-56. Diferencia de presiones de poros del perfil N°3 año 2018 sin precipitaciones (1) y en el instante 0 de haber aplicado las precipitaciones (2).

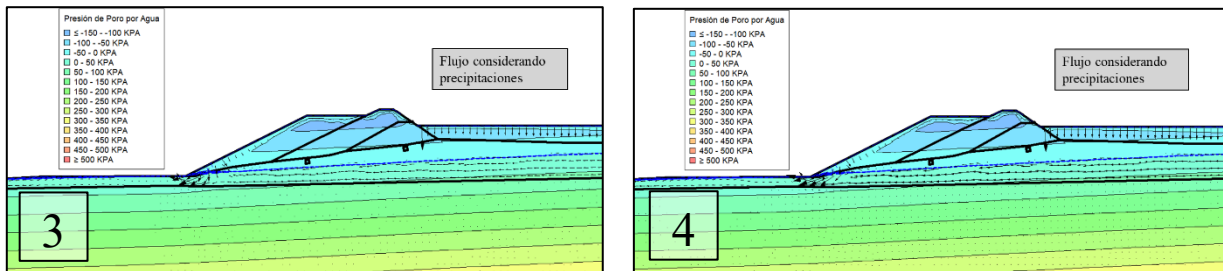


Figura 4-57. Diferencia de presiones de poros del perfil N°3 año 2018 luego de 12 horas de precipitación continua (3) y 12 horas posteriores al cese de precipitaciones (4).

Como se puede observar en las ilustraciones, los valores positivos de presiones de poros al interior del embalse confirman la presencia de infiltraciones y hasta donde estas se extienden, mostrando que incluso durante las precipitaciones las presiones de poros no siguen aumentando en el sistema pasado cierto punto ya que el agua lluvia tiende a preferir escurrir e infiltrarse por otras zonas.

# CAPÍTULO 5 : CONCLUSIÓN

*En este capítulo se realizarán las conclusiones respecto a lo desarrollado en la memoria y lo planteado en los objetivos, además de sugerir algunas recomendaciones para aquellos que quieran indagar en un tema similar.*

---

## CONCLUSIONES

Se evaluó el desempeño del sistema de drenaje del embalse Chépica, por medio de análisis de infiltraciones en 2 dimensiones, cuyos modelos fueron alimentados con información recopilada a través de la reconstrucción de las actividades operacionales del emplazamiento minero, la caracterización geotécnica realizada a los materiales que componen el sistema del depósito y las propuestas respecto a la caracterización del sistema de drenaje.

Esta evaluación se realizó tanto para la situación actual del embalse, como para situaciones hipotéticas, las que incluyen:

- depositación de relaves en la cubeta planteada en el diseño
- depositación de relaves en la cubeta histórica
- comportamiento del embalse en caso de precipitaciones continuas
- sensibilidad de la permeabilidad de los materiales que componen el sistema
- disminución del desempeño del sistema de drenaje en caso de una eventual contaminación de este

Al utilizar la información de producción recopilada para reconstruir las actividades operacionales de la última década, se pudo estimar a *grosso* modo la cantidad de los volúmenes de relave depositados y la respectiva elevación de la cubeta de relaves en el muro, las cuales eran bastante menores respecto a la esperadas en el diseño, lo que se ve reflejado en que la elevación de la cubeta en el décimo año de operación corresponda aproximadamente a la estimada para el tercer año en el diseño con una diferencia de 8,1 metros. Esto último da cuenta del gran impacto que tuvieron los numerosos cambios de empresa a lo largo de los años y de las desventajas/ventajas operacionales que pudieron surgir durante la última década.

Con relación a la caracterización geotécnica de los componentes del embalse de relaves se tiene que los resultados de permeabilidad ensayados tanto en terreno como en laboratorio entregan resultados de magnitud bastantes similares para cada material, por lo que se tiene cierto nivel de certeza respecto a los datos obtenidos. Respecto a la clasificación granulométrica se pudo conocer que el material de los relaves es arena no plástica, mientras que el suelo de fundación y el material del muro son arena arcillosa. Esto último difiere de lo conocido de forma previa a

los ensayos, que clasificaban al material del suelo de fundación de la zona de la cubeta como arcilla, pero considerando los resultados de permeabilidad obtenidos y la elevada cantidad de finos (>40%), es esperable desempeños de infiltración parecidos.

Referente a los flujos existentes en el sistema, estos son menores para la condición de operación histórica. De manera específica, esto se ve reflejado en resultados de modelos de operación histórica en que los flujos son bastante bajos de igual manera que el nivel freático (en comparación a la condición de Diseño). Esto se debe también a causa de la distancia entre la laguna de aguas claras y el muro del embalse y la gran pendiente existente entre la primera y el talud de aguas abajo provocando que el flujo fluya hacia abajo con más facilidad a causa de la gravedad. En la condición de diseño se pueden observar filtraciones más grandes al interior del muro del embalse cuando este se encuentre en su tercera etapa y esté al máximo de su capacidad permitida, haciendo trabajar al sistema de drenaje del embalse.

Respecto al dimensionamiento del sistema de drenaje, si se les atribuyen a los materiales de dren y filtro granulometrías que cumplen con lo propuesto por la ICOLD, la capacidad drenante asociada a dichas dimensiones (1m×1m) tiene un FS en rango de 1 a 2 respecto al flujo eventual esperado en el peor de los casos (3,5 l/s).

Por otra parte, para el análisis de sensibilidad realizado en la permeabilidad en los distintos componentes del embalse de relaves, no se observa gran variación de los flujos pasantes en el sistema, lo anterior debido a que todos estos materiales tienen valores de permeabilidad similares y bajos.

Ahora bien, al asumir un aumento en la permeabilidad de los relaves y además otorgarle al suelo de fundación una permeabilidad de arcilla densa (condición que muy posible en el futuro), provoca que el flujo avance a través de los relaves provocando una mayor carga hidráulica en el muro aguas arriba y por consiguiente un aumento en el nivel freático al interior del muro, haciendo trabajar al sistema de drenaje. Esto último ilustra lo importante que es mantener un adecuado control en la granulometría de los relaves producidos, ya que una variación en ésta puede desencadenar cambios en el equilibrio del sistema.

Finalmente, luego de realizar la reconstrucción de las actividades operacionales se observó que la distribución de los flujos en el sistema sería menor que lo planteado en el diseño, y usando

la caracterización geotécnica de los materiales y las propiedades del material drenante recomendadas por la ICOLD para el sistema de drenaje, se corrobora a través del modelamiento que el nivel freático y los flujos son menores a lo esperado, pudiendo observar que en la operación real durante la última década es probable que el sistema de drenaje no haya trabajado al interior del muro y que el agua drene hacia aguas abajo producto de las pendientes naturales existentes; sin embargo existe la posibilidad que un cambio en la granulometría de los relaves depositados pueda afectar la distribución de los flujos al interior del muro y es un punto a tener en cuenta.



## RECOMENDACIONES

Tanto dentro como fuera de los alcances que competen a esta memoria, se pueden dar ciertas recomendaciones para las personas que deseen profundizar en temáticas similares a las planteadas a lo largo de este escrito. Se pueden distinguir 3 aristas principales que son:

Caracterización de los materiales: a modo de mejorar lo realizado en esta memoria, sería idóneo poder realizar ensayos que ayuden a caracterizar de forma más certera las propiedades de los distintos materiales que componen el entorno del embalse de relaves, ya sea a través de ensayos CPT, SPT o similares y en un mayor número de ubicaciones que los ensayos *in situ* realizados, considerando también obtención de muestras a profundidades mayores. Además, se recomienda realizar ensayos de permeabilidad *in situ* con equipos estandarizados en periodos de tiempo adecuados considerando tanto las permeabilidades horizontales como las verticales.

Referente a las infiltraciones, se recomienda instalar más piezómetros en puntos estratégicos del embalse de relaves (Casagrande o de cuerda vibrante) e implementar un plan de monitoreo de los niveles freáticos en el cuerpo del muro y en el suelo de fundación con el fin de prevenir imprevistos y calibrar futuros modelos de infiltraciones que se hagan del embalse. Además, se recomienda también implementar la realización de estudios para determinar las curvas de retención de agua de los distintos materiales (muro del embalse, suelo de fundación, relaves) y posteriormente la curva de conductividad hidráulica respecto a las succiones matriciales desarrolladas, a modo de calibrar mejor el paso de la laguna del embalse a través de los distintos materiales.

