



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

**MODELAMIENTO Y ESTIMACIÓN DE ASENTAMIENTOS  
POR CONSOLIDACIÓN EN PRESA DE RELAVES MINA  
CHÉPICA**

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

**JORGE IGNACIO BARRIOS ROSALES**

**PROFESOR GUÍA:**

M.-Sc. Mauricio Andrés Jara Ortiz

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:**

M.-Sc. Francisco Javier Rivas Saldaña

PhD (c) Ignacio Marcelo Fuenzalida Henríquez

**Curicó - Chile**

**2020**

## 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.



Curicó, 2022

---

## RESUMEN

En este estudio se presenta un análisis y estimación de asentamientos asociados a los fenómenos de consolidación de los suelos que componen el embalse de relaves de la Mina Chépica, ubicado en la Región del Maule y cómo la magnitud de estos podría generar deterioro en los componentes de dicha obra.

El análisis y estimación de asentamientos se realizó a través de un modelamiento numérico en 2 dimensiones a cargo de modelos constitutivos alimentados por parámetros proporcionados por un levantamiento de la información desde estudios preexistentes asociados al depósito de relaves, además de ensayos de laboratorio que permiten realizar una caracterización geotécnica y deformacional de los materiales presentes en la zona de investigación. El análisis se realizó en 3 etapas constructivas asociadas al desarrollo del embalse en un período de 22 años: primera etapa de construcción de la presa del embalse (2008 – 2013) alcanza una elevación de 5 metros, segunda etapa de construcción de la presa del embalse (2014 – 2019) alcanza una elevación total de 10 metros albergando un total de 154.365 m<sup>3</sup> de relaves, y una última etapa que no contempla crecimiento de la presa (2020 – 2029) ni depositación de relaves, siendo solo un periodo analizado para estudiar la respuesta deformacional del suelo de fundación en el tiempo.

Los resultados obtenidos de la caracterización de los materiales evidencian un potencial plástico considerable del suelo de fundación del embalse (CL), lo que se refleja en los resultados obtenidos de la modelación numérica donde se producen asentamientos prolongados en el tiempo, incluso en la etapa final donde el suelo no es sometido a nuevas sobrecargas y este continúa registrando valores de desplazamientos verticales asociados a consolidación primaria y secundaria. Además, se observan diferencias de magnitud en los valores de asentamientos entre las partes de este embalse (estribo derecho, centro del depósito y estribo izquierdo), registrándose en el estribo derecho valores cercanos a 0,15 m y 0,1 m, magnitudes que podrían generar agrietamientos en diferentes sectores de la presa. Por lo tanto, es necesario la implementación de celdas de asentamiento VW y registradores de datos (VW recorder) instrumentación requerida por el SERNAGEOMIN en las tareas de inspección y registro de asentamientos en depósitos de relaves que permitan tener un registro de los asentamientos en el terreno en cuestión.

---

## **ABSTRACT**

This study presents an analysis and estimation of settlements associated with the consolidation phenomena of the soils that make up the tailings dam of the Chépica Mine, located in the Maule Region and how the magnitude of these could generate deterioration in the components of said work.

The analysis and estimation of settlements was carried out through a 2-dimensional numerical modeling in charge of constitutive models fed by parameters provided by a survey of information from pre-existing studies associated with the tailings deposit, in addition to laboratory tests that allow a geotechnical and deformational characterization of the materials present in the research area. The analysis was carried out in 3 construction stages associated with the development of the reservoir in a period of 22 years: first stage of construction of the reservoir dam (2008 - 2013) reaches an elevation of 5 meters, second stage of construction of the reservoir dam (2014 - 2019) reaches a total elevation of 10 meters housing a total of 154,365 m<sup>3</sup> of tailings, and a last stage that does not include growth of the dam (2020 - 2029) or tailings deposition, being only one period analyzed to study the deformational response of the foundation soil over time.

The results obtained from the characterization of the materials show a considerable plastic potential of the reservoir foundation soil (CL), which is reflected in the results obtained from the numerical modeling where prolonged settlements occur in time, even in the final stage, where the soil is not subjected to new overloads and it continues to register values of vertical displacements associated with primary and secondary consolidation. In addition, differences in magnitude are observed in the settlement values between the parts of this reservoir (right abutment, center of the reservoir and left abutment), with values close to 0.15 m and 0.1 m being registered in the right abutment, magnitudes that could generate cracks in different sectors of the dam. Therefore, it is necessary to implement VW settlement cells and data loggers (VW recorder) instrumentation required by SERNAGEOMIN in inspection and registration of settlements in tailings deposits that allow a record of settlements on the ground in question.

---

## AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradecer a mis padres por todo el cariño entregado y todo el esfuerzo que han hecho a lo largo de su vida para convertirme en la persona que soy, otorgándome las mejores herramientas para enfrentar este largo camino, mis más sinceros agradecimientos a su labor incansable, solo espero algún día retribuir todo lo que me han dado. A mi hermano Nicolás por motivarme en cada momento y ser fuente de inspiración para seguir mi camino, por ese cariño y energías que me entrega en cada momento.

A mi tía Margarita por su cariño, preocupación y apoyo en cada etapa de mi vida, por su motivación incansable en la búsqueda de mis sueños. A mis tías María, Alicia e Hilda por sus consejos y abrazo maternal en tiempos difíciles. Gracias a cada integrante de mi familia.

A mis amigos de vida y compañeros Benjamín y Armando por tantos buenos momentos vividos a lo largo de esta etapa que parece culminar, por su alegría, confianza, motivación y amistad en toda circunstancia, sin lugar a duda esta etapa no hubiese sido la misma sin ustedes.

A mis amigos Joaquín, Nicolás, Eduardo, Felipe, Cristóbal, Andrés por tantos buenos momentos vividos, por sus consejos y palabras en la adversidad, gracias por ser un pilar de apoyo en cada momento enseñándome algo de cada uno de ustedes.

A la familia Cárcamo – Ortega por hacerme sentir un integrante más de su familia, por su apoyo incondicional en todo momento, su preocupación y cariño en todo este camino.

A María Victoria, por su apoyo incondicional, su cariño y por motivarme en cada instante, por ser la luz en los peores momentos. “Por el abrazo que silenció la tormenta, por tu lealtad en la adversidad, por tu fe que anestesió mi ansiedad, por la pureza de tus palabras, por defender mi espalda, por despertarme en búsqueda de esta realidad transformada”.

A mi profesor guía Sr Mauricio Jara por su entrega, disposición, motivación y sabiduría en el desarrollo de esta investigación, a mi profesor co-guía Sr Francisco Rivas por la información y conocimientos aportados al presente trabajo. A los profesores Cristina y Cristian por brindarme su tiempo y apoyo en la realización de los ensayos vitales para esta memoria y a la Sociedad Contractual Minera Paicaví por toda la información facilitada.

---

## Índice de contenidos

|   |    |
|---|----|
| 1. INTRODUCCIÓN .....   | 1  |
| 1.1. Objetivo General.....  | 3  |
| 1.2. Objetivos específicos .....                                    | 3  |
| 1.3. Alcances.....  | 4  |
| 2. MARCO TEÓRICO .....  | 5  |
| 2.1. Mecanismos de deterioro asociados al depósito de relaves ..... | 5  |
| 2.2. Depósito de relaves Mina Chépica .....                         | 7  |
| 2.2.1. Depositación de relaves Mina Chépica .....                   | 9  |
| 2.2.2. Embalse Mina Chépica.....                                    | 10 |
| 2.3. Consolidación de suelos y asentamientos en el tiempo .....     | 11 |
| 2.3.1. Tipos de consolidación .....                                 | 13 |
| 2.3.2. Nivel de preconsolidación en suelos .....                    | 14 |
| 2.3.3. Velocidad de consolidación .....                             | 16 |
| 2.3.4. Asentamientos por consolidación .....                        | 17 |
| 2.4. Métodos numéricos y modelos constitutivos .....                | 21 |
| 2.4.1. Modelos elásticos .....                                      | 22 |
| 2.4.2. Modelos elastoplásticos .....                                | 22 |
| 2.4.3. Modelo Mohr – Coulomb .....                                  | 24 |
| 2.4.4. Modelo Hardening Soil.....                                   | 24 |
| 2.4.5. Modelo constitutivo Cam Clay Modificado (MCC) .....          | 24 |
| 2.4.6. Modelo Soft – Soil.....                                      | 26 |
| 3. METODOLOGÍA .....  | 27 |
| 3.1. Levantamiento de información .....                             | 27 |
| 3.2. Extracción de muestras en terreno .....                        | 27 |
| 3.3. Ensayos para determinar la granulometría.....                  | 29 |
| 3.4. Ensayo para determinar límites de Atterberg.....               | 30 |
| 3.4.1. Límite líquido .....   | 30 |
| 3.4.2. Límite plástico .....  | 30 |
| 3.5. Ensayo de consolidación.....                                   | 31 |
| 3.6. Estimación de asentamientos de manera analítica .....          | 31 |
| 3.6.1. SIGMA/W .....  | 32 |
| 3.6.2. MIDAS NTS NX.....  | 33 |

---

|        |   |     |
|--------|---|-----|
| 4.     | ANÁLISIS DE RESULTADOS .....  | 34  |
| 4.1.   | Caracterización de materiales en la zona del embalse de relaves Mina Chépica ..           | 34  |
| 4.1.1. | Clasificación de suelos .....   | 38  |
| 4.1.2. | Respuesta de los materiales al asentamiento .....   | 39  |
| 4.2.   | Modelamiento del embalse de relaves Mina Chépica.....                                     | 56  |
| 4.2.1. | Selección de modelos constitutivos .....  | 56  |
| 4.3.   | Modelamiento del embalse de relaves Mina Chépica.....                                     | 59  |
| 4.3.1. | Perfiles transversales MIDAS GTS NX.....  | 62  |
| 4.3.2. | Perfil longitudinal MIDAS GTS NX .....  | 70  |
| 4.3.3. | Perfiles transversales SIGMA/W .....  | 79  |
| 4.3.4. | Perfil longitudinal SIGMA/W .....   | 88  |
| 4.3.5. | Análisis comparativo entre softwares MIDAS GTS NX y SIGMA/W .....                         | 97  |
| 5.     | CONCLUSIONES .....  | 109 |
|        | RECOMENDACIONES .....   | 112 |
|        | REFERENCIAS .....   | 113 |
| 6.     | ANEXOS.....   | 116 |
| 6.1.   | Ensayos de clasificación de suelos .....  | 116 |
| 6.2.   | Ensayos de consolidación de muestras .....  | 120 |
| 6.3.   | Procedimiento estándar de cálculo de los índices de compresibilidad y descompresión ..... | 125 |
| 6.4.   | Determinación del coeficiente de consolidación .....                                      | 127 |
| 6.5.   | Determinación del módulo de elasticidad para materiales del sitio en estudio ...          | 129 |
| 6.5.1. | Validación del módulo de elasticidad .....  | 132 |
| 6.6.   | Estimación analítica de asentamientos totales .....                                       | 135 |
| 6.7.   | Licencias softwares de modelamiento numérico .....  | 137 |

---

## Índice de Figuras

|   |    |
|---|----|
| Figura 2.1. Agrietamiento ocasionado por asentamientos diferenciales dentro del cuerpo de la presa (Avendaño , 2018).....           | 5  |
| Figura 2.2. Deterioro de la presa por consolidación en suelo de fundación, pérdida de revancha (Ferrer, 2006). .....                | 6  |
| Figura 2.3. Fallas en el suelo de fundación del talud aguas abajo por sobreesfuerzos efectivos (Novak, 2001).....                   | 6  |
| Figura 2.4. Vista en planta del depósito de relaves Mina Chépica (Sociedad Legal Minera Arno de los Muermos, 2003).....             | 7  |
| Figura 2.5. Vista satelital de Pencahue y ubicación de la Mina Chépica (Google Maps, 2019). .....                                   | 8  |
| Figura 2.6. Vista satelital del depósito de relaves (Google Maps, 2019) .....   | 8  |
| Figura 2.7. Sistema de descarga del depósito de relaves Mina Chépica (Google Maps, 2019). .....                                     | 9  |
| Figura 2.8. Presa del embalse de relaves. ....  | 10 |
| Figura 2.9. Método de construcción aguas abajo. ....  | 11 |
| Figura 2.10. Gráfica de explicación de consolidación a través del tiempo (Das, 2013). ....  | 14 |
| Figura 2.11. Gráfica representativa de un ensayo de consolidación, Índice de vacíos $v/s$ Presión efectiva (Das, 2013).....         | 15 |
| Figura 2.12. Procedimiento gráfico para obtener la presión de preconsolidación (Das, 2013). .....                                   | 16 |
| Figura 2.13. Grado de consolidación $U$ , en función del factor de profundidad ( $zH_{dr}$ ) y factor de tiempo $T_v$ .....         | 17 |
| Figura 2.14. Variación del índice de vacíos en función del tiempo (escala log) bajo un incremento de carga dado (Das, 2013). .....  | 20 |
| Figura 2.15. Presa del embalse de relaves Mina Chépica dividida un número discreto de elementos finitos, MIDAS GTS NX.....          | 21 |
| Figura 2.16. Gráfica esfuerzo - deformación de un material con comportamiento elástico (Lade, 2005).....                            | 22 |
| Figura 2.17. Gráfica esfuerzo – deformación de un material con comportamiento elastoplástico (Lade, 2005).....                      | 23 |
| Figura 2.18. Curvas representativas del modelo Cam Clay Modificado (Sánchez, 2016)...   | 26 |
| Figura 2.19. Gráfica de la superficie de fluencia del modelo Soft Soil; Mohr - Coulomb (traza roja) y Soft Soil (traza azul). ..... | 26 |
| Figura 3.1. Vista satelital de los sitios desde donde se extrajeron las muestras. ....  | 28 |
| Figura 3.2. Representación de los perfiles transversales y perfil longitudinal del embalse de relaves Mina Chépica. ....            | 32 |
| Figura 3.3. Visualización del perfil transversal de la zona en estudio, SIGMA/W.....  | 33 |
| Figura 3.4. Visualización del perfil transversal de la zona en estudio, MIDAS GTS NX. ...   | 33 |
| Figura 4.1. Mapa geológico de la zona de estudio Chépica (Rivas, 2015). ....  | 35 |
| Figura 4.2. Columna estratigráfica de la zona de estudio Chépica (Rivas, 2015). .....   | 36 |

|   |    |
|---|----|
| Figura 4.3. Suelo de fundación donde se emplaza el depósito de relaves (Elaboración propia).  | 37 |
| Figura 4.4. Andesita en zona de lixiviación (Rivas, 2015).  | 37 |
| Figura 4.5. Columna estratigráfica de la zona de estudio: 1- Columna estratigráfica original; 2- Columna estratigráfica para el modelamiento. | 38 |
| Figura 4.6. Probeta tipo para ensayos edométricos [Probeta M1-SF].  | 40 |
| Figura 4.7. Gráfica índice de vacíos vs esfuerzo vertical efectivo (escala logarítmica) de todas las probetas.                                | 41 |
| Figura 4.8. Gráfica de asentamientos vs tensión vertical efectiva para todas las probetas para el ciclo completo del ensayo edométrico.       | 42 |
| Figura 4.9. Gráfica de asentamientos vs tensión vertical efectiva para todas las probetas en el ciclo de compresión.                          | 42 |
| Figura 4.10. Gráfica de asentamientos vs tensión vertical efectiva para todas las probetas en el ciclo de descompresión.                      | 43 |
| Figura 4.11. Gráfica de asentamientos vs tensión vertical efectiva para todas las probetas en el ciclo de recompresión.                       | 43 |
| Figura 4.12. Gráfica índice de vacíos vs tensión vertical efectiva para el suelo de fundación [M1-SF] por el método Casagrande.               | 45 |
| Figura 4.13. Gráfica para obtener valores de $C_c$ y $C_s$ por el método de Terzaghi para el suelo de fundación [M1-SF].                      | 46 |
| Figura 4.14. Gráfica que representa la deformación vs el tiempo para el suelo de fundación, a través del método de Casagrande.                | 49 |
| Figura 4.15. Gráfica que representa la deformación vs el tiempo para el suelo de fundación, a través del método de Taylor.                    | 51 |
| Figura 4.16. Gráfica coeficiente de consolidación para los materiales presentes en sitio en estudio.  | 52 |
| Figura 4.17. Gráfica permeabilidad ( $k$ ) promedio para cada material.   | 54 |
| Figura 4.18. Dimensiones de la geometría de la zona de simulación.  | 56 |
| Figura 4.19. Asentamientos a través de modelamiento en MIDAS GTS NX.  | 58 |
| Figura 4.20. Asentamientos a través de modelamiento en SIGMA/W.   | 59 |
| Figura 4.21. Perfiles del embalse de relaves Mina Chépica.  | 62 |
| Figura 4.22. Perfil transversal 1era etapa correspondiente al estribo derecho del depósito de relaves MIDAS GTS NX.                           | 63 |
| Figura 4.23. Perfil transversal 1era etapa correspondiente al centro del depósito de relaves MIDAS GTS NX.                                    | 63 |
| Figura 4.24. Perfil transversal 1era etapa correspondiente al estribo izquierdo del depósito de relaves MIDAS GTS NX.                         | 63 |
| Figura 4.25. Perfil transversal 2da etapa correspondiente al estribo derecho del depósito de relaves MIDAS GTS NX.                            | 64 |
| Figura 4.26. Perfil transversal 2da etapa correspondiente al centro del depósito de relaves MIDAS GTS NX.                                     | 64 |
| Figura 4.27. Perfil transversal 2da etapa correspondiente al estribo izquierdo del depósito de relaves MIDAS GTS NX.                          | 64 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 4.28. Perfil transversal etapa final correspondiente al estribo derecho del depósito de relaves MIDAS GTS NX.....                               | 65 |
| Figura 4.29. Perfil transversal etapa final correspondiente al centro del depósito de relaves MIDAS GTS NX. ....                                       | 65 |
| Figura 4.30. Perfil transversal etapa final correspondiente al estribo izquierdo del depósito de relaves MIDAS GTS NX. ....                            | 66 |
| Figura 4.31. Nodos seleccionados para la estimación de desplazamiento vertical estribo derecho, MIDAS GTS NX. ....                                     | 66 |
| Figura 4.32. Nodos seleccionados para la estimación de desplazamiento vertical centro del depósito, MIDAS GTS NX. ....                                 | 67 |
| Figura 4.33. Nodos seleccionados para la estimación de desplazamiento vertical estribo izquierdo, MIDAS GTS NX. ....                                   | 67 |
| Figura 4.34. Gráfica de asentamientos de los perfiles transversales en todas las etapas del depósito de relaves Mina Chépica, MIDAS GTS NX. ....       | 68 |
| Figura 4.35. Gráfica de la presión de poros de los perfiles transversales en todas las etapas del depósito de relaves Mina Chépica, MIDAS GTS NX. .... | 69 |
| Figura 4.36. Perfil longitudinal correspondiente a la primera etapa del depósito de relaves, MIDAS GTS NX. ....  | 70 |
| Figura 4.37. Perfil longitudinal correspondiente a la segunda etapa del depósito de relaves, MIDAS GTS NX. ....  | 71 |
| Figura 4.38. Perfil longitudinal correspondiente a la etapa final del depósito de relaves, MIDAS GTS NX. ....  | 71 |
| Figura 4.39. Nodos seleccionados para la estimación de desplazamiento vertical del perfil longitudinal, MIDAS GTS NX. ....                             | 72 |
| Figura 4.40. Gráfica de asentamientos del perfil longitudinal en todas las etapas del depósito de relaves Mina Chépica, MIDAS GTS NX. ....             | 73 |
| Figura 4.41. Gráfica de la presión de poros perfil longitudinal en todas las etapas del depósito de relaves Mina Chépica, MIDAS GTS NX. ....           | 74 |
| Figura 4.42. Gráfica comparativa de los asentamientos en el estribo derecho entre ambos perfiles, MIDAS GTS NX. ....                                   | 75 |
| Figura 4.43. Gráfica comparativa de la presión de poros en el estribo derecho entre ambos perfiles, MIDAS GTS NX. ....                                 | 76 |
| Figura 4.44. Gráfica comparativa de los asentamientos en el centro del depósito entre ambos perfiles, MIDAS GTS NX. ....                               | 77 |
| Figura 4.45. Gráfica comparativa de la presión de poros en el centro del depósito entre ambos perfiles, MIDAS GTS NX. ....                             | 77 |
| Figura 4.46. Gráfica comparativa de los asentamientos en el estribo izquierdo entre ambos perfiles, MIDAS GTS NX. ....                                 | 78 |
| Figura 4.47. Gráfica comparativa de la presión de poros en el estribo izquierdo entre ambos perfiles, MIDAS GTS NX. ....                               | 79 |
| Figura 4.48. Perfil transversal 1era etapa correspondiente al estribo derecho del depósito de relaves SIGMA/W. ....                                    | 80 |