En cuanto al modelamiento, una de las principales recomendaciones sería mejorar la topografía del modelo, especialmente en los puntos de los perfiles a realizar. Como no se conoce con exactitud el espesor de la capa de suelo y como varía a través del embalse, sería ideal la realización de sondajes para su determinación. Siguiendo con lo anterior, se recomienda el análisis de una mayor cantidad de secciones del embalse considerando también el efecto que las precipitaciones tienen en la distribución de flujo del embalse, se debe considerar el uso del módulo *VADOSE /W* de Geostudio para un análisis que considere propiedades termodinámicas de los fluidos y la interacción de estos con la capa superficial de los suelos.

## REFERENCIAS

- ASTM International. (sf). ASTM D 2434 - *Standard Test Method for Permeability of Granular Soils (Constant Head)*. Obtenido de : <http://www.astm.org/Standards/D2434.htm>
- ASTM International. (sf). ASTM D 2435 - *Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading*. Obtenido de : <http://www.astm.org/Standards/D2435.htm>
- ASTM International. (sf). ASTM D 2487 - *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. Obtenido de : <http://www.astm.org/Standards/D2487.htm>
- ASTM International. (sf). ASTM D 4318 - *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*. Obtenido de : <http://www.astm.org/Standards/D4318.htm>
- Blight, G. (2010). *Geotechnical Engineering for Mine Waste Storage Facilities* (pp. 195-220). Londres: CRC Press.
- Das, B. M. (2001). *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (pp. 84-91). Cengage Learning latin america.
- ICOLD. (1994). *Tailings dams design of drainage*. Bulletin 97 ICOLD, 68-87.
- Kolzenburg, S., Heap, M. J., Lavallée, Y., Russell, J. K., Meredith, P. G., y Dingwell, D. B. (2012). *Strength and permeability recovery of tuffisite-bearing andesite*. Solid Earth, 191-198.
- Martínez, R. (2014). *Monografía movimiento de tierras (primera parte)*. Facultad Ingeniería Civil Instituto Superior Politécnico. Obtenido de [https://www.researchgate.net/publication/321533594\\_Facultad\\_Ingenieria\\_Civil\\_Instituto\\_Superior\\_Politecnico\\_MONOGRAFIA\\_MOVIMIENTO\\_DE\\_TIERRAS\\_PRIMERA\\_PARTE](https://www.researchgate.net/publication/321533594_Facultad_Ingenieria_Civil_Instituto_Superior_Politecnico_MONOGRAFIA_MOVIMIENTO_DE_TIERRAS_PRIMERA_PARTE)
- Musso, J., & Suazo, G. (2018). *Determinación de la curva de retención de agua para relaves multimetálicos de la industria minera de Chile*. Décimo congreso SOCHIGE, 5-6.
- Ramírez, N. (2007). *Guía técnica de operación y control de depósitos de relaves*. Servicio Nacional de Geología y Minería. Obtenido de <https://www.sernageomin.cl/wp-content/uploads/2018/12/GuiaTecOperacionDepRelaves.pdf>, 8-12.

- Rivas, F. (2015). *Geología y condiciones de formación del yacimiento Chépica, Región del Maule, Chile* (pp. 26-33). Seminario de Título. Universidad de Concepción.
- Prakash, K. y Sridharan, A (2012). *Classification of Non-Plastic Soils*. Indian Geotechnical Journal 42 .118-123.
- SERNAGEOMIN. (2018). *Preguntas frecuentes sobre relaves. Servicio Nacional de Geología y Minería*. Obtenido de <http://www.sernageomin.cl/preguntas-frecuentes-sobre-relaves/>
- Stephens, T. (2010). *Manual on small earth dams*. Food and Agriculture Organization of the United Nations. Indiana University, p. 54.
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of soil mechanics* (pp. 234-242). Nueva York: John Wiley and Sons.
- Terzaghi, K., y Peck, R. B. (1948). *Soil mechanics in engineering practice*. Nueva Nueva York: J. Wiley.
- Valenzuela, L. (2016). *Design, construction, operation and the effect of fines content and permeability*. Obras y proyectos 19, 6-22.
- Whitlow, R. (1995). *Basic soil mechanics (3ra. ed.)*. Inglaterra: Addison Wesley Longman Limited.
- Wilkins. (1955). *Flow of water through rock fill and its application to the design of dams*. 2nd Australia-New Zeland Conferene on Soil Mechanics and Foundation Engineering (pp 141-149).

## ANEXOS

Anexo 1.- Ensayos de infiltración *in situ*

Tabla A-1. Prueba de Infiltración directa, para puntos 6 y 5.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca						
Proyecto :		Ensayo Slug Test				
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada			Ubicación :	Mina Chépica
		Joaquín Díaz Espinosa			Locación:	Muro Superior
		Bernardo Guajardo Avendaño			Método	Nivel Constante
Ensayo	Intervalo	Tiempo [Min]	I.Tiempo [s]	H [cm]	Volumen [L]	Q [cm <sup>3</sup> /s]
Punto 5	0	0	0	70,65	0	0
	1	10	600	66,5	2,901	4,834
	2	20	600	67	2,857	4,762
	3	30	600	67	2,857	4,762
	4	40	600	67	2,857	4,762
	total	40	2400	67,63	11,5	4,78
Punto 6	0	0	0	63	0	0
	1	10	600	65,5	2,987	4,979
	2	20	600	52	4,156	6,927
	3	30	600	59	3,55	5,917
	4	50	1200	44	4,849	4,041
	total	50	3000	56,7	15,5	5,181

Tabla A-2. Prueba de infiltración directa, para puntos 8, 9 y 10.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca						
Proyecto :		Ensayo Slug Test				
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada			Ubicación :	Mina Chépica
		Joaquín Díaz Espinosa			Locación:	Muro Inferior
		Bernardo Guajardo Avendaño			Método	Nivel Constante
Ensayo	Intervalo	Tiempo [Min]	I.Tiempo [s]	H [cm]	Volumen [L]	Q [cm <sup>3</sup> /s]
Punto 8	0	0	0	35,600	0,0	0
	1	10	600	37,800	5,386	8,976
	2	20	600	37,900	5,377	8,962
	3	30	600	38,100	5,360	8,933
	4	50	1200	38,100	5,360	4,466
	total	50	3000	37,500	21,5	7,161
Punto 9	0	0	0	22,200	0,0	0
	1	10	600	22,900	6,676	11,127
	2	20	600	23,300	6,641	11,069
	3	30	600	23,700	6,607	11,011
	4	40	600	24,300	6,555	10,924
	total	40	2400	23,280	26,5	11,033
Punto 10	0	0	0	16,800	0,0	0
	1	10	600	17	7,187	11,978
	2	20	600	17,200	7,169	11,949
	3	30	600	17,700	7,126	11,877
	4	40	1200	18,400	7,066	5,888
	total	40	3000	17,420	28,5	11,895

Tabla A-3. Prueba de Infiltración directa, para puntos 13, 14 y 15.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca						
Proyecto :		Ensayo Slug Test				
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada			Ubicación :	Mina Chépica
		Joaquín Díaz Espinosa			Locación:	Suelo de fundación
		Bernardo Guajardo Avendaño			Método	Nivel Constante
Ensayo	Intervalo	Tiempo [Min]	I.Tiempo [s]	H [cm]	Volumen [L]	Q [cm <sup>3</sup> /s]
Punto 13	0	0	0	22	0,0	0
	1	10	600	34,500	5,671	9,452
	2	20	600	43,700	4,875	8,125
	3	30	600	50,800	4,260	7,100
	4	40	1200	56	3,810	3,175
	total	40	3000	41,400	18,6	7,757
Punto 14	0	0	0	31,100	0,0	0
	1	10	600	34,900	5,637	9,395
	2	20	600	38,700	5,308	8,846
	3	30	600	42,700	4,961	8,269
	4	40	1200	45,700	4,702	3,918
	total	40	3000	38,620	20,6	8,587
Punto 15	0	0	0	43,900	0,0	0
	1	10	600	30,800	5,992	9,986
	2	20	600	32,700	5,827	9,712
	3	30	600	33	5,801	9,669
	4	40	1200	33,300	5,775	4,813
	total	40	3000	34,740	23,4	9,748