---

|   |    |
|---|----|
| Figura 4.49. Perfil transversal 1era etapa correspondiente al centro del depósito de relaves SIGMA/W. ....  | 80 |
| Figura 4.50. Perfil transversal 1era etapa correspondiente al estribo izquierdo del depósito de relaves SIGMA/W. ....                             | 81 |
| Figura 4.51. Perfil transversal 2da etapa correspondiente al estribo derecho del depósito de relaves SIGMA/W. ....                                | 81 |
| Figura 4.52. Perfil transversal 2da etapa correspondiente al centro del depósito de relaves SIGMA/W. ....   | 82 |
| Figura 4.53. Perfil transversal 2da etapa correspondiente al estribo izquierdo del depósito de relaves SIGMA/W. ....                              | 82 |
| Figura 4.54. Perfil transversal etapa final correspondiente al estribo derecho del depósito de relaves SIGMA/W. ....                              | 83 |
| Figura 4.55. Perfil transversal etapa final correspondiente al centro del depósito de relaves SIGMA/W. ....                                       | 83 |
| Figura 4.56. Perfil transversal etapa final correspondiente al estribo izquierdo del depósito de relaves SIGMA/W. ....                            | 83 |
| Figura 4.57. Nodos seleccionados para la estimación de desplazamiento vertical estribo derecho, SIGMA/W. ....                                     | 84 |
| Figura 4.58. Nodos seleccionados para la estimación de desplazamiento vertical centro del depósito, SIGMA/W. ....                                 | 84 |
| Figura 4.59. Nodos seleccionados para la estimación de desplazamiento vertical estribo izquierdo, SIGMA/W. ....                                   | 85 |
| Figura 4.60. Gráfica de asentamientos de los perfiles transversales en todas las etapas del depósito de relaves Mina Chépica, SIGMA/W. ....       | 86 |
| Figura 4.61. Gráfica de la presión de poros de los perfiles transversales en todas las etapas del depósito de relaves Mina Chépica, SIGMA/W. .... | 86 |
| Figura 4.62. Perfil longitudinal correspondiente a la primera etapa del depósito de relaves SIGMA/W. ....   | 88 |
| Figura 4.63. Perfil longitudinal correspondiente a la segunda etapa del depósito de relaves SIGMA/W. ....   | 89 |
| Figura 4.64. Perfil longitudinal correspondiente a la etapa final del depósito de relaves SIGMA/W. ....   | 89 |
| Figura 4.65. Nodos seleccionados para la estimación de desplazamiento vertical del perfil longitudinal, SIGMA/W. ....                             | 90 |
| Figura 4.66. Gráfica de asentamientos del perfil longitudinal en todas las etapas del depósito de relaves Mina Chépica, SIGMA/W. ....             | 91 |
| Figura 4.67. Gráfica de la presión de poros perfil longitudinal en todas las etapas del depósito de relaves Mina Chépica, SIGMA/W. ....           | 91 |
| Figura 4.68. Gráfica comparativa de asentamientos del estribo derecho entre ambos perfiles, SIGMA/W. ....   | 93 |
| Figura 4.69. Gráfica comparativa de la presión de poros en el estribo derecho entre ambos perfiles, SIGMA/W. ....                                 | 93 |

|  |     |
|--|-----|
| Figura 4.70. Gráfica comparativa de asentamientos del centro del depósito entre ambos perfiles, SIGMA/W. ....  | 94  |
| Figura 4.71. Gráfica comparativa de la presión de poros en el centro del depósito entre ambos perfiles, SIGMA/W. ....                                | 95  |
| Figura 4.72. Gráfica comparativa de asentamientos del estribo izquierdo entre ambos perfiles, SIGMA/W. ....  | 96  |
| Figura 4.73. Gráfica comparativa de la presión de poros en el estribo izquierdo entre ambos perfiles, MIDAS GTS NX. ....                             | 96  |
| Figura 4.74. Gráfica comparativa de los asentamientos en el perfil transversal del estribo derecho, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W. ....                   | 98  |
| Figura 4.75. Gráfica comparativa de la presión de poros en el perfil transversal del estribo derecho, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W. ....                 | 99  |
| Figura 4.76. Gráfica comparativa del desplazamiento vertical en el perfil transversal del centro del depósito, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W. ....        | 100 |
| Figura 4.77. Gráfica comparativa de la presión de poros en el perfil transversal del centro del depósito, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W. ....             | 100 |
| Figura 4.78. Gráfica comparativa del desplazamiento vertical en el perfil transversal del estribo izquierdo, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W. ....          | 101 |
| Figura 4.79. Gráfica comparativa de la presión de poros en el perfil transversal del estribo izquierdo, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W. ....               | 102 |
| Figura 4.80. Gráfica comparativa del desplazamiento vertical en el perfil longitudinal del estribo derecho, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W. ....           | 103 |
| Figura 4.81. Gráfica comparativa de la presión de poros en el perfil longitudinal del estribo derecho, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W. ....                | 104 |
| Figura 4.82. Gráfica comparativa del desplazamiento vertical en el perfil longitudinal del centro del depósito, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W. ....       | 105 |
| Figura 4.83. Gráfica comparativa de la presión de poros en el perfil longitudinal del centro del depósito, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W. ....            | 105 |
| Figura 4.84. Gráfica comparativa del desplazamiento vertical en el perfil longitudinal del estribo izquierdo, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W. ....         | 106 |
| Figura 4.85. Gráfica comparativa de la presión de poros en el perfil longitudinal del estribo izquierdo del depósito, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W. .... | 107 |
| Figura 6.1. Gráfica ejemplificativa para obtener valores de $C_c$ y $C_s$ por el método de Terzaghi para el suelo de fundación [M1-SF]. ....         | 126 |
| Figura 6.2. Gráfica que representa la deformación vs el tiempo para el suelo de fundación, a través del método de Casagrande. ....                   | 127 |
| Figura 6.3. Gráfica que representa la deformación vs el tiempo para el suelo de fundación, a través del método de Taylor. ....                       | 128 |
| Figura 6.4. Gráfica del módulo de elasticidad suelo de fundación en el tramo de recompresión. ....   | 129 |
| Figura 6.5. Gráfica del módulo de elasticidad pie de muro en el tramo de recompresión. ....  | 130 |
| Figura 6.6. Gráfica del módulo de elasticidad muro coronamiento en el tramo de recompresión. ....  | 130 |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 6.7. Gráfica del módulo de elasticidad muro relave cercano a laguna de aguas claras en el tramo de carga.....  | 131 |
| Figura 6.8. Gráfica del módulo de elasticidad muro relave cercano a la presa del embalse en el tramo de carga.....  | 131 |
| Figura 6.9. Modelación estándar para las 5 muestras ensayadas en laboratorio, SIGMA/W. ....   | 132 |
| Figura 6.10. Gráfica comparativa de la deformación de la pastilla asociada suelo de fundación, SIGMA/W y ensayo edométrico .....                                      | 133 |
| Figura 6.11. Gráfica comparativa de la deformación de la pastilla asociada al pie de muro, SIGMA/W y ensayo edométrico .....  | 133 |
| Figura 6.12. Gráfica comparativa de la deformación de la pastilla asociada al coronamiento del muro, SIGMA/W y ensayo edométrico. ....                                | 134 |
| Figura 6.13. Gráfica comparativa de la deformación de la pastilla asociada a las cercanías de la laguna de aguas claras del embalse, SIGMA/W y ensayo edométrico..... | 134 |
| Figura 6.14. Gráfica comparativa de la deformación de la pastilla asociada a las cercanías de la presa del embalse, SIGMA/W y ensayo edométrico. ....                 | 135 |
| Figura 6.15. Licencia Geostudio 2012 (SIGMA/W). ....  | 137 |
| Figura 6.16. Licencia MIDAS GTS NX.....   | 138 |

## Índice de Tablas

|  |    |
|--|----|
| Tabla 3.1. Valores de parámetros requeridos por la modelación numérica aportados por estudios preexistentes. ....  | 27 |
| Tabla 3.2. Tabla de datos respectiva de las muestras extraídas en terreno.....   | 28 |
| Tabla 3.3. Serie de tamices para ensayos de granulometría (ASTM D 2487, 2011). ....  | 29 |
| Tabla 4.1. Tabla resumen de resultados ensayos de granulometría, gravedad específica y límites de Atterberg. ....  | 39 |
| Tabla 4.2. Propiedades de las probetas sometidas a ensayos edométricos. ....   | 40 |
| Tabla 4.3. Tabla base de ensayos de consolidación, con incrementos de carga de 25 kPa para la probeta que representa el suelo de fundación [M1-SF]. .... | 41 |
| Tabla 4.4. Tabla resumen esfuerzo de preconsolidación para cada material presente en la zona de estudio.....   | 45 |
| Tabla 4.5. Tabla resumen de los valores obtenidos de $C_c$ y $C_s$ para todos los materiales de la zona de estudio. ....                                 | 46 |
| Tabla 4.6. Tabla resumen del cálculo de OCR para todos los materiales presentes en la zona de estudio.....   | 47 |
| Tabla 4.7. Tabla resumen de los valores de coeficiente de consolidación para todos los materiales del sitio de estudio.....                              | 51 |
| Tabla 4.8. Valores del coeficiente de consolidación y módulo de deformación volumétrico. ....  | 54 |

---

|  |     |
|--|-----|
| Tabla 4.9. Valores de permeabilidad para cada material.....  | 54  |
| Tabla 4.10. Tabla resumen de parámetros obtenidos de los ensayos realizados. ....  | 55  |
| Tabla 4.11. Valores de los parámetros utilizados en la modelación numérica obtenidos del levantamiento de información, literatura y caracterización de los materiales..... | 57  |
| Tabla 4.12. Tabla comparativa de métodos de cálculo de asentamientos del caso en estudio. ....   | 59  |
| Tabla 4.13. Parámetros del suelo de fundación, modelo Cam Clay Modificado. ....  | 60  |
| Tabla 4.14. Parámetros de las etapas constructivas de la presa, Hardening Soil. ....   | 60  |
| Tabla 4.15. Parámetros del material de relaves, Hardening Soil.....  | 61  |
| Tabla 4.16. Parámetros de la roca bajo el suelo de fundación, modelo Elástico.....   | 61  |
| Tabla 4.17. Desplazamiento vertical del depósito de relaves en los perfiles transversales del depósito de relaves Mina Chépica, MIDAS GTS NX.....                          | 67  |
| Tabla 4.18. Desplazamiento vertical del depósito de relaves en el perfil longitudinal del depósito de relaves Mina Chépica, MIDAS GTS NX.....                              | 72  |
| Tabla 4.19. Tabla comparativa del desplazamiento vertical entre perfiles para el estribo derecho.....  | 75  |
| Tabla 4.20. Tabla comparativa del desplazamiento vertical entre perfiles para el centro del depósito.....  | 76  |
| Tabla 4.21. Tabla comparativa del desplazamiento vertical entre perfiles para el estribo izquierdo. ....   | 78  |
| Tabla 4.22. Desplazamiento vertical del depósito de relaves en los perfiles transversales del depósito de relaves Mina Chépica, SIGMA/W. ....                              | 85  |
| Tabla 4.23. Desplazamiento vertical del depósito de relaves en el perfil longitudinal del depósito de relaves Mina Chépica, SIGMA/W. ....                                  | 90  |
| Tabla 4.24. Tabla comparativa del desplazamiento vertical entre perfiles para el estribo izquierdo. ....   | 92  |
| Tabla 4.25. Tabla comparativa del desplazamiento vertical entre perfiles para el centro del depósito.....  | 94  |
| Tabla 4.26. Tabla comparativa del desplazamiento vertical entre perfiles para el estribo derecho del depósito. ....  | 95  |
| Tabla 4.27. Tabla comparativa del desplazamiento vertical en perfiles transversales. ....  | 98  |
| Tabla 4.28. Tabla comparativa del desplazamiento vertical en el perfil longitudinal. ....  | 103 |
| Tabla 6.1. Curva granulométrica para la muestra de suelo de fundación del embalse de relaves.....  | 116 |
| Tabla 6.2. Curva granulométrica para la muestra del pie de presa del embalse de relaves. ....  | 116 |
| Tabla 6.3. Curva granulométrica para la muestra del coronamiento de la presa del embalse de relaves. ....  | 117 |
| Tabla 6.4. Curva granulométrica para la muestra de relave cercana a la laguna de aguas claras. ....  | 117 |
| Tabla 6.5. Curva granulométrica para la muestra de relave cercana a la presa del embalse de relaves.....   | 118 |
| Tabla 6.6. Límites de Atterberg para la muestra del suelo de fundación .....   | 118 |

---

|  |     |
|--|-----|
| Tabla 6.7. Límites de Atterberg para la muestra del pie de presa del embalse de relaves.   | 119 |
| Tabla 6.8. Límites de Atterberg para la muestra del coronamiento de la presa del embalse de relaves.....                         | 119 |
| Tabla 6.9. Ensayo de consolidación para la muestra de suelo de fundación.....  | 120 |
| Tabla 6.10. Ensayo de consolidación para la muestra del pie de presa del embalse de relaves.<br>.....                            | 121 |
| Tabla 6.11. Ensayo de consolidación para la muestra del coronamiento de la presa del embalse de relaves.....                     | 122 |
| Tabla 6.12. Ensayo de consolidación para la muestra del relave obtenido de las cercanías de la laguna de aguas claras. ....      | 123 |
| Tabla 6.13. Ensayo de consolidación para la muestra del relave obtenido de las cercanías de la presa del embalse de relaves..... | 124 |

---

# 1. INTRODUCCIÓN

El presente estudio está orientado a la determinación de potenciales asentamientos en la presa principal del depósito de relaves Mina Chépica ubicado en la Comuna de Penciahue, Región del Maule; debido a la consolidación de los materiales que la constituyen y del depósito de suelos en el cual se apoya su fundación. Actualmente este proyecto minero está en operación por medio de la Sociedad Contractual Minera Paicaví S.A., minera que produce concentrados de cobre, oro y plata, cuyos desechos se vierten en el depósito de relaves antes mencionado.

La operación histórica de este depósito se puede dividir en 2 etapas operacionales: la primera se sitúa entre los años 2008 - 2013, etapa en que la presa del depósito de relaves alcanza una altura de 5 metros (cota EL 89,5 m.s.n.m), albergando un aproximado de 144.800 m<sup>3</sup> de relaves (202.845 toneladas). La segunda se sitúa entre los años 2014 - 2019, etapa en que la presa del depósito de relaves alcanza una altura de 10 metros (cota EL 95,8 m.s.n.m), sumando 154.365 m<sup>3</sup> de relaves (216.111 toneladas), alcanzando al año 2019 un total vertido aproximado de 418.956 toneladas de relaves.

El presente estudio abarcará la operación del embalse de relaves en 3 etapas: la primera entre los años 2008 - 2013; la segunda entre los años 2014 – 2019, y una etapa entre los años 2020 – 2029, esta última simulando un hipotético cierre de las operaciones a fin de estudiar el comportamiento deformacional del suelo en un período de 10 años.

Asociado al buen funcionamiento del depósito de relaves es de suma importancia estudiar las deformaciones que se desarrollan durante el tiempo estas obras mineras y las partes que las componen (presa contención y estribos, cubeta, suelo de fundación, etc.), intentando prevenir mecanismos de deterioros asociados a asentamientos graduales excesivos derivados de la consolidación de los materiales que lo conforman, los cuales podrían ocasionar problemas de operatividad del depósito o incluso pérdida de la estabilidad local o global de la presa, lo que podría potencialmente, significar grandes costos económicos y ambientales, además de vidas humanas.

Sobre la base de lo anterior, es necesario argumentar que en gran medida los materiales que componen el embalse de relaves en cuestión son arenas arcillosas y arcilla, altamente compresibles, por lo tanto, es de vital importancia determinar el orden de magnitud de los

---

asentamientos que podrían existir en el sitio en estudio a largo plazo. Algunas de las consecuencias de desarrollar descensos en las capas de suelo corresponden a los agrietamientos (*cracks*) en la presa, debido a asentamientos diferenciales en la misma. Para llevar a cabo el análisis de este tipo de fenómenos se realizó una campaña de caracterización geotécnica de los materiales para luego realizar una caracterización de la compresibilidad de estos, con el fin de estudiar así su comportamiento deformacional, de esta manera simular el problema en una modelación en 2 dimensiones del sitio en cuestión.

Los resultados obtenidos del presente trabajo servirán como una guía para tener una noción de los potenciales desplazamientos verticales en el terreno y las consecuencias que esto podría traer, es decir, posibles mecanismos de deterioro del embalse de relaves y en función de estos resultados, tomar medidas de precaución y mitigación como revisión del crecimiento de la presa, apoyo del pie de presa, relleno de grietas, etc. Incluso realizar mejoras en los sistemas de instrumentación y control para el monitoreo del comportamiento estructural del depósito de relaves.

---

## **1.1. Objetivo General**

Evaluar el desarrollo y comportamiento de los asentamientos por consolidación del embalse de relaves Mina Chépica a través de un modelamiento numérico a cargo de modelos constitutivos para suelos blandos, para analizar el comportamiento deformacional de las obras que componen el sitio en estudio.

## **1.2. Objetivos específicos**

- I. Realizar una caracterización geotécnica empírica y analítica de los materiales que permita representar el comportamiento deformacional a compresión de los materiales que constituyen el embalse de relaves.
- II. Identificar el comportamiento de los materiales de la zona de estudio con el fin de evaluar el modelamiento numérico preciso para los materiales presentes en el sitio en estudio.
- III. Estimar las potenciales deformaciones verticales mediante modelamientos en los softwares SIGMA/W y MIDAS GTS NX.
- IV. Analizar y evaluar los asentamientos diferenciales estimados para los distintos puntos de la presa.

---

### **1.3. Alcances**

El alcance de esta memoria es realizar un análisis producto de la estimación de los potenciales asentamientos en el embalse de relaves Mina Chépica por medio un modelamiento numérico que representa la conducta por consolidación de los diferentes suelos presentes en el sitio en estudio (suelo de fundación, presa principal depósito de relaves, fracción gruesa y fina del depósito de relaves como tal), para determinar la compresibilidad y el posible mecanismo de deterioro del embalse.