Tabla A-4. Prueba de Infiltración directa con carga variable, para puntos 5, 6 y 7.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca						
Proyecto :		Ensayo Slug Test – Nivel Constante				
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada			Ubicación :	Mina Chépica
		Joaquín Díaz Espinosa			Locación:	Muro Superior
		Bernardo Guajardo Avendaño			Método	Nivel Variable
Ensayo	Intervalo	Tiempo [Min]	D.Tiempo [s]	Hi [cm]	Hf [cm]	DH [cm]
Punto 5	0	0	0	-	62	38
	1	2,5	150	62	64,5	2,5
	2	5	150	64,5	65	0,5
	3	7,5	150	65	65	0
	4	10	150	65	65	0
	5	12,5	150	65	65	0
	6	15	150	65	66	1
	7	17,5	150	66	67	1
	8	20	150	67	67	0
	9	22,5	150	67	67	0
	10	25	150	67	68	1
	11	27,5	150	68	68	0
	12	30	150	68	68	0
	<b>Total</b>	<b>30</b>	<b>1800</b>	-	-	<b>6</b>
Punto 6	0	0	0	-	36,5	63,5
	1	2,5	150	36,5	37	0,5
	2	5	150	37	37,5	0,5
	3	7,5	150	37,5	38,5	1
	4	10	150	38,5	40,5	2
	5	12,5	150	40,5	42	1,5
	6	15	150	42	43	1
	7	17,5	150	43	43,5	0,5
	8	20	150	43,5	44	0,5
	<b>total</b>	<b>20</b>	<b>1200</b>	-	-	<b>7,5</b>
Punto 7	0	0	0	-	41,5	58,5
	1	2,5	150	41,5	42,5	1
	2	5	150	42,5	43	0,5
	3	7,5	150	43	44	1
	4	10	150	44	44	0
	5	12,5	150	44	44,5	0,5
	6	15	150	44,5	45	0,5
	7	17,5	150	45	45,5	0,5
	8	20	150	45,5	46	0,5
	<b>total</b>	<b>20</b>	<b>1200</b>	-	-	<b>4,5</b>

Tabla A-5. Prueba de Infiltración directa con carga variable, para puntos 8, 9 y 10.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca						
Proyecto :		Ensayo Slug Test – Nivel Constante				
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada			Ubicación :	Mina Chépica
		Joaquín Díaz Espinosa			Locación:	Muro Inferior
		Bernardo Guajardo Avendaño			Metodo	Nivel Variable
Ensayo	Intervalo	Tiempo [Min]	D.Tiempo [s]	Hi [cm]	Hf [cm]	DH [cm]
Punto 8	0	0	0	100	31	69
	1	2,5	150	31	31,5	0,5
	2	5	150	31,5	32	0,5
	3	7,5	150	31	31,5	0,5
	4	10	150	29	29,2	0,2
	5	12,5	150	27,2	27,4	0,2
	6	15	150	26,9	27	0,1
	7	17,5	150	25,5	25,6	0,1
	8	20	150	25,6	25,7	0,1
	9	22,5	150	25,7	25,8	0,1
	10	25	150	25,8	25,9	0,1
	11	27,5	150	25,9	26	0,1
	12	30	150	26	26,1	0,1
	total	30	1800	-	-	4,9
Punto 9	0	0	0	-	17,5	82,5
	1	2,5	150	17,5	18,5	1
	2	5	150	19,5	20,5	1
	3	7,5	150	11,8	12	0,2
	4	10	150	11	11,5	0,5
	5	12,5	150	11	11,5	0,5
	6	15	150	11	11,4	0,4
	7	17,5	150	10,9	11,1	0,2
	8	20	150	10,5	10,8	0,3
	9	22,5	150	10	10,3	0,3
	10	25	150	9,5	9,8	0,3
	11	27,5	150	9	9,3	0,3
	12	30	150	9	9,3	0,3
	total	30	1800	-	-	8,2
Punto 10	0	0	0	-	15,5	84,5
	1	2,5	150	15,5	16,1	0,6
	2	5	150	15,4	16	0,6
	3	7,5	150	15	15,5	0,5
	4	10	150	14,8	15,3	0,5
	5	12,5	150	15	15,5	0,5
	6	15	150	14,8	15,3	0,5
	7	17,5	150	15	15,5	0,5
	8	20	150	14,8	15,3	0,5
	9	22,5	150	14,5	15	0,5
	10	25	150	13	13,5	0,5
	11	27,5	150	13	13,5	0,5
	12	30	150	10,3	10,8	0,5
	total	30	1800	-	-	4,7

Tabla A-6. Prueba de Infiltración directa con carga variable, para puntos 13, 14 y 15.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca						
Proyecto :		Ensayo Slug Test				
Memoristas:		Matias Chamorro Quezada		Ubicación :	Mina Chépica	
		Joaquín Díaz Espinosa		Locación:	Suelo	
		Bernardo Guajardo Avendaño		Metodo	Nivel Variable	
Ensayo	Intervalo	Tiempo [Min]	D.Tiempo [s]	Hi [cm]	Hf [cm]	DH [cm]
Punto 13	0	0	0	-	40	60
	1	2,5	150	41	42	1
	2	5	150	41,2	42,1	0,9
	3	7,5	150	41,3	42,2	0,9
	4	10	150	38,5	39,3	0,8
	5	12,5	150	36,8	37,6	0,8
	6	15	150	38,5	39,3	0,8
	7	17,5	150	38,5	39,3	0,8
	8	20	150	32	33,2	1,2
	9	22,5	150	28,2	29,8	1,6
	10	25	150	24,9	26,6	1,7
	11	27,5	150	25,4	27,1	1,7
	12	30	150	26	27,7	1,7
	total	30	1800	-	-	12,3
Punto 14	0	0	0	-	29,8	70,2
	1	2,5	150	29,8	30,9	1,1
	2	5	150	29,4	30,1	0,7
	3	7,5	150	28,9	30,1	1,2
	4	10	150	27,1	28,4	1,3
	5	12,5	150	27,1	28,2	1,1
	6	15	150	27,8	28,8	1
	7	17,5	150	27,7	28,6	0,9
	8	20	150	28,1	28,9	0,8
	9	22,5	150	27	27,8	0,8
	10	25	150	27,3	28,15	0,85
	11	27,5	150	28,4	29,2	0,8
	12	30	150	28,3	29,1	0,8
	total	30	1800	-	-	0,7
Punto 15	0	0	0	-	45,1	54,9
	1	2,5	150	45,1	59,8	14,7
	2	5	150	50,9	59,6	8,7
	3	7,5	150	45,1	53	7,9
	4	10	150	41,1	53,6	12,5
	5	12,5	150	45,1	52,7	7,6
	6	15	150	48,9	58,2	9,3
	7	17,5	150	37,5	48,6	11,1
	8	20	150	60,6	66,7	6,1
	9	22,5	150	54,3	61,3	7
	10	25	150	27,5	40	12,5
	11	27,5	150	27,5	40	12,5
	12	30	150	27,5	40	12,5
	total	30	1800	-	-	5,1



Tabla A-7. Resumen de permeabilidades obtenidas mediante Infiltración directa, y permeabilidades promedio.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca			
Proyecto :		Resultados Ensayo Slug Test	
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada	
		Joaquín Díaz Espinosa	
		Bernardo Guajardo Avendaño	
Ubicación :		Mina Chépica	
Lugar	Punto	Nivel Constante – k [m/s]	Nivel Variable – k [m/s]
Muro Superior	5	3,54281E-06	1,53894E-06
	6	4,57976E-06	4,67005E-06
	7	-	2,57266E-06
Muro Inferior	8	9,57098E-06	2,86638E-06
	9	2,37534E-05	6,45265E-06
	10	3,42249E-05	6,01914E-06
Promedio		1,51344E-05	4,01997E-06
Permeabilidad Muro (k [m/s])		9,57716E-06	
Suelo	13	9,39094E-06	6,48648E-06
	14	1,11439E-05	3,96011E-07
	15	1,40646E-05	1,99924E-06
Promedio		1,15331E-05	2,96058E-06
Permeabilidad Suelo (k [m/s])		7,24685E-06	

Tabla A-8. Prueba de infiltración Porchet, para puntos 5, 6 y 7.

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca							
Proyecto :		Ensayo Porchet					
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada					
		Joaquín Díaz Espinosa					
		Bernardo Guajardo Avendaño					
Ubicación:		Mina Chépica		Locación:		Muro Superior	
Ensayo	Intervalo	Tiempo [Min]	Tiempo [s]	H [cm]	2h+R		
Punto 5	0	0	0	18	58,959		
	1	10	600	18,3	59,559		
	2	20	600	18,5	59,959		
	3	30	600	18,9	60,759		
	total	30	1800	18,9	60,759		
Punto 6	0	0	0	14	54,463		
	1	10	600	15	56,463		
	2	20	600	16	58,463		
	3	30	600	16	58,463		
	4	40	600	16,5	59,463		
	5	50	600	16,5	59,463		
total	50	3000	16,5	59,463			
Punto 7	0	0	0	25,5	78,075		
	1	10	600	26	79,075		
	2	20	600	27	81,075		
	total	20	1200	27	81,075		

Tabla A-9. Prueba de infiltración Porchet, para puntos 8 y 10.

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca							
Proyecto :		Ensayo Porchet					
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada					
		Joaquín Díaz Espinosa					
		Bernardo Guajardo Avendaño					
Ubicación:		Mina Chépica		Locación:		Muro Inferior	
Ensayo	Intervalo	Tiempo [Min]	Tiempo [s]	H [cm]	2h+R		
Punto 8	0	0	0	23,9	74,875		
	1	10	600	24,5	76,075		
	2	20	600	25,1	77,275		
	3	30	600	25,3	77,675		
	4	40	600	25,8	78,675		
	total	40	2400	25,8	78,675		
Punto 10	0	0	0	19	65,075		
	1	10	600	19,1	65,275		
	2	20	600	19,3	65,675		
	3	30	600	19,8	66,675		
	4	40	600	20	67,075		
	total	40	2400	20	67,075		

Tabla A-10. Prueba de infiltración Porchet, para punto 13.

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca					
Proyecto :		Ensayo Porchet			
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada			
		Joaquín Díaz Espinosa			
		Bernardo Guajardo Avendaño			
Ubicación:		Mina Chépica	Locación:	Suelo	
Ensayo	Intervalo	Tiempo [Min]	Tiempo [s]	H [cm]	2h+R
Punto 13	0	0	0	22	71,075
	1	10	600	24	75,075
	2	20	600	26	79,075
	3	30	600	27	81,075
	4	40	600	28	83,075
	total	40	2400	28	83,075

Tabla A-11. Resumen de permeabilidades obtenidas mediante Ensayo Porchet, y permeabilidades promedio.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca		
Proyecto :		Resultados Ensayo Porchet
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada
		Joaquín Díaz Espinosa
		Bernardo Guajardo Avendaño
Ubicación :		Mina Chépica
Lugar	Punto	Ensayo Porchet – k [m/s]
Muro Superior	5	1,918E-06
	6	3,874E-06
	7	4,254E-06
Muro Inferior	8	2,792E-06
	10	1,707E-06
Permeabilidad Muro		2,909E-06
Suelo	13	8,800E-06
Permeabilidad Suelo		8,800E-06

Anexo 2.- Ensayos de densidad *in situ*Tabla A-12. Ensayo de densidad *in situ* mediante cono de arena para punto 5.

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca					
Proyecto :		Ensayo Densidad In-situ por Método del Cono de Arena			
Memoristas:	Matías Chamorro Quezada	Ubicación :		Mina Chépica	
	Joaquín Díaz Espinosa	Locación:		Muro Superior - Punto 5	
	Bernardo Guajardo Avendaño	Densidad Seca	1,919	Densidad Húmeda	2,123
Datos			Unidad		
P. Inicial Arena + Frasco (Wo)		6700		gr.	
P. Final Arena + Frasco (Wf)		2910		gr.	
P. Arena En Cono Y Placa (Wc)		1287		gr.	
P. Unitario Arena (Γd)		1.410		gr/cm <sup>3</sup>	
P. Arena En Hoyo (We)		2503		gr.	
Volumen Hueco (V)		1775,1777		cm <sup>3</sup>	
P. Total Húmedo(Wth)		3774		gr.	
P. Recipiente (T)		5		gr.	
P. Suelo Húmedo (Wh)		3769		gr.	
Volumen Suelo Húmedo (Vh)		1775,223		cm <sup>3</sup>	
Dens. Suelo Húmedo (Γh)		2,123		gr/cm <sup>3</sup>	
P. Total Húmedo (Wth)		960		gr.	
P-. Total Seco (Wts)		868		gr.	
P. Recipiente (T) (Capsula)		5		gr.	
P. Agua (Ww)		92		gr.	
P. Suelo Seco (Ws)		863		gr.	
% Humedad Suelo (%W)		10,660		%	
Dens. Suelo Seco (Γd)		1.919		gr/cm <sup>3</sup>	

Tabla A-13. Ensayo de densidad *in situ* mediante cono de arena para punto 6.

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca					
Proyecto :		Ensayo Densidad In-situ por Método del Cono de Arena			
Memoristas:	Matías Chamorro Quezada	Ubicación :		Mina Chépica	
	Joaquín Díaz Espinosa	Locación:		Muro Superior - Punto 6	
	Bernardo Guajardo Avendaño	Densidad Seca	2,001	Densidad Húmeda	2,226
Datos			Unidad		
P. Inicial Arena + Frasco (Wo)		7000		gr.	
P. Final Arena + Frasco (Wf)		3333		gr.	
P. Arena En Cono Y Placa (Wc)		1287		gr.	
P. Unitario Arena (Γd)		1.410		gr/cm <sup>3</sup>	
P. Arena En Hoyo (We)		2380		gr.	
Volumen Hueco (V)		1687,943		cm <sup>3</sup>	
P. Total Húmedo(Wth)		3763		gr.	
P. Recipiente (T)		5		gr.	
P. Suelo Húmedo (Wh)		3758		gr.	
Volumen Suelo Húmedo (Vh)		1687,966		cm <sup>3</sup>	
Dens. Suelo Húmedo (Γh)		2,123		gr/cm <sup>3</sup>	
P. Total Húmedo (Wth)		1024		gr.	
P-. Total Seco (Wts)		921		gr.	
P. Recipiente (T) (Capsula)		5		gr.	
P. Agua (Ww)		103		gr.	
P. Suelo Seco (Ws)		916		gr.	
% Humedad Suelo (%W)		11,245		%	
Dens. Suelo Seco (Γd)		2.001		gr/cm <sup>3</sup>	

Tabla A-14. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 7.

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca				
 				
Proyecto :	Ensayo Densidad In-situ por Método del Cono de Arena			
Memoristas:	Matías Chamorro Quezada	Ubicación :		Mina Chépica
	Joaquín Díaz Espinosa	Locación:		Muro Superior - Punto 7
	Bernardo Guajardo Avendaño	Densidad Seca	1,847	Densidad Húmeda
Datos			Unidad	
P. Inicial Arena + Frasco (Wo)	7000		gr.	
P. Final Arena + Frasco (Wf)	3388		gr.	
P. Arena En Cono Y Placa (Wc)	1287		gr.	
P. Unitario Arena (Γd)	1,410		gr/cm <sup>3</sup>	
P. Arena En Hoyo (We)	2325		gr.	
Volumen Hueco (V)	1648,936		cm <sup>3</sup>	
P. Total Húmedo(Wth)	3349		gr.	
P. Recipiente (I)	5		gr.	
P. Suelo Húmedo (Wh)	3344		gr.	
Volumen Suelo Húmedo (Vh)	1648,776		Cm <sup>3</sup>	
Dens. Suelo Húmedo (Γh)	2,028		gr/cm <sup>3</sup>	
P. Total Húmedo (Wth)	832		gr.	
P-. Total Seco (Wts)	758		gr.	
P. Recipiente (I) (Capsula)	5		gr.	
P. Agua (Ww)	74		gr.	
P. Suelo Seco (Ws)	753		gr.	
% Humedad Suelo (%W)	9,827		%	
Dens. Suelo Seco (Γd)	1,847		gr/cm <sup>3</sup>	

Tabla A-15. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 9.

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca				
 				
Proyecto :	Ensayo Densidad In-situ por Método del Cono de Arena			
Memoristas:	Matías Chamorro Quezada	Ubicación :		Mina Chépica
	Joaquín Díaz Espinosa	Locación:		Muro Inferior - Punto 9
	Bernardo Guajardo Avendaño	Densidad Seca	2,135	Densidad Húmeda
Datos			Unidad	
P. Inicial Arena + Frasco (Wo)	4561		gr.	
P. Final Arena + Frasco (Wf)	1233		gr.	
P. Arena En Cono Y Placa (Wc)	1287		gr.	
P. Unitario Arena (Γd)	1,410		gr/cm <sup>3</sup>	
P. Arena En Hoyo (We)	2041		gr.	
Volumen Hueco (V)	1447,518		cm <sup>3</sup>	
P. Total Húmedo(Wth)	3442		gr.	
P. Recipiente (I)	4		gr.	
P. Suelo Húmedo (Wh)	3438		gr.	
Volumen Suelo Húmedo (Vh)	1447,518		Cm <sup>3</sup>	
Dens. Suelo Húmedo (Γh)	2,375		gr/cm <sup>3</sup>	
P. Total Húmedo (Wth)	1024		gr.	
P-. Total Seco (Wts)	921		gr.	
P. Recipiente (I) (Capsula)	5		gr.	
P. Agua (Ww)	103		gr.	
P. Suelo Seco (Ws)	916		gr.	
% Humedad Suelo (%W)	11,245		%	
Dens. Suelo Seco (Γd)	2,135		gr/cm <sup>3</sup>	