En relación con los parámetros utilizados en la modelación, los cuales serán obtenidos de ensayos y estudios previamente hechos en la zona, además de una campaña de caracterización geotécnica con una posterior caracterización de compresibilidad de los materiales presentes en el depósito. El modelamiento se realizará en los softwares MIDAS GTS NX y SIGMA/W.

En base a lo anterior, el modelamiento se realizará mediante un análisis de 3 secciones del embalse de relaves, la cuales corresponden a 3 perfiles transversales que representarán el estribo derecho, el centro y el estribo izquierdo del embalse de relaves y un perfil longitudinal del depósito en cuestión respectivamente.

## 2. MARCO TEÓRICO

### 2.1. Mecanismos de deterioro asociados al depósito de relaves

1. Fundación y presa deformables: el agrietamiento en sectores de la presa de contención puede ser producido por un excesivo asentamiento del material que la compone. Las grietas pueden desarrollarse en distintos puntos de la estructura, ya sea en uno de los 2 taludes (talud aguas arriba y talud aguas abajo) o incluso ambos, coronamiento, encuentros con laderas, etc. Estos son inducidos por un desajuste en el ritmo de consolidación del suelo donde se encuentra emplazada la presa y del material que la constituye. Por ejemplo, en la Figura 2.1 se puede apreciar un agrietamiento en el talud aguas abajo, el cual se proyectó hacia el coronamiento, todo producido por un asentamiento excesivo en el suelo de fundación donde se encuentra emplazado dicho talud.

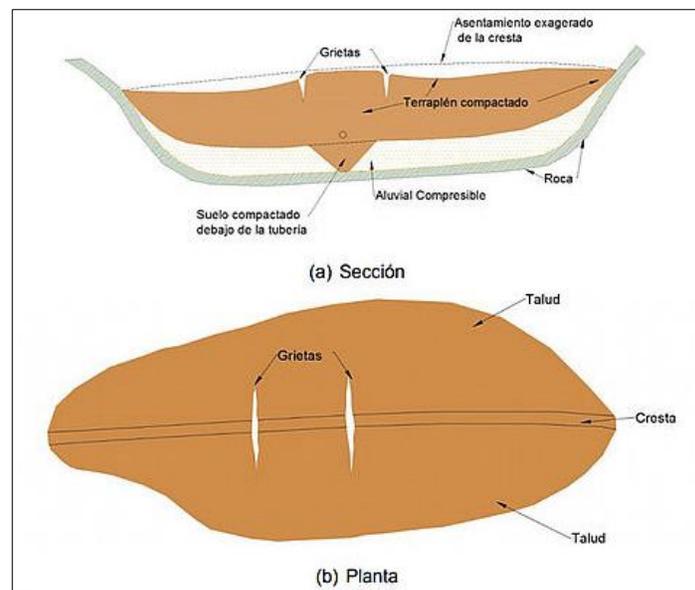


Figura 2.1. Agrietamiento ocasionado por asentamientos diferenciales dentro del cuerpo de la presa (Avendaño , 2018).

2. Pérdida de revancha: la pérdida de revancha o del borde libre es ocasionada por un asentamiento en la parte central de la base de la presa o directamente por la consolidación del coronamiento. En la Figura 2.2 se puede apreciar el fenómeno anteriormente descrito.

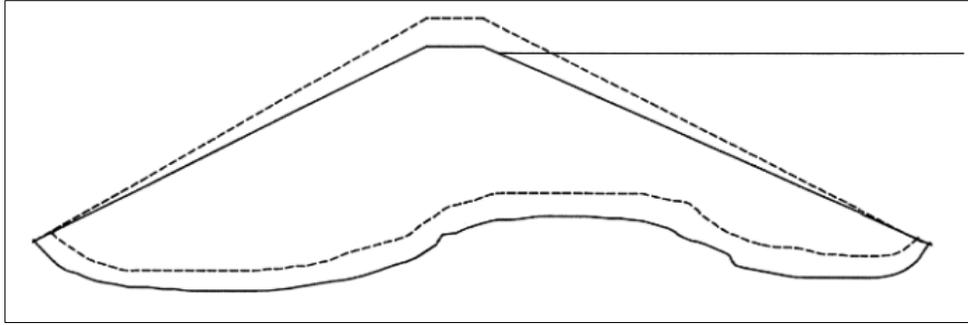


Figura 2.2. Deterioro de la presa por consolidación en suelo de fundación, pérdida de revancha (*Ferrer, 2006*).

3. Deformación de taludes: este tipo de fallas está asociada al suelo de fundación del talud aguas abajo por sobreesfuerzos efectivos que se acumulan en esa región provocando un asentamiento desmedido que provoca la pérdida de estabilidad del talud aguas abajo, propiciando la destrucción de la presa, como se puede apreciar en la Figura 2.3.

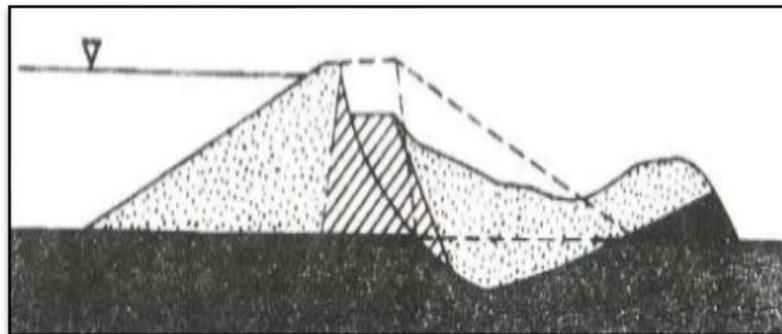


Figura 2.3. Fallas en el suelo de fundación del talud aguas abajo por sobreesfuerzos efectivos (*Novak, 2001*).

Actualmente existe en el DS248 (reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves) un apartado en el artículo 14 que hace hincapié en que todo embalse de relaves debe tener definidos sus parámetros de resistencia al corte, granulometría, pesos unitarios, pesos específicos y principalmente importantes para este estudio parámetros de plasticidad, permeabilidad y compresibilidad de los materiales que lo constituyen. Todo esto acompañado de un sistema de instrumentación y control para el monitoreo del comportamiento estructural e hidráulico del depósito (*SERNAGEOMIN, 2007*).

## 2.2. Depósito de relaves Mina Chépica

La geometría de la presa del depósito de relaves Mina Chépica presenta un cambio de eje o alineamiento en el emplazamiento de la traza de su coronamiento, zona en la que podrían generarse concentraciones excesivas de esfuerzos induciendo asentamientos no deseados o con una mayor tasa de consolidación de los suelos que soportan la estructura, es decir, consolidación a ritmos diferentes lo que puede derivar en agrietamientos progresivos, desde el punto de inflexión hacia otras zonas del muro. Se puede observar en la Figura 2.4 el cambio de alineamiento del coronamiento, quedando ubicado el cambio de eje sobre una unidad de suelo de fundación con mayor potencia que el lado opuesto, el cual se encuentra apoyado sobre un suelo de fundación de menor potencia, este último está emplazado directamente sobre roca.

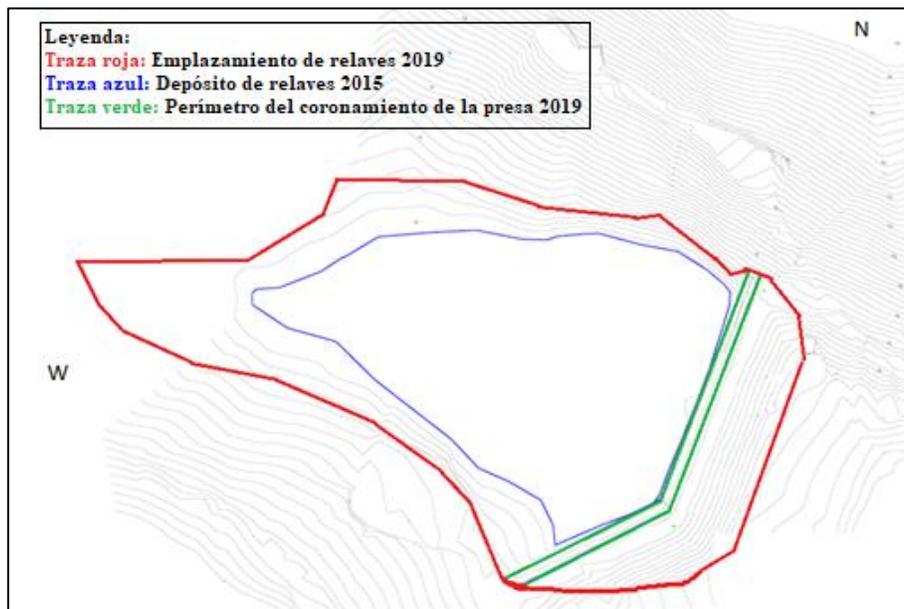


Figura 2.4. Vista en planta del depósito de relaves Mina Chépica (*Sociedad Legal Minera Arno de los Muermos, 2003*).

El proyecto Mina Chépica y su depósito de relaves se encuentran ubicados en la Zona Central de Chile, en la Región del Maule, específicamente a 22 km en línea recta de Talca, Comuna de Pencahue. El depósito de relaves está localizado en el curso de la quebrada La Hoyada que desemboca aguas abajo en el estero Los Puercos, próximo a los proyectos Chépica y Santa Elena, ambos ubicados en la Cuesta La Chépica. La distancia estimada desde el

depósito de relaves con la localidad de Penciahue es de 7 km, según la información recabada en el lugar.



Figura 2.5. Vista satelital de Penciahue y ubicación de la Mina Chépica (Google Maps, 2019).



Figura 2.6. Vista satelital del depósito de relaves (Google Maps, 2019)

Los componentes del sistema disposición del depósito de relaves en Mina Chépica son los siguientes:

- Conducción de relaves.
- Muro principal.
- Cubeta del depósito.

- Obra de captación e impulsión de aguas claras.
- Obra de captación y desvío Quebrada la Hoyada.
- Vertedero de seguridad Muro y canal de descarga.

### 2.2.1. Deposición de relaves Mina Chépica

Respecto de la conducción de los desechos producidos por la planta concentradora de mineral de la Mina Chépica, los relaves que descarga la concentradora son conducidos al depósito por una tubería HDPE (polietileno de alta densidad) en presión, desde la planta de concentrado hasta el muro del embalse. La línea de conducción de relaves se ubica sobre terreno natural en toda su extensión y sobre el coronamiento de la presa proyectada. Es en su último tramo donde se ubican las descargas de relaves, 2 en los estribos opuestos de la presa y una en el centro.

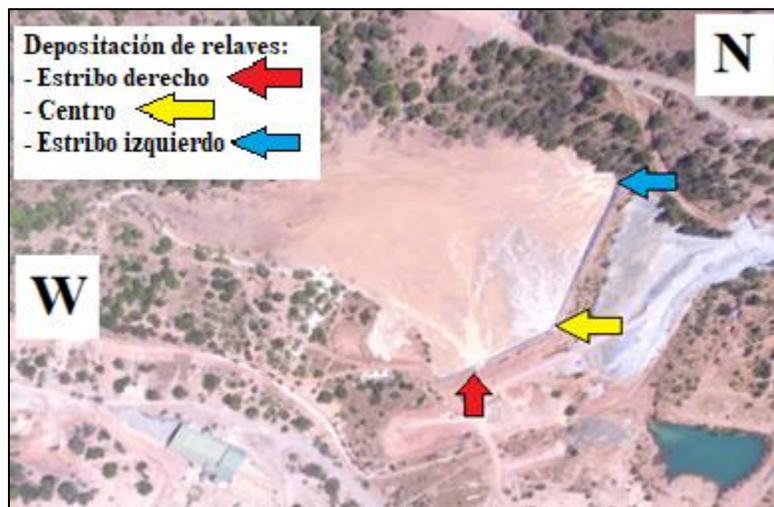


Figura 2.7. Sistema de descarga del depósito de relaves Mina Chépica (Google Maps, 2019).

De esta manera, la laguna de aguas claras se ubicará hacia la cola del embalse a una distancia aproximada de 220 metros. En relación con el control de esta laguna y como esta se mantendrá alejada de la presa, es que existe un sistema de captación e impulsión de aguas claras mediante una estación de bombeo flotante que se encontrará en una balsa protegida por pretiles de tierra que la mantienen en su posición, evitando problemas operacionales ocasionados por el viento. Esta balsa contará con una bomba capaz de impulsar un caudal hasta un estanque de acumulación en la planta de concentrado, para su reutilización.

### 2.2.2. Embalse Mina Chépica

La presa del embalse de relaves posee una geometría que muestra una inclinación del talud de aguas arriba de 1,5 : 1 y una inclinación del talud de aguas abajo de 2 : 1 y un ancho del coronamiento de 5 metros. Esta presa fue construida, en todas sus etapas con material de empréstito obtenido de áreas previamente seleccionadas y ubicadas en zonas adyacentes al depósito de relaves. Este material empréstito corresponde en una mayor medida a arenas arcillosas (SC) y arcillas de plasticidad media a baja (CL), por ende, suelos altamente compresibles que pueden generar asentamientos importantes en largos plazos de tiempo. Estos tipos de suelos no drenan con facilidad y tienden a retener grandes cantidades de agua en su interior, en consecuencia, los procesos de consolidación en este tipo de suelos ocurren en un mayor período de tiempo.



Figura 2.8. Presa del embalse de relaves.

La construcción de la presa del embalse de relaves de la Mina Chépica se basa en el método de construcción aguas abajo, método en que la construcción se inicia con un muro de partida de material empréstito compactado seguido generalmente en la dirección y sentido del talud aguas abajo de este muro, dando la posibilidad de verter los relaves (o las lamas) al interior de la cubeta, tal como se puede apreciar en la Figura 2.9. Para el caso específico de la presa de la Mina Chépica, está compuesta por material empréstito, no existe depositación de arenas de relaves en la confección de las distintas etapas de dicha obra.

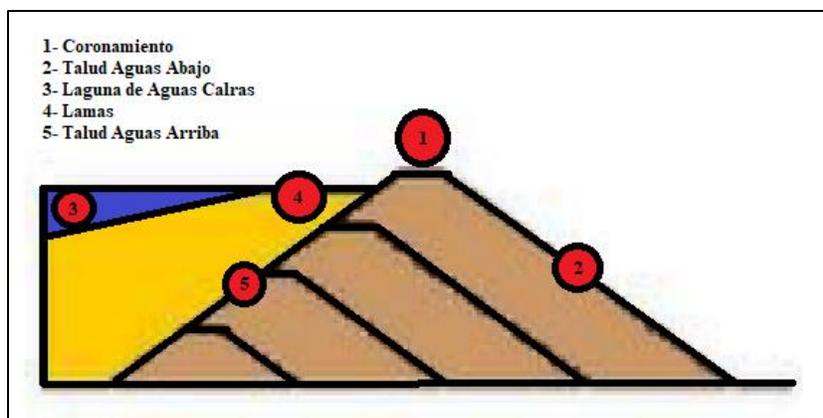


Figura 2.9. Método de construcción aguas abajo.

Al momento de colocar las capas de material para construir la presa los suelos sueltos deben ser compactados para aumentar de esta manera sus pesos unitarios, reduciendo el vacío entre las partículas que lo constituyen, procedimiento que es clave a la hora de evitar asentamientos indeseados o de gran magnitud para la presa. La compactación aumenta las características de resistencia de los suelos, incrementando de este modo la capacidad de carga de las cimentaciones construidas sobre ellos, también aumenta la estabilidad de los taludes de la presa (Das, 2013).

Todo este proceso de compactación implica un doble trabajo sobre la estructura de los suelos, en primera instancia una modificación total de la estructura original que el suelo y sus partículas tenían antes de ser removidos desde el lugar de origen y una segunda instancia, la labor de intervenirlos de manera de modificar su disposición al acomodo de sus partículas para hacer que estas en su conjunto adopten una estructura más densa.

### 2.3. Consolidación de suelos y asentamientos en el tiempo

Este fenómeno se entiende como la reducción del volumen total del suelo provocado por la sobrecarga impuesta sobre él y/o posibles drenajes de aguas presentes en el terreno. Por otra parte, en los suelos con alto grado de saturación, la aplicación de la sobrecarga en el terreno provoca el incremento de la presión de poros simultáneamente al aumento de esfuerzos, sin embargo, como el agua no resiste a los esfuerzos cortantes provocados, sin que se modifique el nuevo esfuerzo total, el exceso de presión de poros se disipa con cierta velocidad, disipación que es controlada por la permeabilidad del suelo (medida a través de  $k$ , constante de permeabilidad), con lo que el esfuerzo efectivo sobre la superficie va aumentando a

---

medida que el agua presente en el suelo escurre, reduciendo de esta manera su índice de vacíos, es decir, la tensión efectiva sobre el suelo aumenta proporcionalmente a la disminución de presión de poros hasta que luego de un periodo de tiempo prolongado ( $t = \infty$ ), donde el exceso de presión de poros sea lo suficientemente pequeño ( $\Delta u = 0$ ), se dice que dicho suelo ha completado su período de consolidación para la carga a la que fue sometido. Analíticamente podemos demostrar el siguiente fenómeno de la siguiente manera:

Primero, la condición inicial es que la presión de poros ( $u_0$ ) es igual a la presión atmosférica, siempre y cuando no exista carga sobre el suelo ( $P_{atm}$ ),

$$u_0 = P_{atm} \quad [1]$$

Luego, el suelo al recibir una carga vertical ( $\Delta P$ ) diferente a la propia masa que soporta, el nuevo esfuerzo quedará como, la presión inicial más la presión ejercida por la carga vertical,

$$\sigma = P_{atm} + \Delta P \quad [2]$$

Entendemos como tensión efectiva ( $\sigma'$ ), la tensión aplicada por la carga vertical sobre el suelo menos la presión de poros, quedandonos una expresión como ésta,

$$\sigma' = \sigma - u \quad [3]$$

Otro punto por tener en consideración es el cambio de presión de poros dentro del sistema, cuando el suelo es sometido a una carga,

$$u = u_0 + \Delta u \quad [4]$$

Finalmente, de todas estas ecuaciones podemos reducir la expresión sabiendo que  $u_0 = P_{atm}$ ,

$$\sigma' = \sigma - u = (P_{atm} + \Delta P) - (u_0 + \Delta u) = \Delta P - \Delta u = \Delta \sigma \quad [5]$$

---

Podemos llegar a la conclusión de que al punto en que la diferencia de presión de poros es cercana a 0 ( $\Delta u = 0$ ), es decir, el agua a escurrido completamente desde el suelo, por acción de la diferencia de cargas ( $\Delta P$ ), el suelo a encontrado su punto de consolidación para la carga ejercida, respondiendo solo a las tensiones ejercidas por la carga, por lo tanto,  $\Delta \sigma = \Delta P$  (Sánchez, 2016).

### **2.3.1. Tipos de consolidación**

La consolidación de suelos tiene variadas consecuencias, entre las que destacan el incremento de la tensión efectiva, la disminución del índice de vacíos del suelo asociado a la compresión del suelo y la reducción de la presión de poros en respuesta a la compactación de la superficie, una disminución del volumen total del suelo sometido a dicho fenómeno, todos estos efectos derivan en asentamientos del terreno. Además, se debe tener en consideración que no todos los suelos responden de la misma manera y cada uno presenta diferentes composiciones que hacen que existan diferentes respuestas en función de las cargas aplicadas. Existen suelos arenosos (suelos granulares) en los que la permeabilidad es bastante alta por lo tanto el asentamiento en estos tipos de suelo es por lo general rápido, y existen suelos arcillosos (de matriz fina) en los que la permeabilidad es lenta, por lo tanto, el asentamiento demora más tiempo.