Tabla A-16. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 11

<b>Escuela de Ingeniería civil de Minas</b> <b>Universidad de Talca</b> 					
Proyecto:	Ensayo Densidad In-situ por Método del Cono de Arena				
Memoristas:	Matias Chamorro Quezada	Ubicación :		Mina Chépica	
	Joaquín Díaz Espinosa	Locación:		Suelo – Punto 11	
	Bernardo Guajardo Avendaño	Densidad Seca	1,848	Densidad Húmeda	2,019
Datos			Unidad		
P. Inicial Arena + Frasco (Wo)	5949		gr.		
P. Final Arena + Frasco (Wf)	2898		gr.		
P. Arena En Cono Y Placa (Wc)	1287		gr.		
P. Unitario Arena (Γd)	1.410		gr/cm3		
P. Arena En Hoyo (We)	1764		gr.		
Volumen Hueco (V)	1251.063		cm3		
P. Total Húmedo(Wth)	2115		gr.		
P. Recipiente (I)	67,500		gr.		
P. Suelo Húmedo (Wh)	2525,500		gr.		
Volumen Suelo Húmedo (Vh)	1251.133		Cm3		
Dens. Suelo Húmedo (Γh)	2.019		gr/cm3		
P. Total Húmedo (Wth)	2480		gr.		
P-. Total Seco (Wts)	2270		gr.		
P. Recipiente (I) (Capsula)	0		gr.		
P. Agua (Ww)	210		gr.		
P. Suelo Seco (Ws)	2270		gr.		
% Humedad Suelo (%W)	9,251		%		
Dens. Suelo Seco (Γd)	1.848		gr/cm3		

Tabla A-17. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 12.

<b>Escuela de Ingeniería civil de Minas</b> <b>Universidad de Talca</b> 					
Proyecto:	Ensayo Densidad In-situ por Método del Cono de Arena				
Memoristas:	Matias Chamorro Quezada	Ubicación :		Mina Chépica	
	Joaquín Díaz Espinosa	Locación:		Suelo- Punto 12	
	Bernardo Guajardo Avendaño	Densidad Seca	1,763	Densidad Húmeda	1,951
Datos			Unidad		
P. Inicial Arena + Frasco (Wo)	5888		gr.		
P. Final Arena + Frasco (Wf)	2129		gr.		
P. Arena En Cono Y Placa (Wc)	1287		gr.		
P. Unitario Arena (Γd)	1.410		gr/cm3		
P. Arena En Hoyo (We)	2472		gr.		
Volumen Hueco (V)	1753,191		cm3		
P. Total Húmedo(Wth)	3967,500		gr.		
P. Recipiente (I)	1278,500		gr.		
P. Suelo Húmedo (Wh)	2689		gr.		
Volumen Suelo Húmedo (Vh)	1753,191		Cm3		
Dens. Suelo Húmedo (Γh)	1,763		gr/cm3		
P. Total Húmedo (Wth)	1024		gr.		
P-. Total Seco (Wts)	921		gr.		
P. Recipiente (I) (Capsula)	5		gr.		
P. Agua (Ww)	103		gr.		
P. Suelo Seco (Ws)	916		gr.		
% Humedad Suelo (%W)	11,245		%		
Dens. Suelo Seco (Γd)	1.951		gr/cm3		

Tabla A-18. Ensayo de densidad in situ mediante cono de arena para punto 13.

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca					
Proyecto:		Ensayo Densidad In-situ por Método del Cono de Arena			
Memoristas:	Matías Chamorro Quezada	Ubicación:		Mina Chépica	
	Joaquín Díaz Espinosa	Locación:		Suelo - Punto 13	
	Bernardo Guajardo Avendaño	Densidad Seca	1,831	Densidad Húmeda	1,888
Datos				Unidad	
P. Inicial Arena + Frasco (Wo)		6012		gr.	
P. Final Arena + Frasco (Wf)		3196		gr.	
P. Arena En Cono Y Placa (Wc)		1287		gr.	
P. Unitario Arena (Γd)		1,410		gr/cm3	
P. Arena En Hoyo (We)		1529		gr.	
Volumen Hueco (V)		1084,397		cm3	
P. Total Húmedo(Wth)		2115		gr.	
P. Recipiente (T)		67,500		gr.	
P. Suelo Húmedo (Wh)		2047,500		gr.	
Volumen Suelo Húmedo (Vh)		1084,500		Cm3	
Dens. Suelo Húmedo (Γh)		1,888		gr/cm3	
P. Total Húmedo (Wth)		2050		gr.	
P-. Total Seco (Wts)		1990		gr.	
P. Recipiente (T) (Capsula)		73		gr.	
P. Agua (Ww)		60		gr.	
P. Suelo Seco (Ws)		1917		gr.	
% Humedad Suelo (%W)		3,130		%	
Dens. Suelo Seco (Γd)		1,831		gr/cm3	

Tabla A-19. Resumen de densidades para cada material.

Escuela de Ingeniería civil de Minas Universidad de Talca					
Proyecto:		Resultados Ensayo Densidad In-Situ			
Memoristas:		Matías Chamorro Quezada			
		Joaquín Díaz Espinosa			
		Bernardo Guajardo Avendaño			
Ubicación:		Mina Chépica			
Lugar	Punto	Densidad Seca [gr/cm3]	Densidad Húmeda [gr/cm3]		
Muro Superior	5	1,919	2,123		
	6	2,001	2,226		
	7	1,847	2,028		
Muro Inferior	9	2,135	2,375		
Densidad Muro [gr/cm3]		1,976	2,188		
Suelo	11	1,848	2,019		
	12	1,831	1,888		
	13	1,763	1,951		
Densidad Suelo [gr/cm3]		1,811	1,953		

## Anexo 3.- Clasificación granulométrica

Tabla A-20. Curva granulométrica obtenida para material de relave, punto 1.

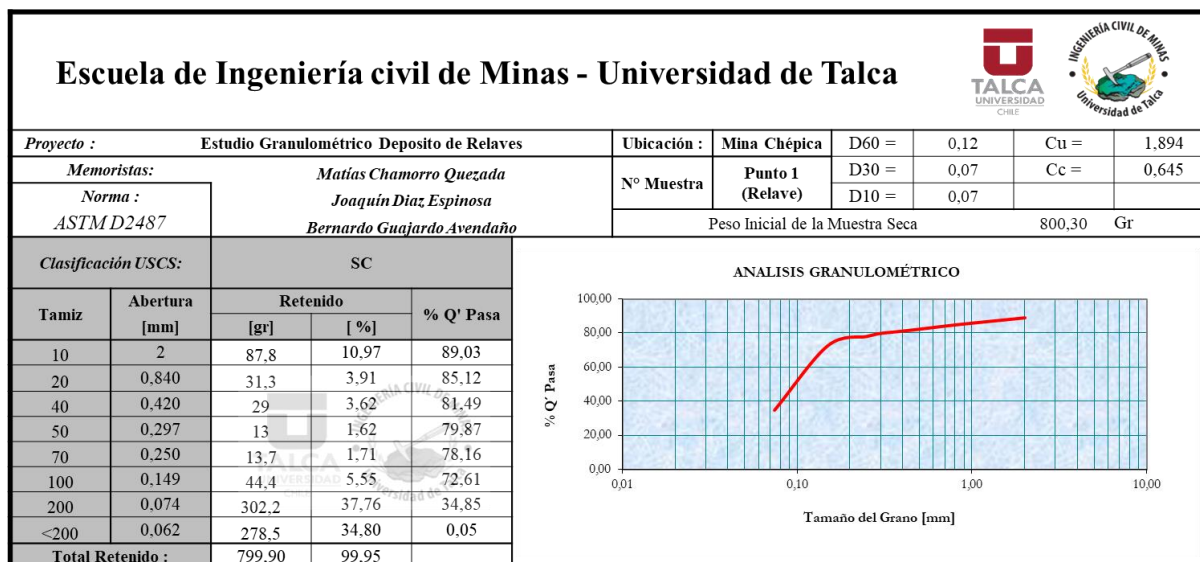


Tabla A-21. Curva granulométrica obtenida para material de relave, punto 2.