Dentro de lo que son los suelos finos existen 2 tipos de consolidación de mayor importancia como se puede apreciar en la Figura 2.10:

1. Consolidación primaria: la consolidación primaria ocurre cuando el exceso de presión del agua intersticial (presión de poros) se convierte progresivamente en esfuerzo efectivo por la expulsión de esta, lo que se traduce en la reducción del volumen del suelo, fenómeno en el que se transfiere la carga soportada por el agua al esqueleto del suelo.
2. Consolidación secundaria: la consolidación secundaria se produce después de la disipación total del exceso de presión del agua intersticial (presión de poros), cuando se lleva a cabo alguna deformación del suelo debido al reajuste plástico del mismo.

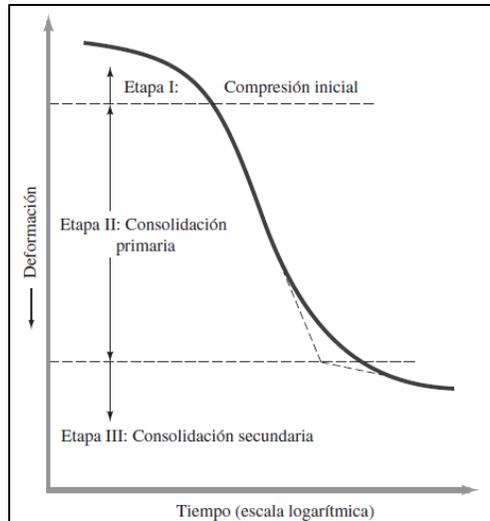


Figura 2.10. Gráfica de explicación de consolidación a través del tiempo (Das, 2013).

La consolidación secundaria permite estimar los asentamientos que se originan una vez que la carga es totalmente transferida a la estructura del suelo. Esta etapa que corresponde al fin de la consolidación primaria se obtiene desde un ensayo edométrico y es representada por la curva de consolidación. Este proceso corresponde a las deformaciones acumuladas después de que se completa la consolidación primaria y no ocurre por incrementos de la tensión efectiva, sino que por una tensión efectiva constante (deformaciones plásticas del suelo).

### 2.3.2. Nivel de preconsolidación en suelos

La curva de consolidación que se puede ver en la Figura 2.11, es una fuente de conocimiento acerca del suelo y el comportamiento histórico por el que ha pasado. Por ejemplo, sobre suelos finos (arcillas) permite conocer su máximo esfuerzo histórico y el estado de consolidación de dicho suelo:

1. Arcilla normalmente consolidada: la presión de sobrecarga efectiva actual es la presión máxima a la que el suelo ha sido sometido en el pasado.
2. Arcillas preconsolidadas: la presente presión de sobrecarga efectiva es menor que la que el suelo ha experimentado en el pasado. La presión máxima efectiva pasada (histórica) se llama presión de preconsolidación ( $\sigma_c'$ ).



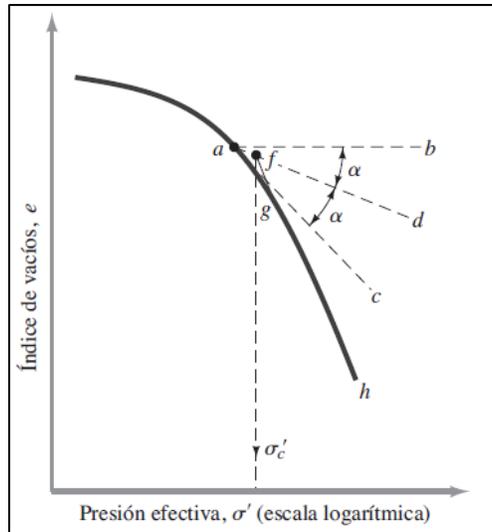


Figura 2.12. Procedimiento gráfico para obtener la presión de preconsolidación ( $D_{as}$ , 2013).

### 2.3.3. Velocidad de consolidación

El concepto de grado de consolidación ( $U$ ) representa una relación expresada como porcentaje entre, la magnitud de la consolidación para una porción de suelo en un determinado tiempo ( $e_{inicial} - e_t$ ) y la magnitud total de consolidación que esta porción de suelo puede alcanzar bajo unas condiciones dadas de esfuerzo ( $e_{inicial} - e_{final}$ ), representado por la siguiente expresión:

$$U = \frac{e_{inicial} - e_t}{e_{inicial} - e_{final}} \quad [7]$$

En base al grado de consolidación de una porción de suelo es que aparece un nuevo concepto, el coeficiente de consolidación ( $C_v$ ), el cual representa la velocidad de consolidación del suelo, dicha velocidad no es constante a lo largo del periodo de consolidación y depende de la sobrecarga que se le aplique y de la conductividad hidráulica del suelo (Craig, 2004).

Las curvas representan el grado de consolidación ( $U$ ), para un instante determinado a diferentes profundidades del estrato ( $z$ ), después de un gran intervalo de tiempo, es decir, cuando  $T_v$  tiende a infinito en la totalidad del estrato el grado de consolidación es de 100%, como se puede apreciar en la Figura 2.13.

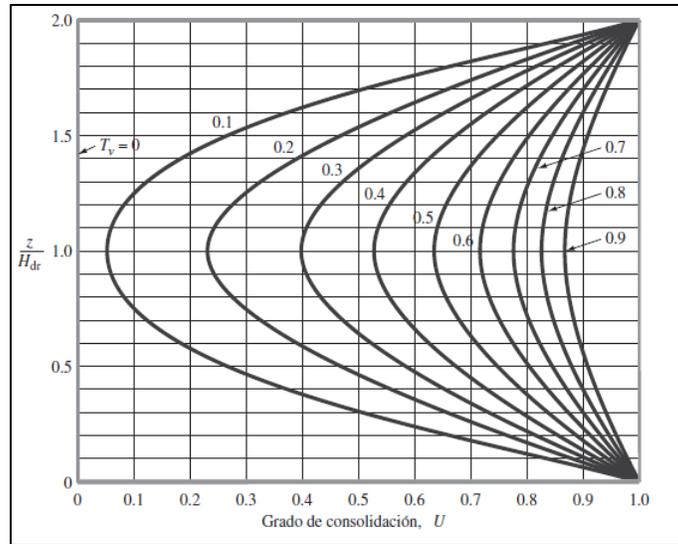


Figura 2.13. Grado de consolidación  $U$ , en función del factor de profundidad  $(\frac{z}{H_{dr}})$  y factor de tiempo  $T_v$ .

### 2.3.4. Asentamientos por consolidación

Un aumento de los esfuerzos producto de la construcción de estructuras sobre algún suelo en particular produce una compresión de las capas de este, dicho fenómeno es lo que se ha mencionado en párrafos anteriores como “sobrecarga”. Este trabajo refiere a la construcción de una obra minera como lo es un depósito de relaves el cual se encuentra operativo, es decir, se continúan depositando aproximadamente 96 tpd de material (relave) sobre su interior produciendo un aumento significativo en la presión efectiva del suelo arcilloso en el lugar donde se emplaza el embalse de relaves. Los asentamientos son causados por la deformación de la estructura que constituye el suelo, el acomodamiento de las partículas y la expulsión de aire y/o agua presente en los espacios vacíos entre estas partículas (Blight, 2009). En general, el asentamiento del suelo causado por la sobrecarga puede dividirse en dos grandes categorías:

1. Asentamiento elástico o instantáneo: el cual es causado por la deformación elástica de los suelos secos, suelos húmedos y saturados sin ninguna variación en el contenido de humedad. Los cálculos de los asentamientos elásticos se basan generalmente en ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad. Este cambio de forma del suelo ocurre de manera instantánea (2 a 3 semanas en la práctica), a diferencia de los asentamientos por consolidación en el tiempo.

- 
2. Asentamiento por consolidación: asociado al resultado del cambio de volumen en un suelo cohesivo saturado debido a la expulsión de agua intersticial (consolidación primaria), una vez terminado este proceso ocurren deformaciones asociadas a la capacidad plástica de los suelos, es decir, reacomodamiento de sus partículas y esqueleto de este (consolidación secundaria). El asentamiento por consolidación es directamente dependiente del tiempo (y este a su vez de la permeabilidad), es decir, se relaciona con deformaciones a largo plazo, las cuales son permanentes en el tiempo.

Para el cálculo de la magnitud del asentamiento existen 3 casos y se obtienen por medio de las siguientes herramientas analíticas:

- Para arcillas normalmente consolidadas:

$$S_p = \frac{C_c * H}{1 + e_0} * \log \left( \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad [8]$$

Donde:

$S_p$  = asentamiento del estrato de suelo.

$C_c$  = índice de compresión obtenida desde la curva de consolidación del ensayo de laboratorio.

$H$  = espesor del estrato de suelo.

$e_0$  = índice de vacíos inicial.

$\sigma'_0$  = tensión vertical efectiva inicial (antes de la aplicación de sobrecargas).

$\Delta\sigma'$  = incremento de tensión efectiva, la cual ocasionará la consolidación

- Para arcillas preconsolidadas:
  - Cuando el esfuerzo *in situ* ( $\sigma'_0$ ) sumado al incremento de esfuerzo ejercido por la colocación de una sobrecarga sobre el suelo ( $\Delta\sigma'$ ) es menor o igual al esfuerzo de preconsolidación ( $\sigma'_c$ ), es decir, cuando  $\sigma'_0 + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$ .

$$S_p = \frac{C_s * H}{1 + e_0} * \log \left( \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad [9]$$

Donde:

$S_p$  = asentamiento del estrato de suelo.

$C_s$  = índice de descompresión o hinchamiento obtenida desde la curva de consolidación del ensayo de laboratorio.

$H$  = espesor del estrato de suelo.

$e_0$  = índice de vacíos inicial.

$\sigma'_0$  = tensión vertical efectiva inicial (antes de la aplicación de sobrecargas).

$\Delta\sigma'$  = incremento de tensión efectiva, la cual ocasionará la consolidación.

- Cuando el esfuerzo *in situ* ( $\sigma'_0$ ) sumado al incremento de esfuerzo ejercido por la colocación de una sobrecarga sobre el suelo ( $\Delta\sigma'$ ) es mayor o al esfuerzo de preconsolidación ( $\sigma'_c$ ), es decir, cuando  $\sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma'_c$ .

$$S_p = \frac{c_s * H}{1 + e_0} * \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + \frac{c_c * H}{1 + e_0} * \log \left( \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \right) \quad [10]$$

Donde:

$S_p$  = asentamiento del estrato de suelo.

$C_s$  = índice de recompresión, obtenido desde la curva de consolidación del ensayo de laboratorio.

$C_c$  = índice de compresibilidad, obtenido desde la curva de consolidación del ensayo de laboratorio.

$H$  = espesor del estrato de suelo.

$e_0$  = índice de vacíos inicial.

$\sigma'_0$  = tensión vertical efectiva inicial (antes de la aplicación de sobrecargas).

$\Delta\sigma'$  = incremento de tensión efectiva, la cual ocasionará la consolidación.

Durante la consolidación secundaria (desde  $e_p$ ), la gráfica de la deformación en función del tiempo (escala logarítmica) es prácticamente lineal como se puede apreciar en la *Figura 2.14*.

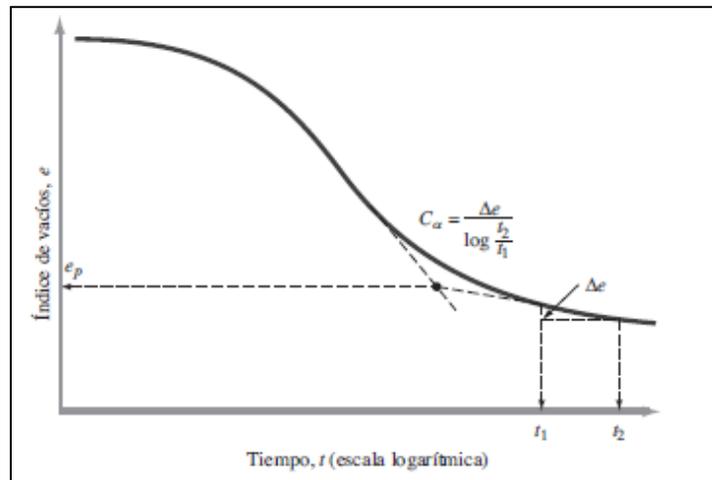


Figura 2.14. Variación del índice de vacíos en función del tiempo (escala log) bajo un incremento de carga dado (Das, 2013).

El asentamiento por consolidación secundario equivale al asentamiento que ocurre luego de la disminución total de la presión de poros dentro del sistema, es decir, el escurrimiento o drenaje completo de la presencia de agua dentro del suelo de fundación inducido por los fenómenos de sobrecarga, y está representado por la siguiente fórmula:

$$S_s = C_a * H * \log \frac{t_2}{t_1} \quad [11]$$

Donde:

$C_a$ : índice de compresibilidad secundaria.

H: profundidad del punto en estudio.

$t_1, t_2$ : tiempo.

Finalmente, la magnitud del asentamiento total se expresa a través de la siguiente expresión:

$$S_t = S_p + S_s \quad [12]$$

---

## 2.4. Métodos numéricos y modelos constitutivos

Si bien los problemas ingenieriles se pueden resolver de múltiples maneras, son los métodos numéricos los que proporcionan una serie de ventajas que colaboran para una mejor comprensión de los fenómenos, entregando un buen balance entre tiempo, costo y calidad. Para la modelación del embalse de relaves Mina Chépica se utilizarán 2 softwares (MIDAS GTS NX y SIGMA/W) que emplean el uso de método de elementos finitos (MEF).

Dentro de esta metodología los métodos de elementos finitos son métodos numéricos que se usan para solucionar un sinnúmero de problemas de ingeniería, como estructurales, térmicos, electromagnéticos, etc. Es un método numérico que está por sobre los problemas que se resuelven con soluciones analíticas, siendo adecuado para tratar problemas con geometrías, cargas y propiedades de materiales complejos. Se considera un dominio, por ejemplo, la geometría de una estructura en estudio. Este dominio se considerará continuo y su continuidad se divide en un número discreto de pequeños cuerpos con formato específico denominados elementos finitos e interconectados por puntos en común denominados puntos nodales o nodos. Dentro de un problema ficticio en estudio donde se analizan los desplazamientos los que son valores desconocidos (incógnitas dentro del problema) y, en la secuencia, se utiliza un procedimiento de solución de sistemas de ecuaciones y se calculan los desplazamientos de cada nodo. A partir de estos desplazamientos se obtienen las tensiones, deformaciones, reacciones de apoyo y otras repuestas que se buscan analizar (Quintanilla, 2016).

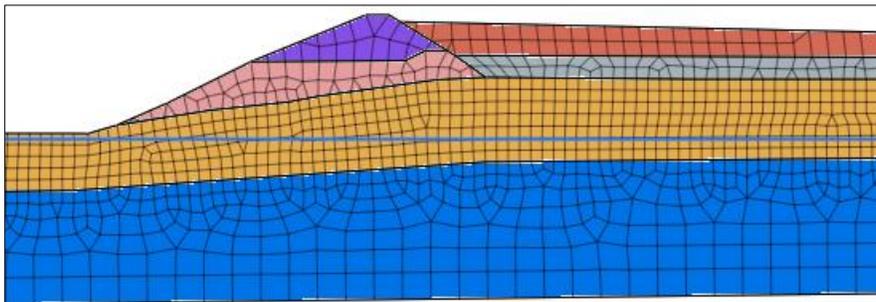


Figura 2.15. Presa del embalse de relaves Mina Chépica dividida un número discreto de elementos finitos, MIDAS GTS NX.

Los modelos constitutivos son expresiones matemáticas que responden a la necesidad de replicar el comportamiento de un material a través de relaciones entre esfuerzos y

---

deformaciones que incluyan las características y propiedades del material (Wulfshon & Adams, 2002). Todos los aspectos que actúan e intervienen sobre la respuesta mecánica del suelo bajo determinadas condiciones de carga no son posibles tenerlos en cuenta mediante el cálculo manual, por lo tanto, se necesitan idealizaciones (modelos) que intenten explicar de alguna manera el cómo se comportaría en condiciones de estrés distintas a su estado de reposo, tanto del material como de las circunstancias de carga, para simplificar la expresión matemática (Prevost & Popescu, 1996).

#### 2.4.1. Modelos elásticos

Un suelo se considera como elástico, solo si las fuerzas externas aplicadas como cargas sobre el material inducen deformaciones que no exceden ciertos límites de elasticidad y luego con la descarga del mismo material, éste vuelve a su estado inicial antes del estrés al que fue sometido, recuperando totalmente su estado original, siempre y cuando el material del que este compuesto cumpla con características de homogeneidad e isotropía (Tripodi, Puri, Manbeck, & Messing, 1992). En la Figura 2.16 se observa el comportamiento de un material elástico representado por la traza de color azul.

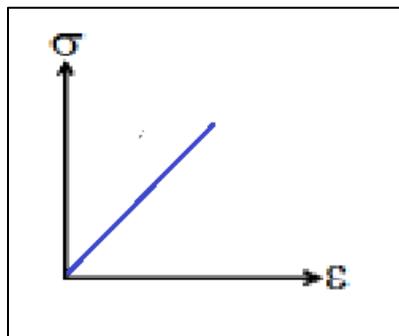


Figura 2.16. Gráfica esfuerzo - deformación de un material con comportamiento elástico  
(Lade, 2005).

#### 2.4.2. Modelos elastoplásticos

Las respuestas de los diferentes tipos de suelos a las relaciones esfuerzo – deformación no siempre son lineales, todo lo contrario, se acercan en mayor medida a un comportamiento elastoplástico, es decir, deformaciones permanentes luego de un determinado tiempo e incremento de sobrecargas en el terreno.

Una posible solución frente a la limitación de una deformación permanente e irreversible del suelo es la utilización de modelos plásticos. La teoría de la plasticidad fue desarrollada originalmente para predecir la respuesta mecánica de metales a esfuerzos altamente superiores al límite elástico de estos, pero es a partir de estos estudios que es posible su aplicación a otro tipo de materiales, tales como polímeros (plásticos), materiales geotécnicos, suelos e incluso concreto (Helwany, 2007).

Hay autores que indican que existen 5 condiciones que son necesarias para explicar el comportamiento esfuerzo – deformación para un material con respuesta elastoplástica el que se somete a condiciones estándar de carga o sobrecarga; inicialmente una respuesta elástica a la deformación reversible del suelo; existencia de un punto límite que permita identificar hasta donde termina el comportamiento elástico y donde comienza el comportamiento plástico del suelo; ley de endurecimiento (Wulfshon & Adams, 2002) que permita conocer la magnitud en que el punto límite se propague o contraiga; una superficie de potencial plástico en el espacio de esfuerzos, que detalla el modo en que el suelo se deforma plásticamente en este punto; y una regla de flujo que relaciona el incremento de deformación plástica del material en la zona de superficie plástica con el incremento de esfuerzos en dicha zona como se puede ver en la Figura 2.17.

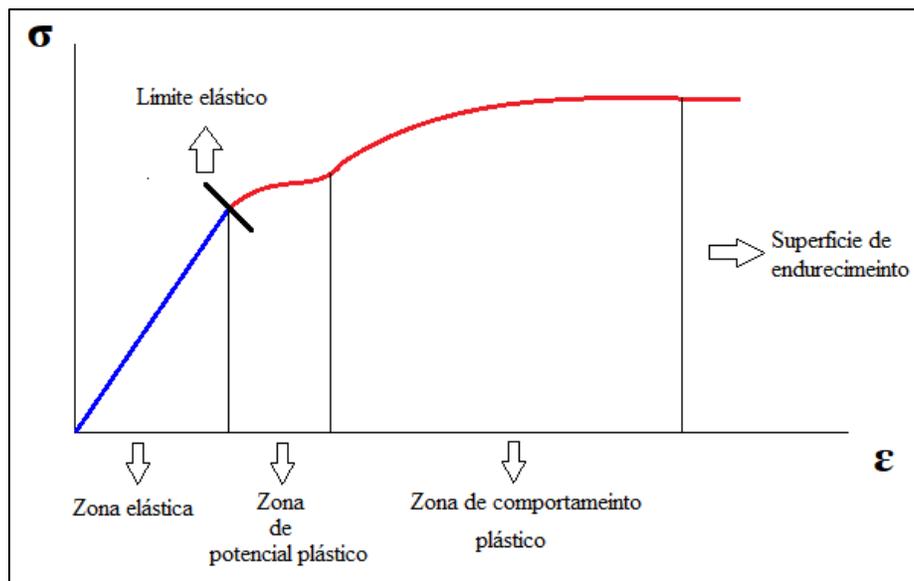


Figura 2.17. Gráfica esfuerzo – deformación de un material con comportamiento elastoplástico (Lade, 2005).

---

### **2.4.3. Modelo Mohr – Coulomb**

El modelo constitutivo Mohr – Coulomb o elastoplástico perfecto se aplica en geotecnia para definir la resistencia al corte de diferentes rocas y suelos bajo ciertos niveles de tensión efectiva, la teoría nos indica que la aplicación de este modelo se destina a materiales para los que la resistencia a la compresión es muy superior a la resistencia a la tracción. Los parámetros de calibración que utiliza este modelo son: Cohesión, ángulo de fricción y tensión efectiva (RocScience, 2002).

### **2.4.4. Modelo Hardening Soil**

El modelo Hardening Soil es un modelo avanzado capaz de replicar el comportamiento de múltiples tipos de suelo, tanto cohesivos (arcillas) como granulares (arenas). Es considerado como una aproximación de segundo orden, ya que constituye una variante a los modelos que representan el comportamiento elastoplástico de los materiales (Borja & Lee, 1990). A diferencia del modelo Mohr - Coulomb, la superficie de fluencia del modelo no es fija en el espacio de los esfuerzos principales ( $p$ ,  $q'$ ), sino que puede expandirse debido a deformaciones plásticas y del esfuerzo de preconsolidación del suelo. Este modelo constitutivo incluye dos elementos primordiales en relación con los cambios de rigidez experimentados por el suelo: el primero es el endurecimiento por fricción, el cual presentan los suelos en estado plástico y la compactación irreversible ocasionada por la aplicación de una compresión primaria (Lade, 2005).

### **2.4.5. Modelo constitutivo Cam Clay Modificado (MCC)**

El modelo Cam Clay modificado tiene recomendada su aplicación para suelos cohesivos, tales como suelos limosos y arcillosos, y como hemos estado hablando en los párrafos anteriores intenta simular el comportamiento elastoplástico de dichos suelos, este modelo se adecua a las características primordiales de estos. El modelo constitutivo Cam Clay Modificado tiene curvas que representan su comportamiento, dichas curvas tienen algo que decir en cuanto a la modelación y los parámetros necesarios para la calibración del modelo, entre las que se encuentran:

1. Línea de estado crítico: esta recta representa el comportamiento del material en el espacio ( $p'$ ,  $q$ ). Es una recta que pasa por el origen y que tiene pendiente ( $M$ ) relacionada al ángulo de fricción del suelo o material en cuestión.

---

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi}{3 - \operatorname{sen} \phi} \quad [13]$$

Dicha fórmula es válida para valores de  $p'$  y  $q$  definidos como:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad [14]$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad [15]$$

2. Curva de carga: esta curva representa el comportamiento plástico del material en el espacio  $(e, p')$  y representa la disminución del índice de vacíos  $(e)$  del suelo en función del aumento progresivo de cargas sobre el mismo  $(p')$ . Dicha curva se representa a través de la siguiente fórmula:

$$e = N - \lambda * \ln(p') \quad [16]$$

Donde  $N$ : es el primer valor o valor inicial del índice de vacíos para la muestra que se someterá a cargas.

3. Curva de descarga: esta curva representa el comportamiento elástico del material en el espacio  $(e, p')$ , la pendiente es el parámetro característico de esta curva y se representa con la letra Kappa  $(k)$ .

Los parámetros necesarios para la calibración del modelo Cam Clay Modificado (MCC) son los representados en las curvas descritas; estos son la pendiente relacionada con el ángulo de fricción  $(M)$ , la pendiente relacionada a la curva de carga  $(\lambda)$ , la pendiente relacionada con la curva de descarga  $(k)$  y el valor de índices de vacíos inicial  $(N)$ . Estos parámetros serán ajustados con los distintos ensayos que se harán sobre las muestras de suelo extraídas desde las inmediaciones del depósito de relaves y de sus depósitos.

Los valores de  $\lambda$  y  $k$ , curvas del modelo Cam Clay Modificado son:

$$\lambda = \frac{c_c}{2,33333}, k = \frac{c_s}{2,33333} \quad [17]$$

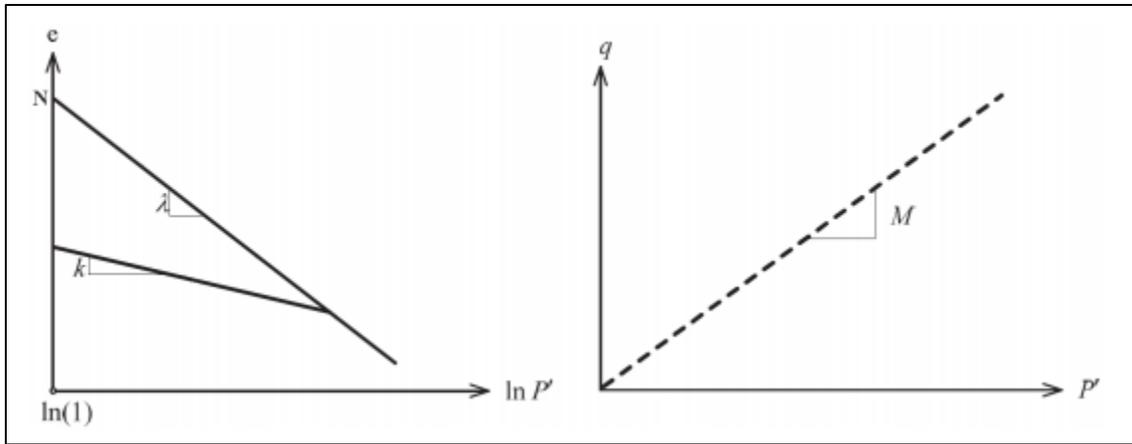


Figura 2.18. Curvas representativas del modelo Cam Clay Modificado (Sánchez, 2016).

#### 2.4.6. Modelo Soft – Soil

Este modelo tiene su origen en el modelo descrito en el punto anterior, por lo tanto, se sustenta en la teoría del estado crítico. Al igual que el modelo Cam Clay Modificado, en este modelo, el comportamiento elástico se asume isotrópico y está definido por los módulos de rigidez. La superficie de fluencia (la cual se considera como una elipse), se diferencia del Cam Clay Modificado en que la falla se define con el criterio de Mohr-Coulomb y la superficie de fluencia es completamente independiente de dicho criterio. Para suelos normalmente consolidados, en ciertos rangos, el modelo Soft – Soil permite obtener un pronóstico más realista de la trayectoria de deformaciones, que el modelo Cam Clay. El modelo Soft – Soil, al igual que el Cam Clay Modificado es un modelo de endurecimiento volumétrico en el cual, el incremento en el tamaño de la superficie de fluencia depende únicamente de las deformaciones isotrópicas plásticas (Brinkgreve, 1994).

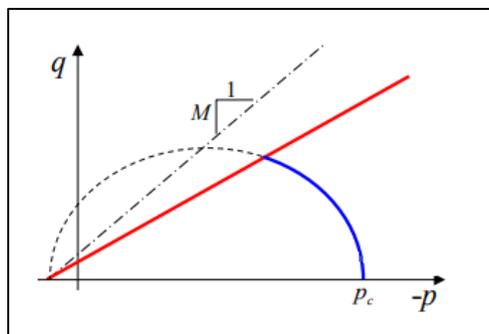


Figura 2.19. Gráfica de la superficie de fluencia del modelo Soft Soil; Mohr - Coulomb (traza roja) y Soft Soil (traza azul).

---

### 3. METODOLOGÍA

#### 3.1. Levantamiento de información

El primer paso antes de realizar una caracterización geotécnica y deformacional de los materiales presentes en la zona de estudio, es analizar y levantar la información disponible que se tiene del depósito de relaves de la Mina Chépica en complemento con los valores que aporta la literatura. Dentro de los datos preexistentes se encuentra información de la topografía del embalse (la cual permitió crear la geometría del sitio en estudio), valores propios para cada material como: densidad *in situ*, cohesión, ángulo de fricción, coeficiente de Poisson (valores que son requeridos por los softwares MIDAS GTS NX y SIGMA/W). Dichos valores se pueden apreciar en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Valores de parámetros requeridos por la modelación numérica aportados por estudios preexistentes.

| <b>Materiales</b>     | <b>Densidad<br/>(grs/cm<sup>3</sup>)</b> | <b>Cohesión<br/>(kPa)</b> | <b>Ángulo de<br/>fricción<br/>(<math>\phi'</math>)</b> | <b>Coeficiente<br/>de Poisson<br/>(<math>\nu'</math>)</b> | <b>Referencia</b> |
|-----------------------|--|---------------------------|--|---|-------------------|
| Suelo de fundación    | 1,8                                      | 32                        | 27°  | 0,3   | 11 y 13           |
| Presa                 | 1,9                                      | 21                        | 23°  | 0,25  | 11 y 13           |
| Relave                | 1,4                                      | 0,12                      | 0°   | 0,45  | 11 y 13           |
| Andesita<br>lixiviada | 2,7                                      | 150.000                   | 32°  | 0,15  | 11 y 13           |

#### 3.2. Extracción de muestras en terreno

Se extrajeron muestras desde la zona de estudio representativas de los materiales presentes en la zona donde se ubica la Mina Chépica, extrayendo material desde 5 zonas; “Muestra suelo de fundación”, representativa del suelo donde se emplaza el depósito de relaves; “Muestra Muro Abajo”, representativa del material perteneciente a la primera etapa de la construcción de la presa del depósito de relaves perteneciente a la zona del pie del muro; “Muestra Muro Arriba”, representativa de la segunda etapa de la construcción de la presa del depósito de relaves perteneciente a la zona del coronamiento de este; “Muestra Relave –

Laguna”, representativa de una porción de relave extraída desde una zona cercana a la laguna de aguas claras y finalmente “Muestra Relave – Talud aguas arriba”, muestra perteneciente a otra porción de relave extraída desde una zona cercana a la zona de la presa del depósito de relaves.

Tabla 3.2. Tabla de datos respectiva de las muestras extraídas en terreno.

| Muestras                                    | Coordenadas                  | Profundidad |
|---|------------------------------|-------------|
| Muestra Suelo de fundación<br>(M1-SF)       | 35,374913 ° S; 71,852781 ° O | 0,7 m       |
| Muestra Muro Abajo (M2-MP)                  | 35,374142 ° S; 71,852773 ° O | 0,3 m       |
| Muestra Muro Arriba (M3-MC)                 | 35,374074 ° S; 71,852957 ° O | 0,3 m       |
| Muestra Relave - laguna (M4-RL)             | 35,373961 ° S; 71,854764 ° O | 1,0 m       |
| Muestra Relave - Talud aguas arriba (M5-RM) | 35,373826 ° S; 71,853096 ° O | 1,0 m       |



Figura 3.1. Vista satelital de los sitios desde donde se extrajeron las muestras.

Se realizaron pruebas de laboratorio tales como ensayos de granulometría, ensayos para determinar límites de Atterberg, peso específico de los sólidos y ensayos de consolidación unidimensional. La utilización de softwares requiere de ciertos parámetros *inputs*, los cuales son necesarios para que esta sea realizada de manera eficiente y óptima, con datos reales para que de esta manera no se subestimen los resultados del estudio. Dichos parámetros son los siguientes:

1. Peso específico de los sólidos ( $G_s$ ).
2. Grado de preconsolidación (OCR).
3. Coeficiente de Poisson.
4. Pendiente de la línea de consolidación en la rama noval ( $\lambda$ ), curva de carga.
5. Pendiente de la línea de consolidación ( $\kappa$ ), curva de descargar.

### 3.3. Ensayos para determinar la granulometría

Este método permite mediante tamizado, determinar la distribución por tamaños de las partículas mayores que 0,0748 mm, de una muestra de suelo.

El análisis granulométrico permitirá estudiar el tamaño de las partículas y entender la importancia que tendrán según la fracción de suelo que representen. Este tipo de análisis se realiza por tamizado, o por sedimentación cuando el tamaño de las partículas es muy pequeño, se pueden encontrar gravas, arenas, limos y arcillas. Si bien un análisis granulométrico es suficiente para gravas y arenas, cuando se trata de arcillas y limos (Suelo de fundación *a priori*), se debe completar el estudio con ensayos que definan la plasticidad del material, por esta razón, también se realizarán ensayos de límite plástico y líquido para las muestras que lo ameriten.

Tabla 3.3. Serie de tamices para ensayos de granulometría (*ASTM D 2487, 2011*).

| <b>Tamaños nominales de abertura</b> |             |
|--------------------------------------|-------------|
| <b>(mm)</b>                          | <b>ASTM</b> |
| 80                                   | 3"          |
| 63                                   | 2 1/2"      |
| 50                                   | 2"          |
| 40                                   | 1 1/2"      |

---

|        |        |
|--------|--------|
| 25     | 1"     |
| 20     | 3/4"   |
| 10     | 3/8"   |
| 5      | N° 4   |
| 2      | N° 10  |
| 0,5    | N° 40  |
| 0,0748 | N° 200 |

### **3.4. Ensayo para determinar límites de Atterberg**

#### **3.4.1. Límite líquido**

Este método establece el procedimiento para determinar el límite líquido de los suelos, mediante la máquina Casagrande. El límite líquido es humedad, expresada como porcentaje de la masa de suelo seco en horno, de un suelo remoldeado en el límite entre los estados líquido y plástico. Corresponde a la humedad necesaria para que una muestra de suelo remoldeada, depositada en la taza de bronce de la máquina Casagrande y dividida en dos porciones simétricas separadas 2 mm entre sí, fluyan y entren en contacto en una longitud de 10 mm, aplicando 25 golpes (ASTM D 4318, 2011).

#### **3.4.2. Límite plástico**

El siguiente procedimiento permite determinar el límite plástico y el índice de plasticidad de los suelos. El límite plástico es humedad, expresada como porcentaje de la masa de suelo seco en horno, de un suelo remoldeado en el límite entre los estados plástico y semisólido. Corresponde a la humedad necesaria para que bastones cilíndricos de suelo de 3 mm de diámetro se disgreguen en trozos de 0,5 a 1 cm de largo y no puedan ser reamados ni reconstituidos (ASTM D 4318, 2011). Una vez que se obtuvo el límite líquido (LL) y el límite plástico (LP) se realiza el cálculo del índice de plasticidad (IP) de la siguiente manera:

$$IP = LL - LP \quad [18]$$

---

### 3.5. Ensayo de consolidación

El propósito del ensayo de consolidación es determinar una serie de parámetros que se utilizan para predecir el comportamiento de la velocidad y la magnitud del asentamiento de estructuras fundadas sobre arcillas. Además, permite obtener información acerca de la historia de presiones (cargas) a las que ha sido sometido el suelo. El asentamiento total, suponiendo que el último valor medido coincide con el momento en que desaparece toda la sobrecarga intersticial creada al aplicar la carga, es una medida de la deformación del esqueleto del suelo. Si se realizan varios escalones de carga, es decir, agregar cargas al equipo, desde el cual se obtendrá una curva de compresibilidad que relaciona la presión efectiva (en escala logarítmica) con la deformación del esqueleto mineral expresada por el índice de poros o relación de vacíos, el cual disminuye a medida que se imponen cargas sobre la muestra (ASTM D 2435, 2011).

Dentro de los parámetros que entrega el ensayo descrito anteriormente se encuentran los siguientes:

1. Coeficiente de consolidación ( $C_v$ ): Coeficiente que nos indicará el grado de asentamiento del suelo, bajo un incremento de cargas determinado y relacionado a la velocidad de este.
2. Índice de compresibilidad ( $C_c$ ): Expresa la compresibilidad de una muestra, es decir, su capacidad para ser comprimida.
3. Índice de descompresión ( $C_s$ ): Expresa la descompresión o hinchamiento de una muestra.
4. Presión de consolidación ( $\sigma_c$ ): Indica la máxima carga que ha soportado el suelo en su historia geológica.
5. Índice de vacíos inicial ( $e_0$ ): indica la relación de vacíos inicial, es decir, la porosidad de la muestra extraída de la zona de estudio.

### 3.6. Estimación de asentamientos de manera analítica

El modelamiento numérico consta de una serie de perfiles representativos de distintas zonas del depósito de relaves que se puede apreciar en la Figura 3.2:

1. Perfiles transversales: existen 3 perfiles transversales del depósito de relaves; correspondientes a un perfil transversal del estribo derecho donde el suelo de fundación posee una potencia de 13 m aproximadamente, un perfil transversal centro del depósito de relaves, el cual posee una potencia entre 7,5 a 5 m y un perfil transversal del estribo izquierdo donde el suelo de fundación posee una potencia entre 2 a 1,5 m.
2. Perfil longitudinal: existe un perfil longitudinal del depósito de relaves en donde la logra apreciar el cambio de potencia del suelo de fundación de manera continua, de manera de comparar el desplazamiento vertical de dicho perfil con los demás perfiles transversales.

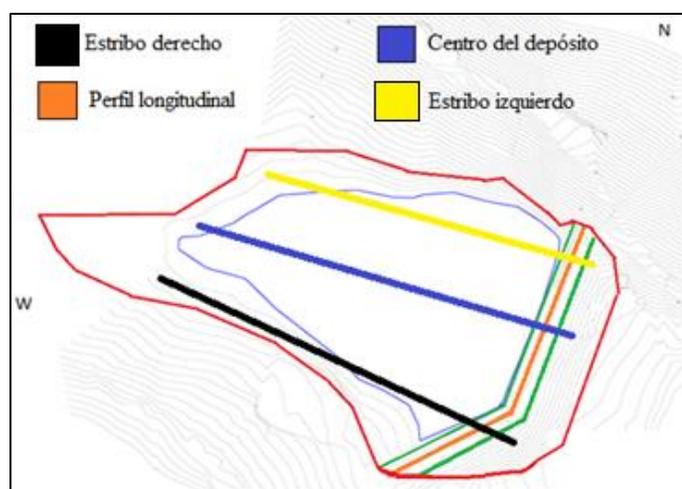


Figura 3.2. Representación de los perfiles transversales y perfil longitudinal del embalse de relaves Mina Chépica.