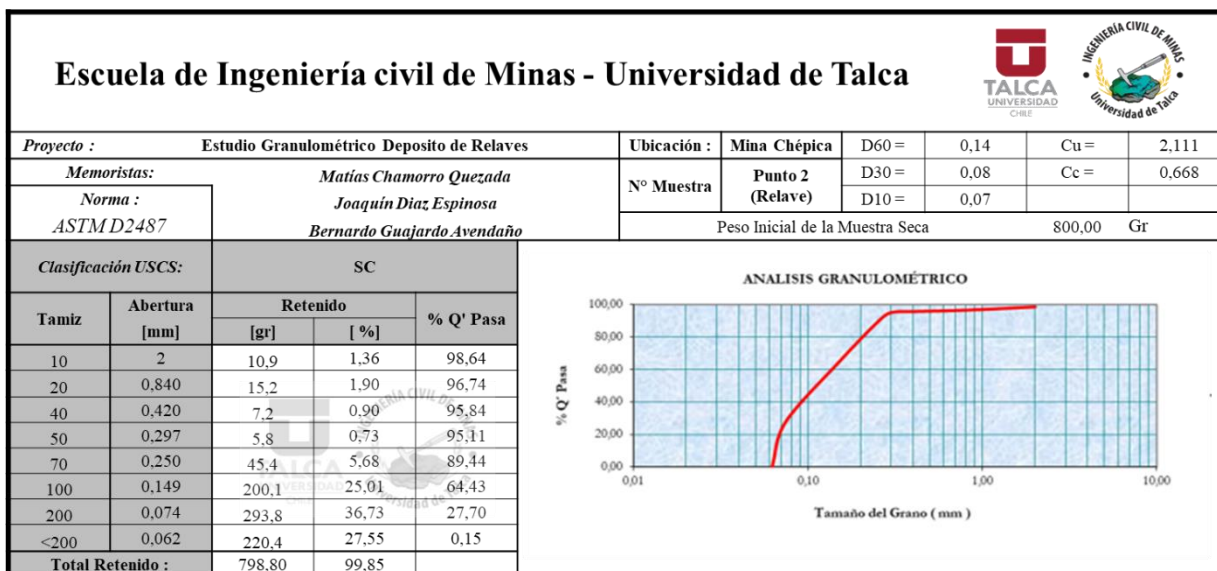




Tabla A-22. Curva granulométrica obtenida para material de relave, punto 3.

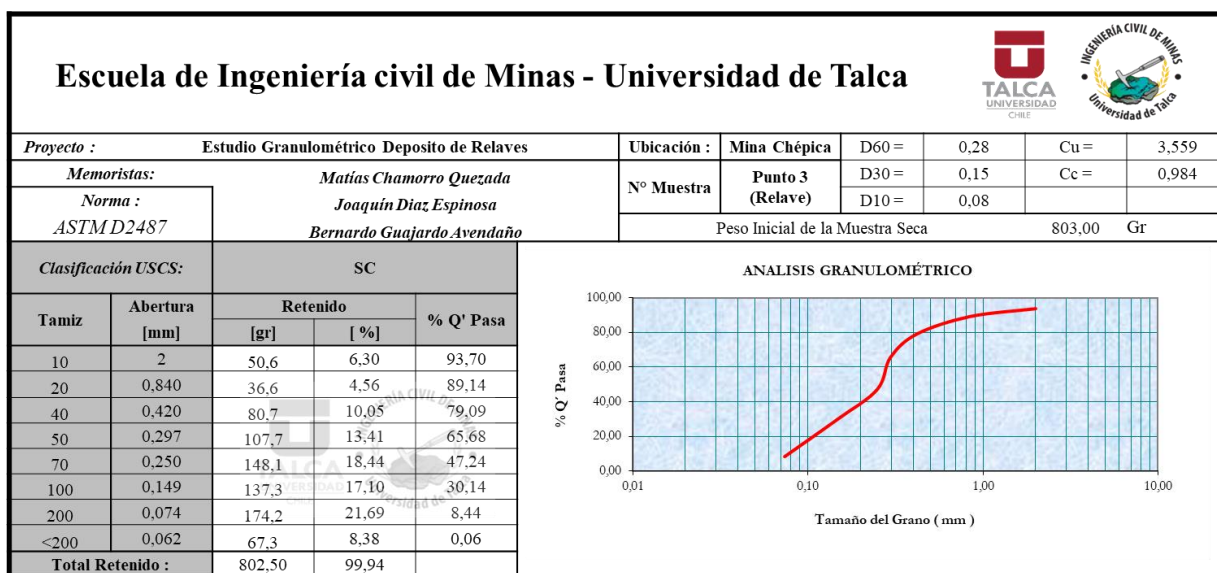


Tabla A-23. Curva granulométrica obtenida para material de relave, punto 4.

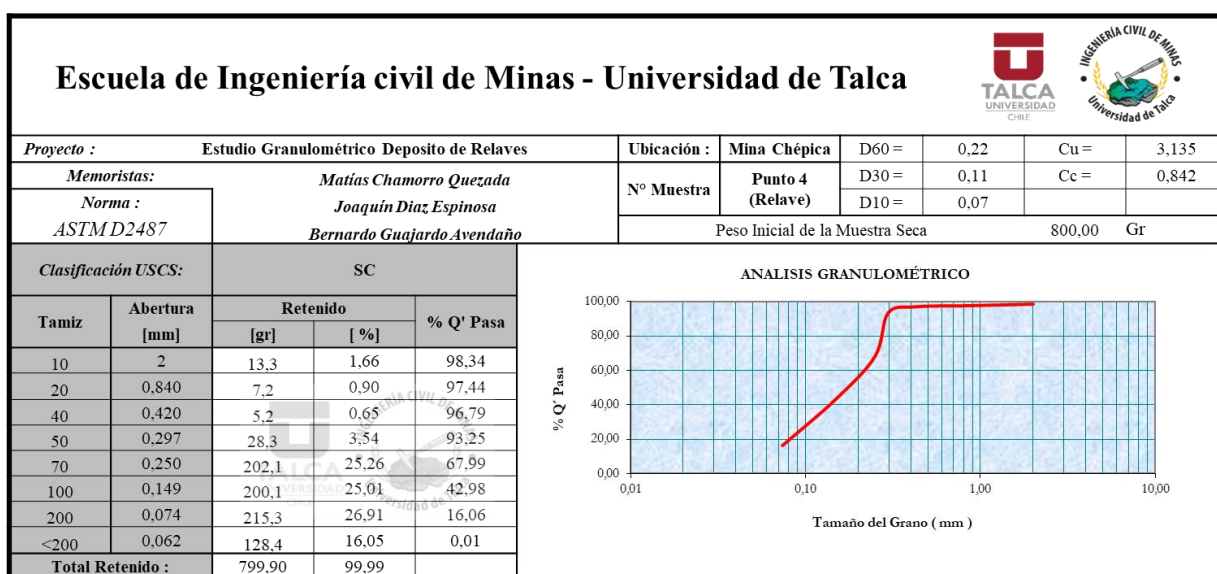


Tabla A-24. Curva granulométrica obtenida para material de muro, punto 5.

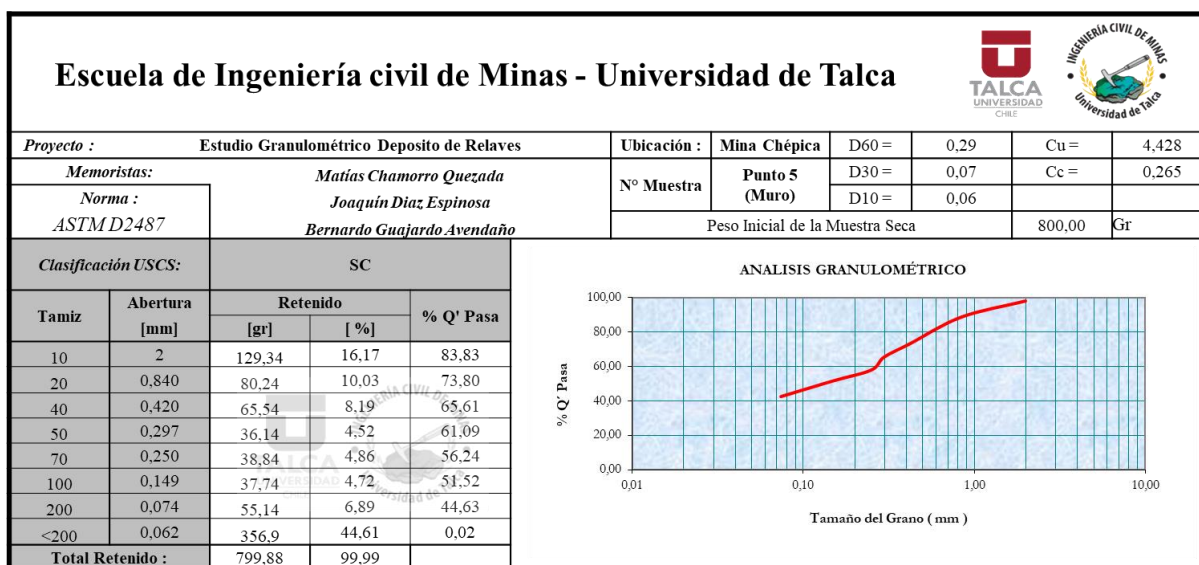


Tabla A-25. Curva granulométrica obtenida para material de muro, punto 6.