### 3.6.1. SIGMA/W

El software SIGMA / W es un software de elementos finitos que pertenece a la suite Geostudio y se utiliza para modelar esfuerzos y deformaciones en suelos y materiales estructurales. Los análisis obtenidos desde SIGMA / W abarcan desde simulaciones elásticas lineales simples hasta problemas de interacción de la estructura del suelo con modelos de materiales no lineales. Muchos de estos modelos de suelo constitutivos nos permiten representar una amplia gama de suelos o materiales estructurales. Además, los modelos SIGMA / W generan y disipan la presión intersticial o presión de poros, en respuesta a las cargas externas. Con SIGMA/W se puede analizar un sinnúmero de problemas de tensión o

---

deformación, en cuanto al caso de estudio se asocia a los componentes del depósito de relaves de la Mina Chépica, ya sea suelo de fundación, presa del depósito y el relave como tal (considerando su fracción gruesa y fina).

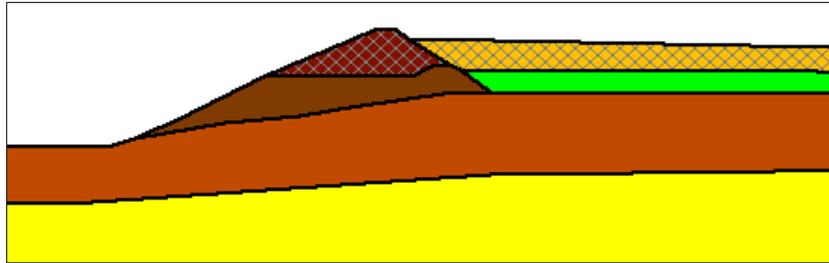


Figura 3.3. Visualización del perfil transversal de la zona en estudio, SIGMA/W.

### 3.6.2. MIDAS NTS NX

El software GTS NX es un software de elementos finitos que está equipado para manejar toda la gama de aplicaciones de diseño geotécnico, incluyendo cimientos profundos, excavaciones, sistemas de túneles complejos, análisis de infiltraciones, análisis de consolidación, diseño de terraplenes, análisis dinámico y de estabilidad de pendientes. El software GTS NX también cuenta con una plataforma avanzada de modelación, fácil de usar que permite niveles de precisión y eficiencia altos.

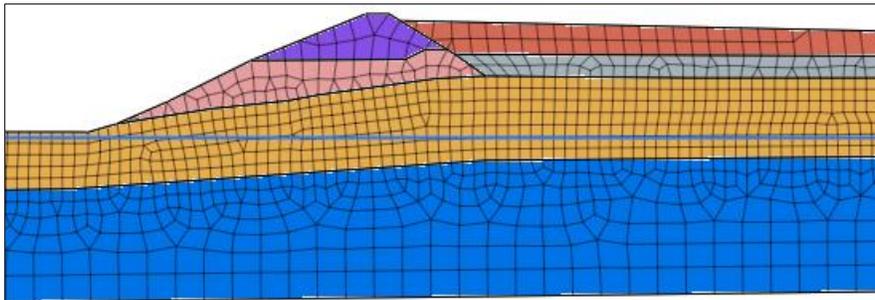


Figura 3.4. Visualización del perfil transversal de la zona en estudio, MIDAS GTS NX.

La modelación permite obtener resultados de asentamientos en el terreno de estudio, que de cierta manera replican los reales comportamientos del terreno en estudio o se acercan de gran manera a lo que realmente ocurre en dicha zona. Es necesario recalcar que los diferentes modelos constitutivos utilizados en la modelación mediante los softwares MIDAS GTS NX o SIGMA/W, fueron alimentados por los diferentes ensayos de laboratorio antes descritos,

---

que se realizaron a lo largo del semestre, de esta manera los resultados tendrán fundamentos empíricos.

## **4. ANÁLISIS DE RESULTADOS**

### **4.1. Caracterización de materiales en la zona del embalse de relaves Mina Chépica**

A continuación, se presentan las características asociadas a cada uno de los materiales presentes en el sitio de estudio según los datos obtenidos experimentalmente.

Para el análisis de asentamientos por consolidación que se expondrá más adelante en este informe, es necesario conocer el suelo de fundación donde se encuentra ubicado el depósito de relaves y además las formaciones geológicas bajo este. Por lo tanto, se realizó una revisión de los antecedentes geológicos del sector de Mina Chépica y sus alrededores para conocer con mayor detalle las condiciones geológicas presentes en la zona.

El área de estudio se encuentra formado principalmente por rocas volcánicas del Jurásico Medio correspondientes a unidades de andesitas porfídicas (Rivas, 2015).

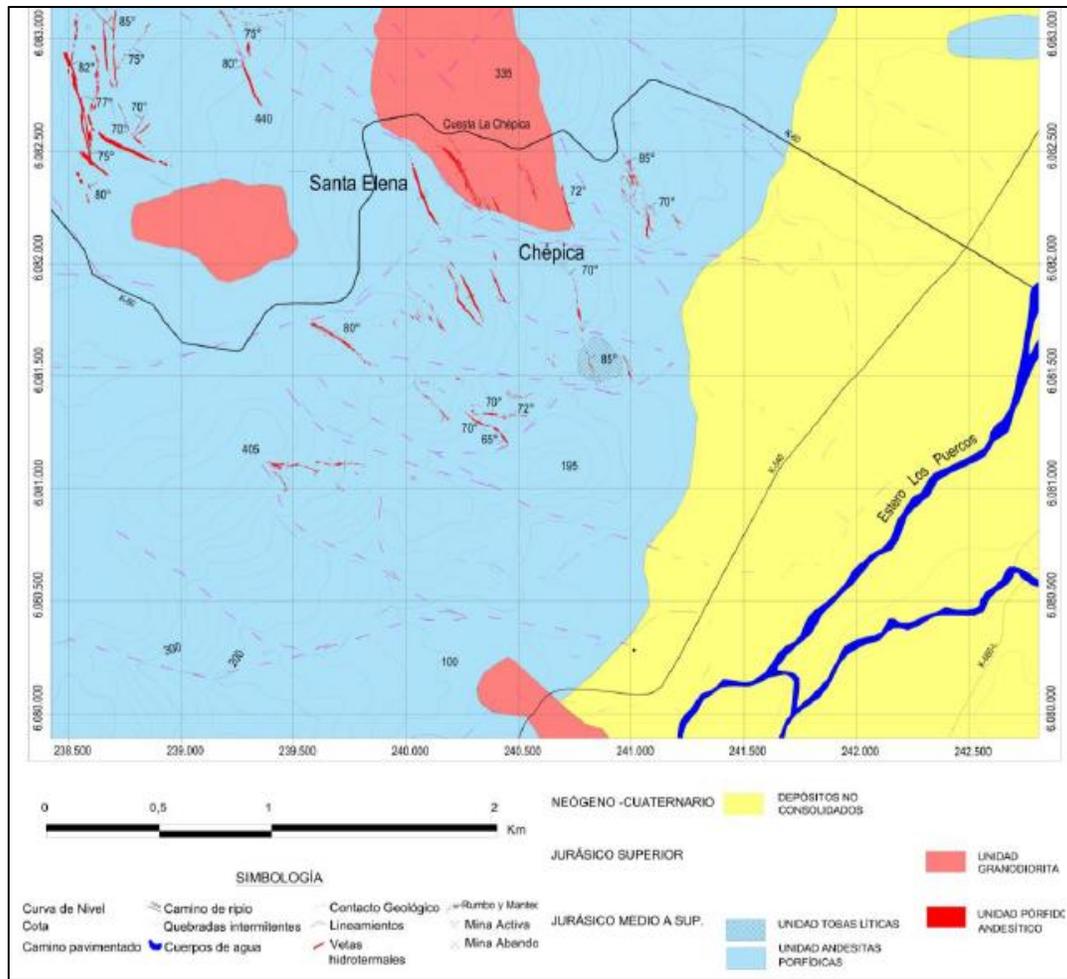


Figura 4.1. Mapa geológico de la zona de estudio Chépica (Rivas, 2015).

Teniendo en consideración lo anteriormente expuesto, se puede observar que la zona donde se ubica el depósito de relaves contiene los estratos correspondientes a la unidad M5 según la columna estratigráfica generalizada que se puede ver en la Figura 4.2, sin embargo, en el presente estudio se considera la unidad M5 sin el estrato de Toba Lítica, pues en el sector donde se emplaza el depósito de relaves, esta litología no está presente.

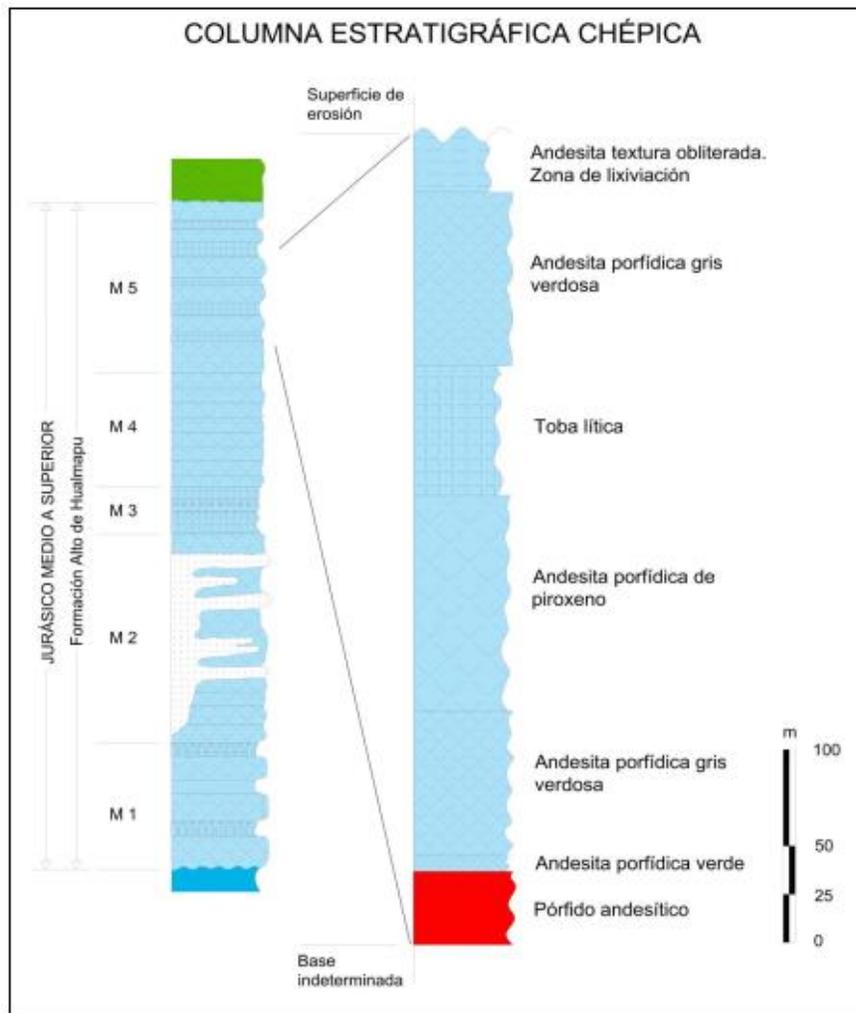


Figura 4.2. Columna estratigráfica de la zona de estudio Chépica (Rivas, 2015).

Por lo tanto, la columna estratigráfica de la zona de emplazamiento del depósito de relaves queda conformada por 3 estratos rocosos, los que podemos identificar como: Andesita lixiviada, Andesita porfídica Z1 y Andesita porfídica Z2. Estas rocas se encuentran por debajo de lo que se considera como el suelo de fundación donde se encuentra ubicado el depósito de relaves. Se considerará como la capa de roca que emplaza al embalse de relaves de la Mina Chépica la Andesita lixiviada, desestimando la presencia de las capas de Andesita porfídica Z1 y Z2, considerando que la deformación que puedan llegar a sufrir por la presencia de esta obra es despreciable.

Las capas preexistentes en el sitio de estudio previo a la construcción del embalse de relaves que se tomarán en cuenta dentro de la modelación son:

1. Suelo de fundación: es la superficie que está en contacto directo con la presa del depósito, es decir, es el suelo en donde se emplaza el depósito de relaves. Su potencia varía entre 1,5 m y 15 m. Dichas distancias se consideraron de acuerdo con excavaciones aledañas realizadas a la zona del embalse de relaves. Se compone mayoritariamente de arcilla de baja plasticidad.

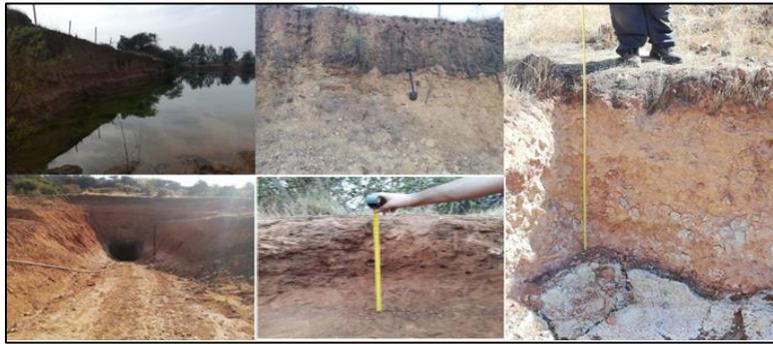


Figura 4.3. Suelo de fundación donde se emplaza el depósito de relaves (Elaboración propia).

2. Andesita lixiviada: se extiende bajo el suelo de fundación con una potencia aproximada de 30 m, esto se consideró según una revisión de sondajes de Mina Colín, la cual se encuentra al costado norte del depósito de relaves. Se compone de andesita color pardo rojizo de textura obliterada producto de alteración hidrotermal y de meteorización, se encuentra además muy fracturada.



Figura 4.4. Andesita en zona de lixiviación (Rivas, 2015).

Ahora la columna estratigráfica del suelo en donde se realiza el estudio queda compuesta por Suelo de Fundación, Andesita lixiviada; como unidades litológicas que podrían modificar

y/o interferir en los resultados de los posibles asentamientos que puedan ocurrir en el sector sabiendo que son despreciables los desplazamientos de la Andesita lixiviada, por su dureza y altos límites de resistencia.

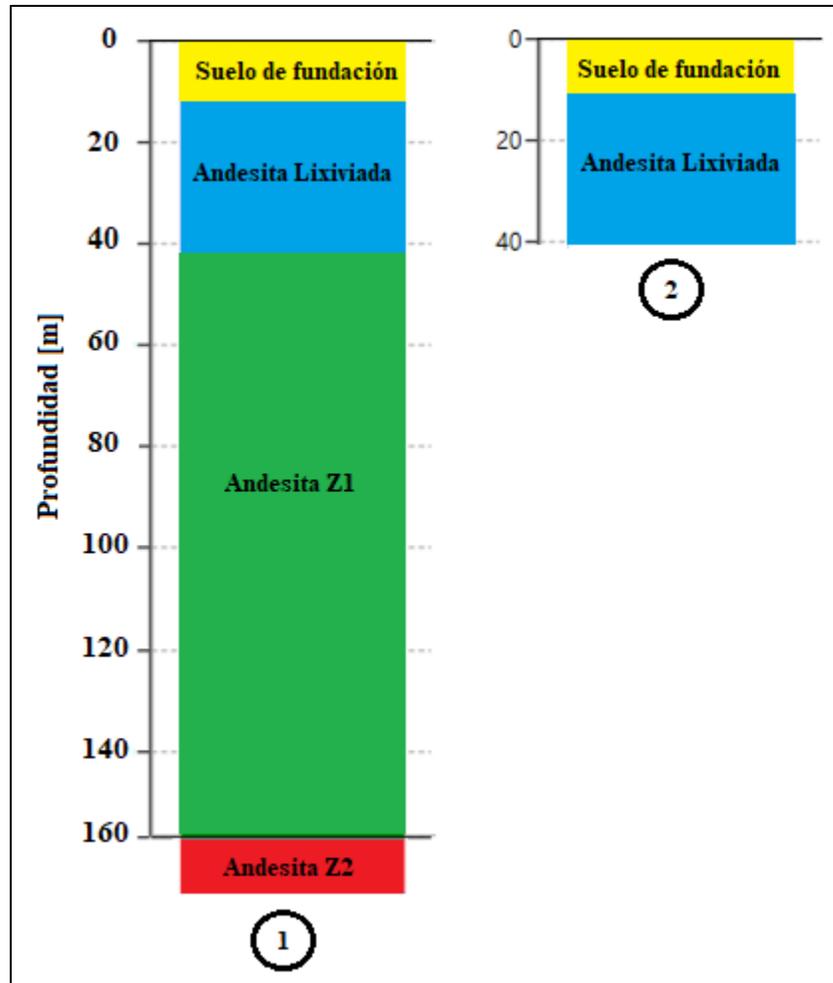


Figura 4.5. Columna estratigráfica de la zona de estudio: 1- Columna estratigráfica original; 2- Columna estratigráfica para el modelamiento.

#### 4.1.1. Clasificación de suelos

Se realizaron ensayos de granulometría, ensayos para determinar la gravedad específica de los suelos, además de ensayos de límites de Atterberg con el fin de realizar una clasificación de suelos según U.S.C.S. Destacar además que dichos ensayos fueron realizados bajo la normativa (ASTM D 2487, 2011); (ASTM D 4318, 2011).

A continuación, se presenta una tabla resumen de todos los resultados obtenidos mediante la realización de dichos ensayos:

Tabla 4.1. Tabla resumen de resultados ensayos de granulometría, gravedad específica y límites de Atterberg.

| <b>Tabla de resultados</b>                        | <b>Suelo de Fundación</b> | <b>Muro</b> |       | <b>Relave</b> |       |
|---|---------------------------|-------------|-------|---------------|-------|
| ID Muestra  | M1-SF                     | M2-MP       | M3-MC | M4-RL         | M5-RM |
| Humedad <i>in situ</i> (%)                        | 6,3                       | 5           | 5,4   | 9,1           | 7,4   |
| Densidad <i>in situ</i><br>(grs/cm <sup>3</sup> ) | 1,8                       | 1,9         | 1,9   | 1,4           | 1,4   |
| Clasificación USCS                                | CL                        | SC          | SC    | SM-SW         | SM-SW |
| Gravedad específica<br>(Gs)                       | 2,60                      | 2,39        | 2,34  | 2,70          | 2,70  |
| Límite Líquido LL<br>(%)                          | 46                        | 31          | 33    | NA            | NA    |
| Límite Plástico LP<br>(%)                         | 11                        | 16          | 12    | NA            | NA    |
| Índice de plasticidad<br>IP (%)                   | 35                        | 15          | 20    | NA            | NA    |

#### 4.1.2. Respuesta de los materiales al asentamiento

Se realizaron 5 ensayos edométricos, es decir, 1 ensayo por cada muestra de suelo. Dichas muestras fueron remoldeadas en laboratorio y fueron acondicionadas a las condiciones *in situ* al momento de su extracción en cuanto a densidad y contenido de humedad presente en ellas.