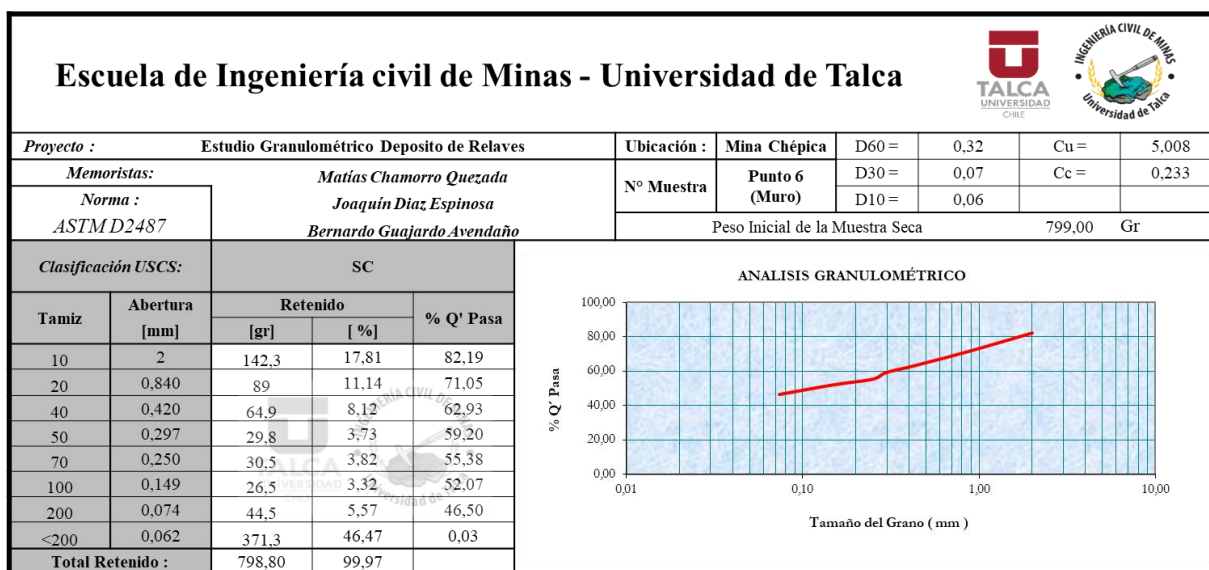


Tabla A-26. Curva granulométrica obtenida para material de muro, punto 8.

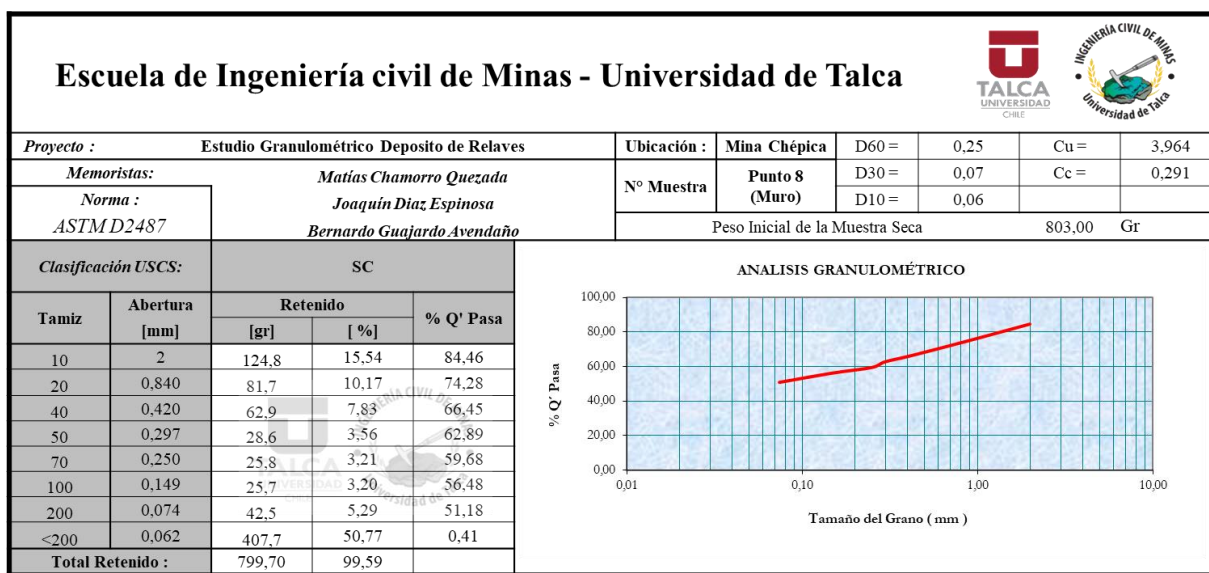


Tabla A-27. Curva granulométrica obtenida para material de suelo de fundación, punto 11.

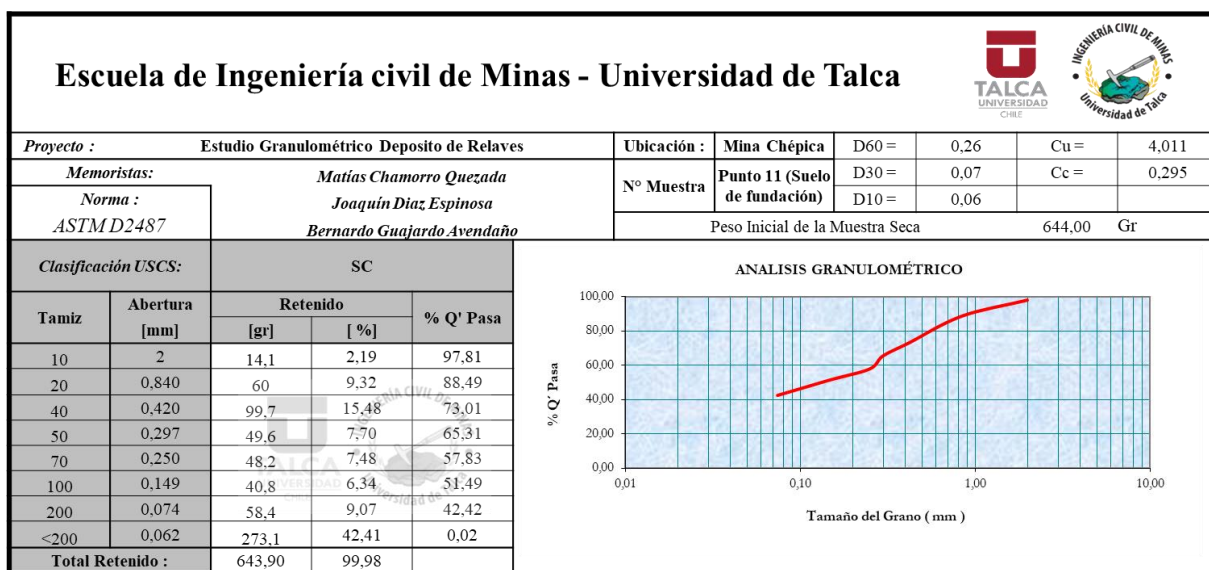


Tabla A-28. Curva granulométrica obtenida para material de suelo de fundación, punto 12.

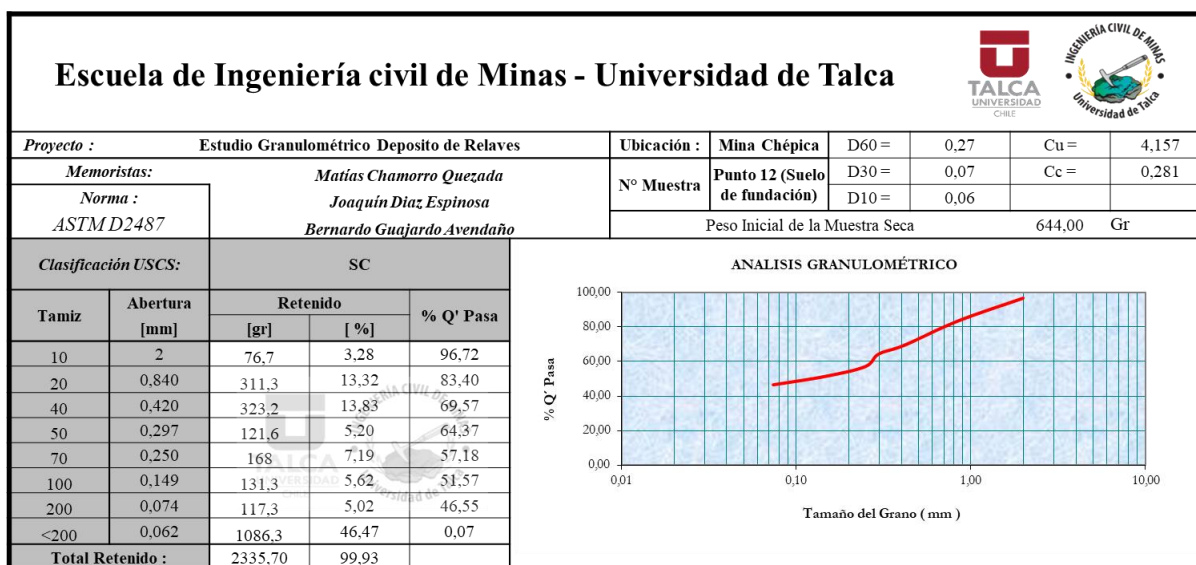


Tabla A-29. Curva granulométrica obtenida para material de suelo de fundación, punto 15.