Las probetas que se prepararon tenían una dimensión de 2 cm de alto y 5 cm de diámetro aproximadamente. Las propiedades de las probetas armadas se detallan en la Tabla 4.2:

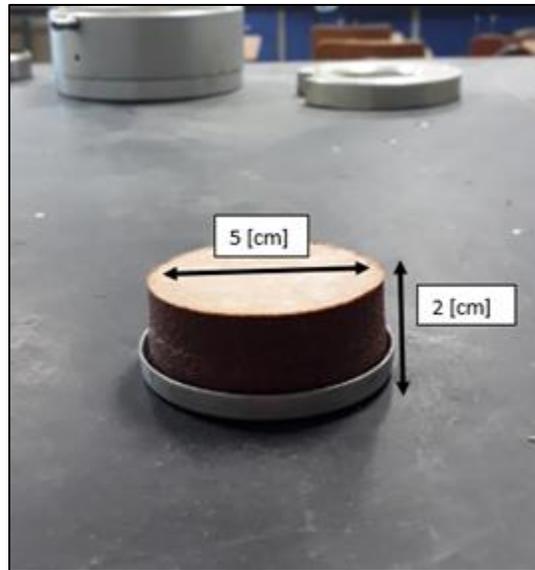


Figura 4.6. Probeta tipo para ensayos edométricos [Probeta M1-SF].

Como se ha mencionado anteriormente hay valores que se obtuvieron de estudios preexistentes en la zona de estudio, como lo es el caso de la densidad *in situ*. El porcentaje de humedad *in situ* fue obtenido desde el procedimiento de los ensayos de granulometría.

Tabla 4.2. Propiedades de las probetas sometidas a ensayos edométricos.

| Propiedades                                | Probetas |       |       |       |       |
|--|----------|-------|-------|-------|-------|
|  | M1-SF    | M2-MP | M3-MC | M4-RL | M5-RM |
| Densidad natural<br>[grs/cm <sup>3</sup> ] | 1,8      | 1,9   | 1,9   | 1,4   | 1,4   |
| Humedad natural [%]                        | 6,3      | 5,4   | 5,7   | 9,4   | 7,5   |
| Masa de la muestra [grs]                   | 64,2     | 64,7  | 64,4  | 70,04 | 63,71 |

El tiempo de duración de los ensayos de consolidación fue de 8 horas por muestra, con ciclos de compresión, descompresión y recompresión en intervalos de 30 minutos con incrementos de carga de 25 kPa, este procedimiento también se aplicó para los proceso de descompresión y recompresión. A continuación, se presenta una tabla estándar para evidenciar lo expuesto:

Tabla 4.3. Tabla base de ensayos de consolidación, con incrementos de carga de 25 kPa para la probeta que representa el suelo de fundación [M1-SF].

| M1-SF                | $\sigma'$ (kPa) | $\sigma'$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $\Delta\sigma'$ | m (kg) | t (min) |
|----------------------|-----------------|---------------------------------|-----------------|--------|---------|
| <b>COMPRESIÓN</b>    | 25              | 0,25                            | 0,25            | 5      | 30      |
|                      | 50              | 0,5                             | 0,25            | 10     | 30      |
|                      | 75              | 0,75                            | 0,25            | 15     | 30      |
|                      | 100             | 1                               | 0,25            | 20     | 30      |
|                      | 125             | 1,25                            | 0,25            | 25     | 30      |
|                      | 150             | 1,5                             | 0,25            | 30     | 30      |
| <b>DESCOMPRESIÓN</b> | 125             | 1,25                            | 0,25            | 25     | 30      |
|                      | 100             | 1                               | 0,25            | 20     | 30      |
|                      | 75              | 0,75                            | 0,25            | 15     | 30      |
|                      | 50              | 0,5                             | 0,25            | 10     | 30      |
|                      | 25              | 0,25                            | 0,25            | 5      | 30      |
| <b>RECOMPRESIÓN</b>  | 50              | 0,5                             | 0,25            | 10     | 30      |
|                      | 75              | 0,75                            | 0,25            | 15     | 30      |
|                      | 100             | 1                               | 0,25            | 20     | 30      |
|                      | 125             | 1,25                            | 0,25            | 25     | 30      |
|                      | 150             | 1,5                             | 0,25            | 30     | 30      |

Los resultados del cambio en el índice de vacíos (e) v/s la variación del esfuerzo vertical efectivo [kN/m<sup>2</sup>] fueron los siguientes:

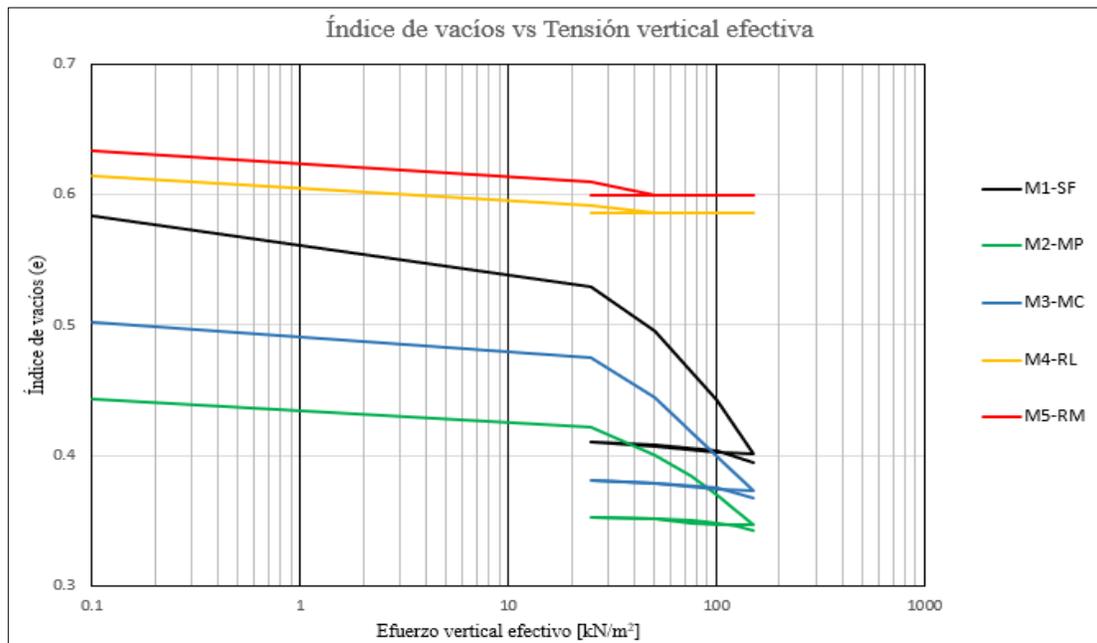


Figura 4.7. Gráfica índice de vacíos vs esfuerzo vertical efectivo (escala logarítmica) de todas las probetas.

Los resultados de la deformación vertical ( $\epsilon$ ) v/s la tensión vertical efectiva ( $\sigma'$ ) fueron los siguientes:

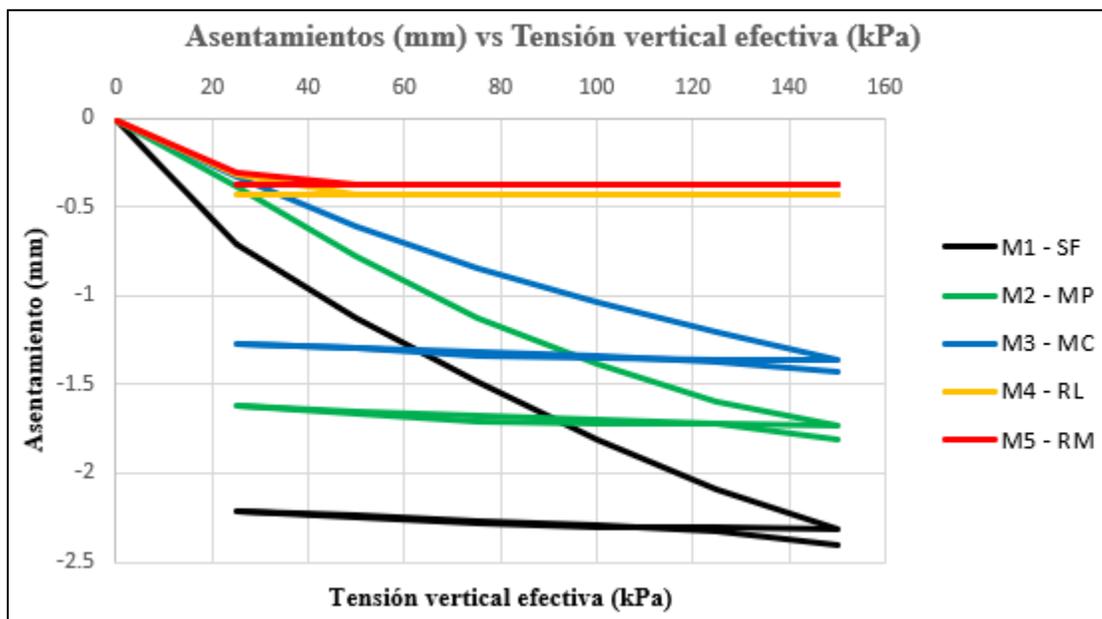


Figura 4.8. Gráfica de asentamientos vs tensión vertical efectiva para todas las probetas para el ciclo completo del ensayo edométrico.

Los resultados de la deformación vertical ( $\epsilon$ ) v/s la tensión vertical efectiva ( $\sigma'$ ) para cada ciclo fueron los siguientes:

La etapa de compresión se puede apreciar en la Figura 4.9:

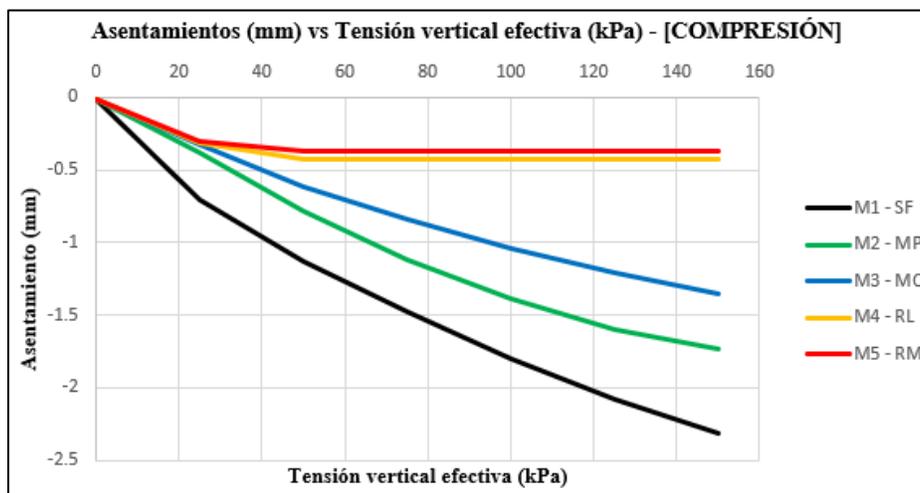


Figura 4.9. Gráfica de asentamientos vs tensión vertical efectiva para todas las probetas en el ciclo de compresión.

La etapa de descompresión se puede apreciar en la Figura 4.10:

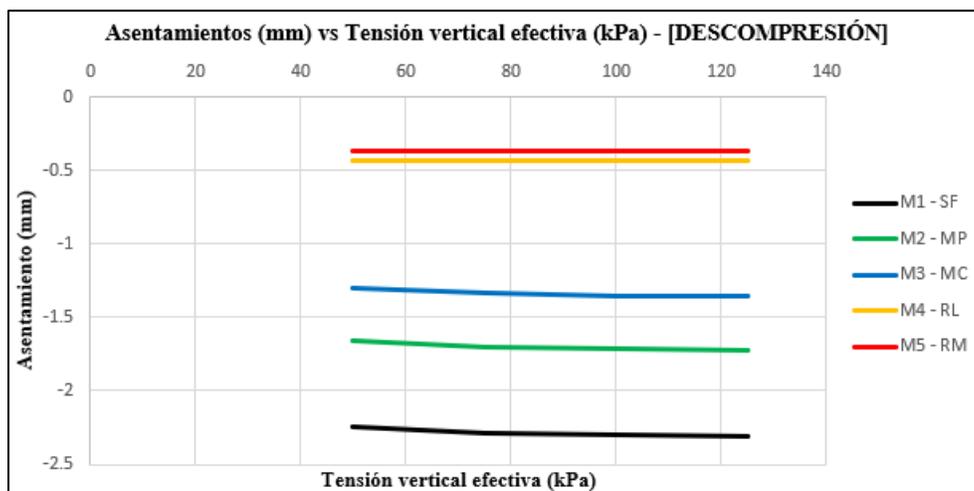


Figura 4.10. Gráfica de asentamientos vs tensión vertical efectiva para todas las probetas en el ciclo de descompresión.

La etapa de recompresión se puede apreciar en la Figura 4.11:

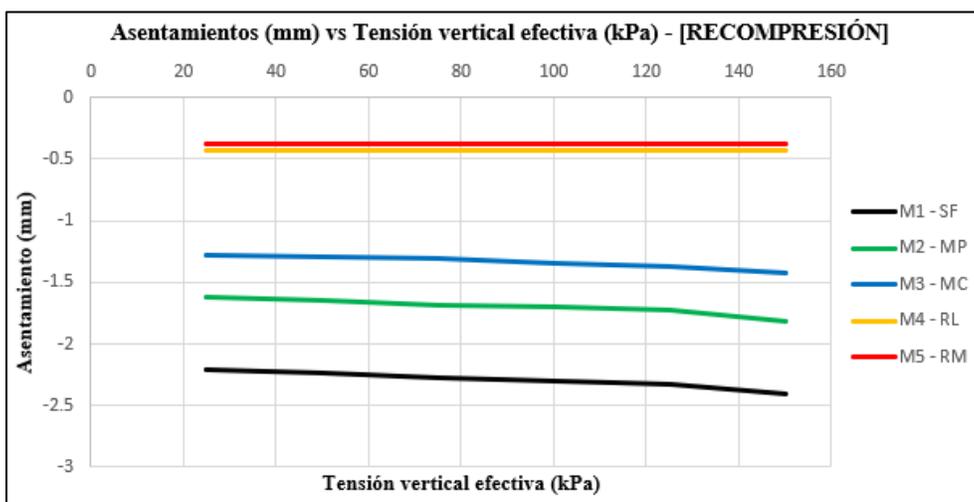


Figura 4.11. Gráfica de asentamientos vs tensión vertical efectiva para todas las probetas en el ciclo de recompresión.

En cuanto a las muestras obtenidas desde el suelo de fundación y las muestras de la presa del depósito de relaves (M2-MP muestra extraída desde el pie de presa; M3-MC muestra extraída desde el coronamiento de la presa) se puede apreciar una deformación del esqueleto del suelo de manera constante a medida que se aumentaron las cargas, luego con el proceso de descarga, la muestra tendió a “hincharse” o en cierta medida a “recuperar su estado inicial”,

---

pero no por el mismo tramo de carga inicial lo que indica un comportamiento plástico de la muestra en cierta medida. Distinto es el caso de las probetas de material del relave las que alcanzan su deformación total transcurrido el 2 incremento de carga de la etapa de compresión, es decir, a los 50 kPa.

En el siguiente apartado se presentan una serie de metodologías para obtener parámetros que ayudan a entender el fenómeno de consolidación sobre las muestras de suelo obtenidas del sitio en estudio. Dichos parámetros corresponden a:

1. Esfuerzo de preconsolidación ( $\sigma_c'$ ): Corresponde al máximo esfuerzo efectivo al que ha sido sometido una masa de suelo.

Este parámetro se determinó mediante un procedimiento gráfico propuesto por Casagrande el cual se obtuvo mediante 6 simples pasos:

- Determinar el punto de máxima curvatura de la gráfica de consolidación (O).
- Dibujar una recta tangente al punto O (T).
- Dibujar una línea horizontal (H) que pase por el punto O.
- Dibujar una línea bisectriz (B) desde el ángulo creado por TOH.
- Trazar una línea (P) desde la porción recta de la curva de consolidación hasta interceptar con B.
- Desde la intersección de P con B proyectar una recta hasta el eje de las abscisas, ese corresponde a  $\sigma_c'$ .

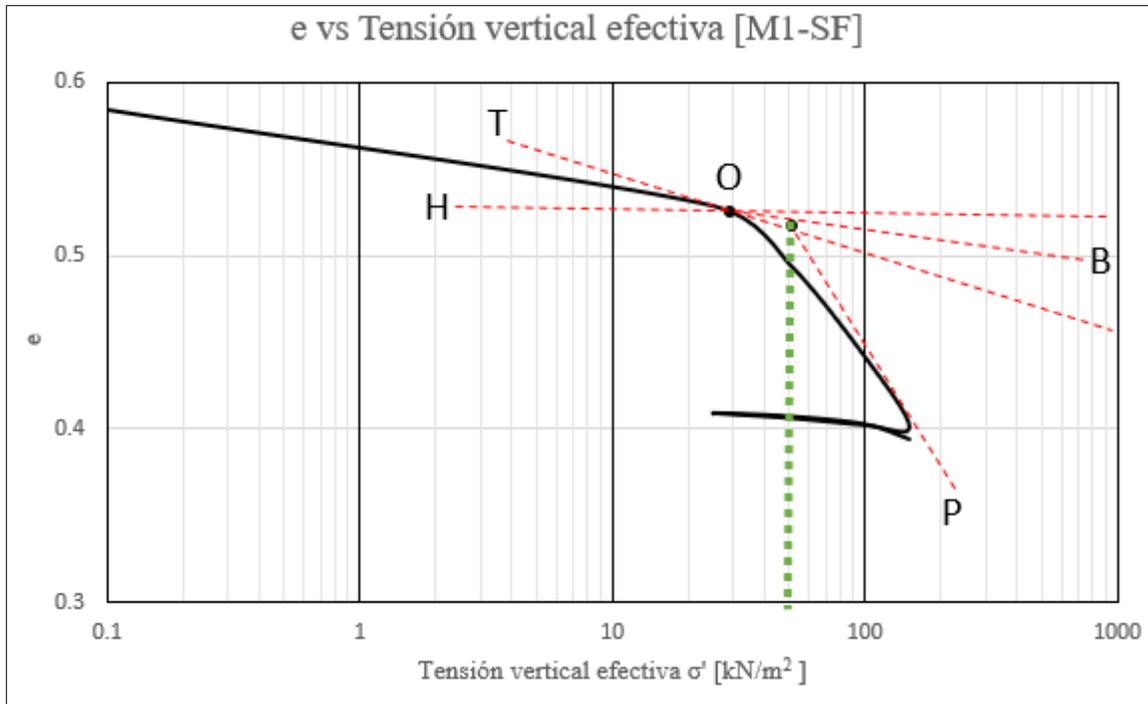


Figura 4.12. Gráfica índice de vacíos vs tensión vertical efectiva para el suelo de fundación [M1-SF] por el método Casagrande.

La Figura 4.12 representa la curva de consolidación para la muestra que fue extraída de la fundación, el procedimiento propuesto por Casagrande utilizado para dicha muestra, además se aplicó para las 4 muestras restantes. A continuación, se presenta en la Tabla 4.4 el esfuerzo de preconsolidación para cada uno de los materiales presentes en el lugar donde se emplaza la zona del estudio.