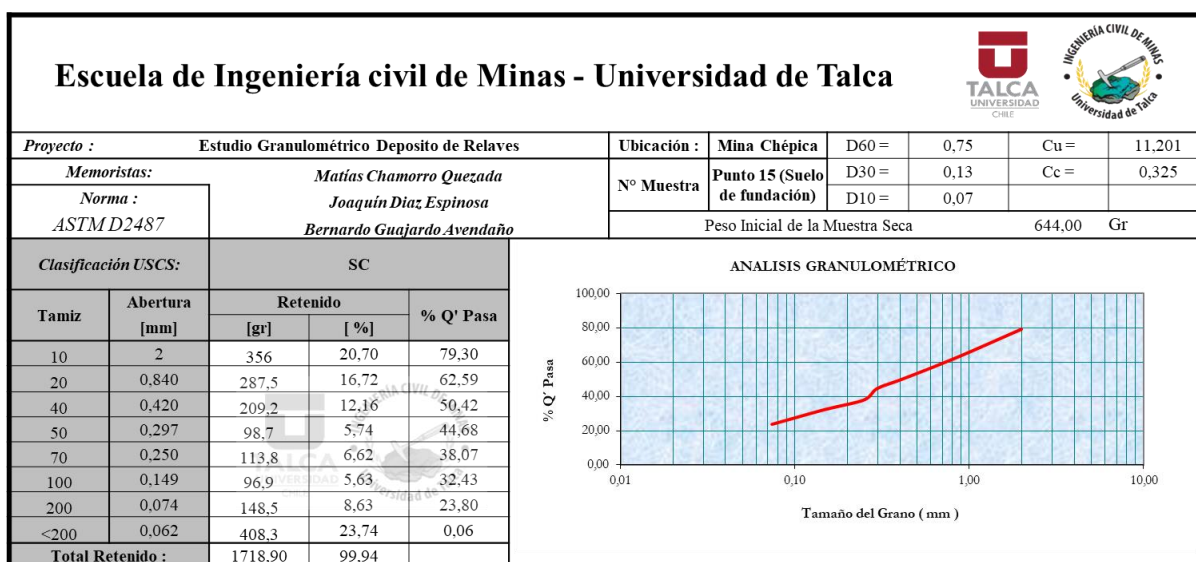


Tabla A-30. Límites de Atterberg obtenidos del material de suelo de fundación.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca									
Proyecto:		Estudio Límites de Atterberg							
Memoristas:		Matias Chamorro Quezada		Ubicación:			Mina Chépica		
Norma:		Joaquín Díaz Espinosa		Muestra:			Punto 11 (Suelo de fundación)		
ASTM D4318		Bernardo Guajardo Avendaño		Grado de plasticidad:			Baja plasticidad		
Parámetro	Unidades	Limite Líquido					Limite Plástico		
		1	2	3	4	5	1	2	3
Peso muestra Húmeda	Gr	16,10	14,74	15,90	13,60	17,70	5,00	4,90	8,60
Peso muestra Seca	Gr	12,20	11,20	12,10	10,40	13,60	4,30	4,20	7,30
Peso del Agua	Gr	3,90	3,54	3,80	3,20	4,10	0,70	0,70	1,30
Contenido de Humedad	%	31,97	31,61	31,40	30,77	30,15	16,28	16,67	17,81
Número de Golpes		17	22	24	32	38	Promedio:		16,92
		Límite Líquido:		LL =		31,23%			
		Límite Plástico:		LP =		16,92%			
		Índice de Plasticidad:		IP =		14,31%			
		Orden	Nº de Golpes Log N (X)	Contenido de Humedad [%] (W(%) (Y))					
		1,0	1,230	31,97					
		2,0	1,342	31,61					
		3,0	1,380	31,40					
		4,0	1,505	30,77					
		5,0	1,580	30,15					
		Total	7,038	155,90					
Sx <sup>2</sup>	9,982	4862,776							
S (xy)	219,048	A		38,47					
W% (25 golpes)	31,229	B		-5,18					

Tabla A-31. Límites de Atterberg obtenidos del material del coronamiento del muro del embalse de relaves.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca									
Proyecto:		Estudio Límites de Atterberg							
Memoristas:		Matias Chamorro Quezada		Ubicación:			Mina Chépica		
Norma:		Joaquín Díaz Espinosa		Muestra:			Punto 5 (Muro Superior)		
ASTM D4318		Bernardo Guajardo Avendaño		Grado de plasticidad:			Baja plasticidad		
Parámetro	Unidades	Limite Líquido					Limite Plástico		
		1	2	3	4	5	1	2	3
Peso muestra Húmeda	Gr	17,40	15,20	16,10	16,10	15,10	5,70	5,10	6,90
Peso muestra Seca	Gr	12,10	10,60	11,30	11,50	12,10	4,60	4,10	5,50
Peso del Agua	Gr	5,30	4,60	4,70	4,60	3,00	1,10	1,00	1,40
Contenido de Humedad	%	43,80	43,40	41,59	40,00	24,79	23,91	24,39	25,45
Número de Golpes		12	15	24	28	32	Promedio:		24,59
		Límite Líquido:		LL =		36,21%			
		Límite Plástico:		LP =		24,59%			
		Índice de Plasticidad:		IP =		11,62%			
		Orden	Nº de Golpes Log N (X)	Contenido de Humedad [%] (W(%) (Y))					
		1,0	1,079	43,80					
		2,0	1,176	43,40					
		3,0	1,380	41,59					
		4,0	1,447	40,00					
		5,0	1,505	24,79					
		Total	6,588	193,58					
Sx <sup>2</sup>	8,813	7746,50							
S (xy)	250,919	A		79,80					
W% (25 golpes)	36,210	B		-31,18					



Tabla A-32. Límites de Atterberg obtenidos del material del muro inferior del embalse de relaves.

Escuela de Ingeniería civil de Minas - Universidad de Talca										
Proyecto:		Estudio Límites de Atterberg								
Memoristas:		Matias Chamorro Quezada		Ubicación :			Mina Chépica			
Norma :		Joaquín Díaz Espinosa		Muestra:			Punto 8 (Muro Inferior)			
ASTM D4318		Bernardo Guajardo Avendaño		Grado de plasticidad:			Baja plasticidad			
Parámetro	Unidades	Límite Líquido					Límite Plástico			
		1	2	3	4	5	1	2	3	
Peso muestra Húmeda	Gr	16,70	17,20	17,60	19,60	18,20	6,40	6,60	6,90	
Peso muestra Seca	Gr	12,40	12,80	13,10	14,60	13,60	5,30	5,50	5,80	
Peso del Agua	Gr	4,30	4,40	4,50	5,00	4,60	1,10	1,10	1,10	
Contenido de Humedad	%	34,68	34,38	34,35	34,25	33,82	20,75	20,00	18,97	
Número de Golpes		12	20	22	26	32	Promedio :		19,91	
<p style="text-align: center;"><b>LÍMITE LIQUIDO</b></p>							Límite Líquido:		LL =	34,17%
							Límite Plástico:		LP =	19,91%
							Índice de Plasticidad :		IP =	14,26%
							Orden	Nº de Golpes Log N (X)	Contenido de Humedad [%] (W%) (Y)	
							1,0	1,079	34,68	
							2,0	1,301	34,38	
							3,0	1,342	34,35	
							4,0	1,415	34,25	
							5,0	1,505	33,82	
							Total	6,643	171,47	
Sx <sup>2</sup>	8,927	5881,024								
S (xy)	227,627	A	36,70							
W% (25 golpes)	34,169	B	-1,81							

---

Anexo 4.- Licencia Geostudio 2012



**Licensee:** Universidad de Talca  
Camino a Los Niches KM 1  
Curicó Región del Maule  
Chile

---

# License Certificate

**Serial Number:** 7808-195027-201407-0593  
**Licensed Product:** GeoStudio Universal 25-User Network License  
**Maintenance Expires:** July 31, 2020

---

**Date of Issue:** July 9, 2019



GEOSLOPE International Ltd.

1200, 700 - 6 Ave SW  
Calgary, AB T2P 0T8  
Canada

Tel +1 403 269 2002  
Fax +1 888 436 2239

sales@geoslope.com  
www.geoslope.com