Tabla 4.4. Tabla resumen esfuerzo de preconsolidación para cada material presente en la zona de estudio.

| <b>Materiales</b> | <b>Esfuerzo de preconsolidación [<math>\sigma_c'</math>] (kPa)</b> |
|-------------------|--|
| M1-SF             | 50   |
| M2-MP             | 48 – Referencial   |
| M3-MC             | 46 – Referencial   |
| M4-RL             | NA   |
| M5-RM             | NA   |

2. Índice de compresibilidad ( $C_c$ ): Se define como el grado en que una masa de suelo disminuye su volumen, bajo el efecto de una compresión.
3. Índice de descompresión ( $C_s$ ): Se define como el grado en que una masa de suelo aumenta su volumen, bajo el efecto de una descompresión.

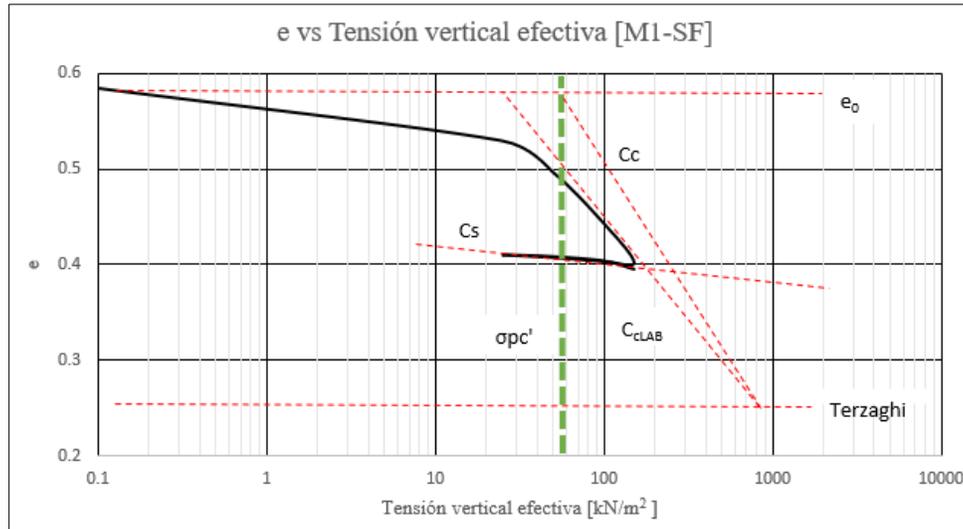


Figura 4.13. Gráfica para obtener valores de  $C_c$  y  $C_s$  por el método de Terzaghi para el suelo de fundación [M1-SF].

La Figura 4.13 representa la curva de consolidación para la muestra que fue extraída del suelo de fundación, el procedimiento propuesto por Terzaghi fue utilizado para dicha muestra, además se aplicó para las 4 muestras restantes. A continuación, se presenta en la Tabla 4.5 los valores de  $C_c$  y  $C_s$  para cada uno de los materiales presentes en el lugar donde se emplaza la zona del estudio:

Tabla 4.5. Tabla resumen de los valores obtenidos de  $C_c$  y  $C_s$  para todos los materiales de la zona de estudio.

| <b>Materiales</b> | <b><math>C_c</math></b> | <b><math>C_s</math></b> |
|-------------------|-------------------------|-------------------------|
| M1-SF             | 0,2813                  | 0,0181                  |
| M2-MP             | 0,1733                  | 0,0175                  |
| M3-MC             | 0,1216                  | 0,0137                  |
| M4-RL             | 0,0276                  | 0,0091                  |
| M5-RM             | 0,0151                  | 0,0097                  |

4. Grado de preconsolidación (OCR): El OCR para un suelo normalmente consolidado es uno (OCR = 1), y para un suelo preconsolidado es mayor que uno (OCR > 1), representado por la fórmula [6].

El grado de preconsolidación proviene del cociente entre el esfuerzo de preconsolidación  $\sigma_c'$  y el esfuerzo efectivo *in situ*, este último se obtuvo desde el cálculo por la mediante fórmula:

$$\sigma' = \rho * z \quad [19]$$

Donde:

$\rho$  = Densidad del suelo [kg/m<sup>3</sup>].

$z$  = Profundidad a la que fue extraída la muestra [m].

Los valores de densidad se obtuvieron de estudios previos en la zona, es decir, fueron aporte de antiguos análisis del depósito de relaves Mina Chépica.

Tabla 4.6. Tabla resumen del cálculo de OCR para todos los materiales presentes en la zona de estudio.

| <b>Materiales</b> | <b>Profundidad muestra extraída (m)</b> | <b>Densidad (grs/cm<sup>3</sup>)</b> | <b>OCR</b>        |
|-------------------|---|--------------------------------------|-------------------|
| M1-SF             | 1                                       | 1,8                                  | 2,8               |
| M2-MP             | 0,5                                     | 1,9                                  | 5,1 – Referencial |
| M3-MC             | 0,5                                     | 1,9                                  | 4,8 - Referencial |
| M4-RL             | 1                                       | 1,4                                  | NA                |
| M5-RM             | 1                                       | 1,4                                  | NA                |

Las magnitudes encontradas tanto para el esfuerzo de preconsolidación y OCR en materiales de empréstito son solo referenciales; esto debido a que ellos corresponden a suelos reagrupados y colocados en capas compactadas, en donde los esfuerzos máximos

---

desarrollados en el pasado podrían estar asociados a la energía de compactación transmitida por los equipos utilizados para esta faena.

5. Coeficiente de consolidación ( $C_v$ ): Representa la velocidad de consolidación del suelo, dicha velocidad no es constante a lo largo del periodo de consolidación y depende de la sobrecarga que se le aplique y de la conductividad hidráulica del suelo.

El coeficiente de consolidación fue calculado mediante 2 métodos:

- Método de Casagrande

Básicamente consistió en un procedimiento gráfico relacionado al  $T_{50\%}$  (El tiempo en el que ocurre el 50% del proceso de consolidación), en donde se trazaron una serie de rectas, dichas rectas responden a la siguiente fórmula:

$$c_v = \frac{H^2 * Tv}{t_{50}} \quad [20]$$

Donde:

H = La altura media de la muestra remoldeada en el laboratorio, en este caso el valor de H es 0,99925 cm.

$T_v$  = Es el factor tiempo para  $U = 50\%$  y tiene el valor 0,197.

$t_{50}$  = Valor de la intersección con el eje de las abscisas de la proyección del  $D_{50\%}$ , este valor se asocia al valor del tiempo en el que ocurre el 50% del proceso de consolidación.

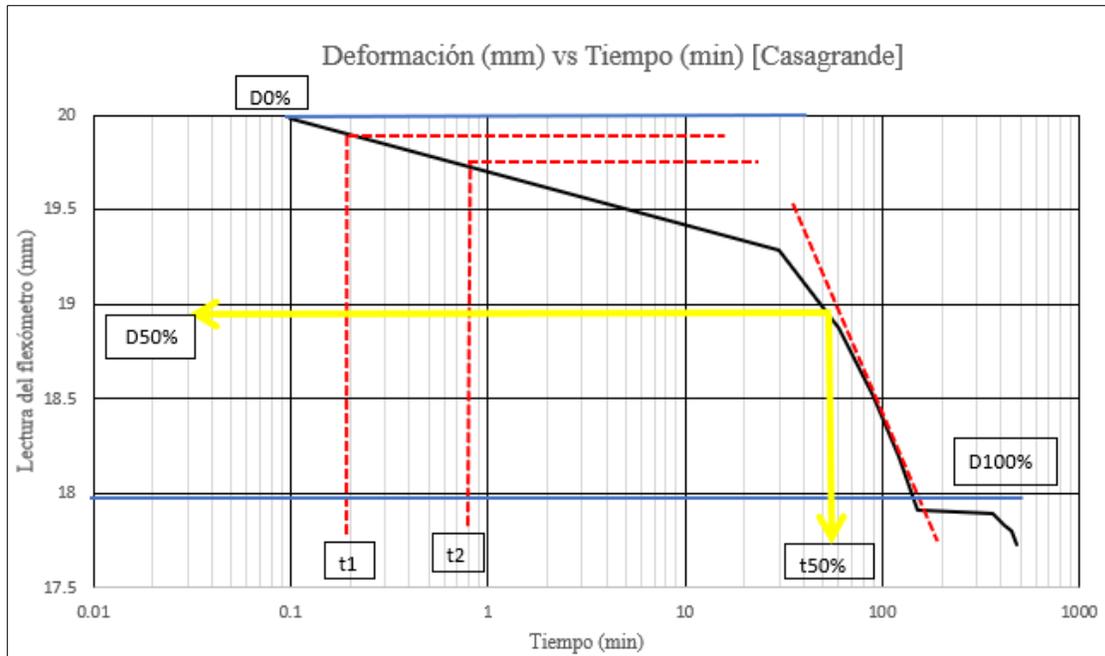


Figura 4.14. Gráfica que representa la deformación vs el tiempo para el suelo de fundación, a través del método de Casagrande.

La siguiente gráfica representa el método de Casagrande para la obtención del  $C_v$ :

Donde:

$t_1$  y  $t_2$ , son 2 puntos algún tramo de la curva de consolidación.

$D_{0\%}$ , lectura inicial del flexómetro.

$D_{100\%}$ , lectura final del flexómetro.

$D_{50\%}$ , valor obtenido desde el promedio entre  $D_{0\%}$  y  $D_{100\%}$ ,

$t_{50}$ , valor del tiempo de consolidación al 50% del proceso de consolidación.

- Método de Taylor

Otro método por el que se calculó el coeficiente de consolidación ( $C_v$ ) fue el método de Taylor en que asocia el tiempo de consolidación al 90% de dicho proceso, en una gráfica que contrasta la deformación apreciada por las medidas obtenidas del flexómetro vs la raíz cuadrada del tiempo en que transcurre dicho fenómeno. La expresión que representa su cálculo es la siguiente:

---

$$c_v = \frac{H^2 * T_v}{t_{90}} \quad [21]$$

Donde:

H = La altura media de la muestra remoldeada en el laboratorio, en este caso el valor de H es 0,99925 cm.

T<sub>v</sub> = Es el factor tiempo para U = 90% y tiene el valor 0,848.

t<sub>90</sub> = Valor de la intersección con el eje de las abscisas de la proyección realizada desde 1,15a; con el punto inicial de la lectura del flexómetro, este valor se asocia al valor del tiempo en el que ocurre el 90% del proceso de consolidación.

Para la confección de la gráfica según el método de Taylor se siguió el siguiente orden:

- Trazar la mejor recta que pasa por los primeros puntos de la gráfica de consolidación.
- La intersección entre la recta definida en el punto anterior, con el eje de las abscisas, define una distancia “a”.
- Se define en el eje de las abscisas el punto “A” distanciado del origen en 1,15a.
- Se une el punto de la lectura inicial del flexómetro con el punto “A”.
- La intersección de esta recta con la curva de consolidación define el valor t<sub>90</sub>, proyectado su valor en el eje de las abscisas.

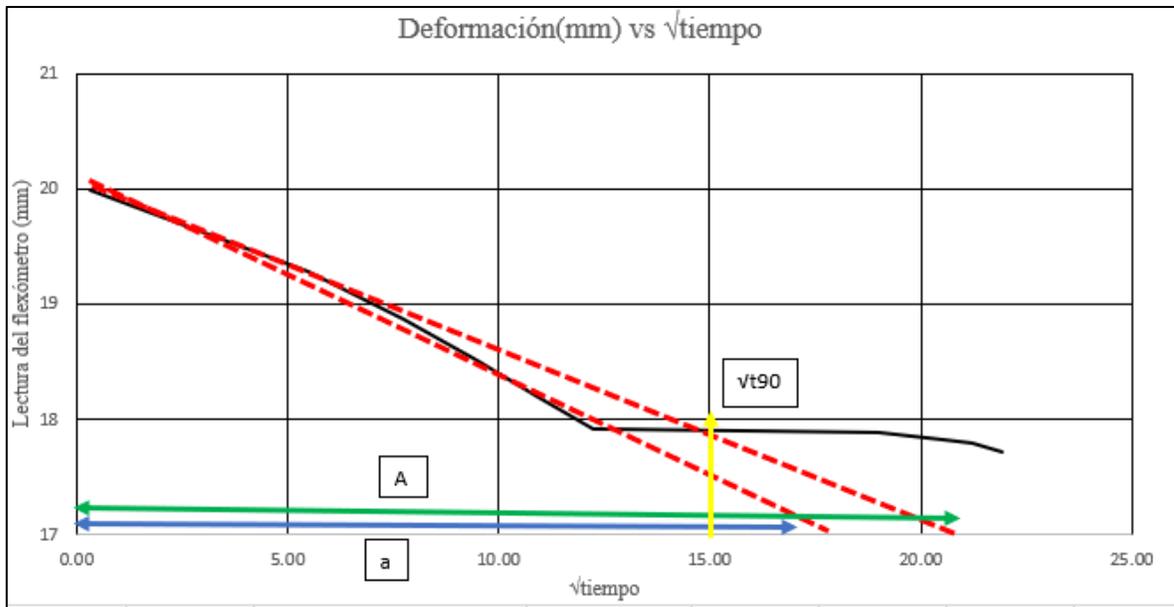


Figura 4.15. Gráfica que representa la deformación vs el tiempo para el suelo de fundación, a través del método de Taylor.

Nuevamente se hace necesario añadir que este procedimiento se realizó para todos los tipos de suelo presentes en el sitio de estudio, es decir, se realizaron estos procedimientos gráficos para cada una de las muestras existentes con la misma metodología.

A continuación, se presenta una tabla resumen con los valores de  $C_v$  obtenidos para cada tipo de material presente en el lugar donde se emplaza el depósito de relaves Mina Chépica y por ambos métodos; tanto el método de Casagrande como el de Taylor.

Tabla 4.7. Tabla resumen de los valores de coeficiente de consolidación para todos los materiales del sitio de estudio.

| Coeficiente de consolidación $C_v$ ( $\text{cm}^2/\text{s}$ ) |                      | Materiales |
|---|----------------------|------------|
| Casagrande  | Taylor               |            |
| $6,0 \times 10^{-5}$  | $6,3 \times 10^{-5}$ | M1-SF      |
| $5,6 \times 10^{-5}$  | $6,2 \times 10^{-5}$ | M2-MP      |
| $4,8 \times 10^{-5}$  | $5,5 \times 10^{-5}$ | M3-MC      |
| $6,5 \times 10^{-4}$  | $1,7 \times 10^{-4}$ | M4-RL      |
| $8,1 \times 10^{-4}$  | $2,5 \times 10^{-4}$ | M5-RM      |

El valor del coeficiente de consolidación para las probetas M4-RL y M5-RM (Muestras de relave del depósito Mina Chépica) es mayor respecto de las otras muestras y esto tiene especial relación con la clasificación de suelos, ya que, según esta, dichas muestras corresponden a arenas bien graduadas con presencia de limo y poca o nada presencia de finos, permitiendo que el escurrimiento del agua presente en el cuerpo de suelo sea más rápido y por ende el proceso de consolidación también lo es. A diferencia de las muestras M2-MP y M3-MC las cuales por su clasificación U.S.C.S. corresponden en su totalidad a arcillas de baja a mediana plasticidad y la muestra M1-SF corresponde a arcillas de mediana a alta plasticidad. Estas últimas muestras al estar compuestas por arcillas presentan una velocidad de consolidación más lenta por su capacidad de retener el agua, en otras palabras, poseen una constante de permeabilidad más pequeña por lo tanto un proceso de consolidación más lento.

A continuación, se presentan gráficas que representan los coeficientes de consolidación de todos los tipos de suelo de la zona en estudio por ambos métodos (Taylor y Casagrande):

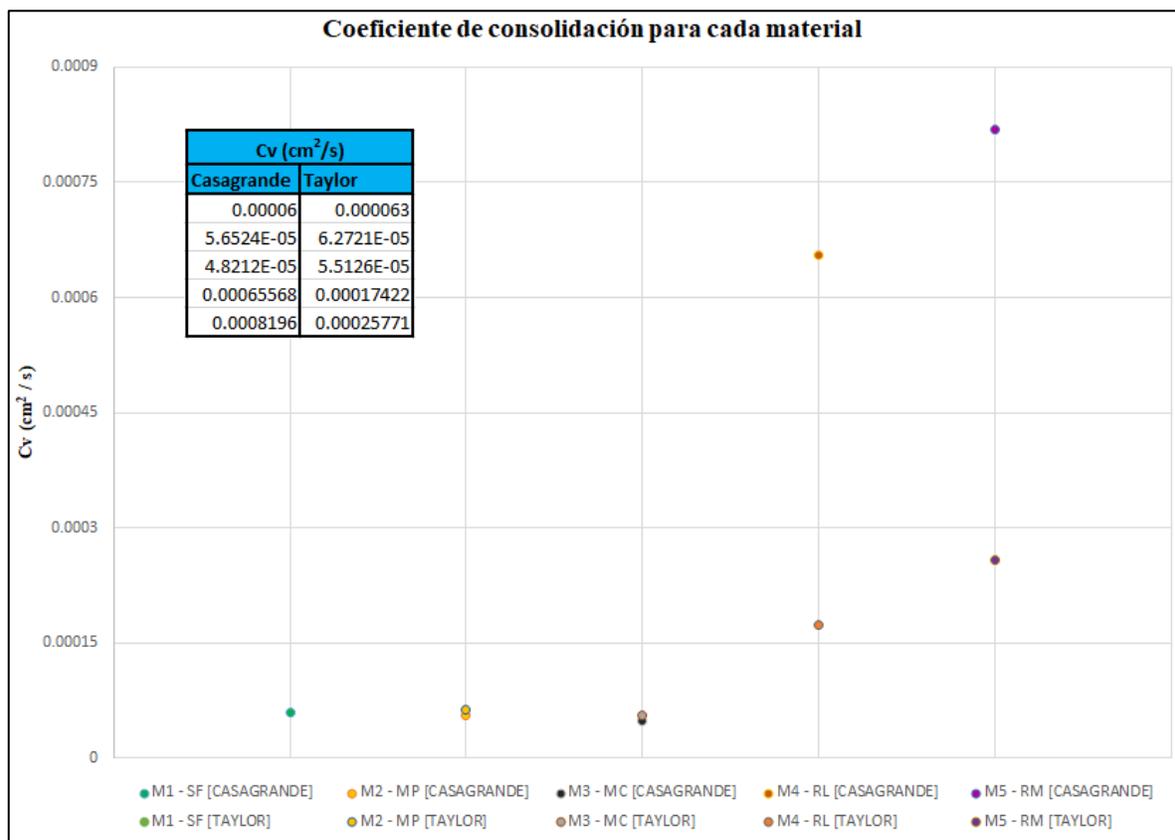


Figura 4.16. Gráfica coeficiente de consolidación para los materiales presentes en sitio en estudio.

---

Como se logra apreciar en la Figura 4.16 existen diferencias significativas entre los valores del coeficiente de consolidación, el cual representa la velocidad del proceso de consolidación para cada material. Dichas diferencias se logran evidenciar aún más entre el suelo de fundación donde esta se emplaza y las muestras de relave, lo que se debe básicamente a las diferencias entre las partículas de suelo que compone a cada uno. Por ejemplo, el suelo de fundación se clasifica como material arcilloso de baja a media plasticidad, como se ha mencionado anteriormente en capítulos de esta memoria estos suelos tienden a retener el agua una mayor cantidad de tiempo por lo tanto la velocidad de los procesos de consolidación es mucho menor al tipo de suelo que conforma el material de relaves, un suelo clasificado como arenas limosas con poca cantidad de finos, por lo tanto, el agua drena de manera más rápida aumentando de esta manera el coeficiente de consolidación ( $C_v$ ).

Otro parámetro importante que se puede obtener desde el ensayo de consolidación es la permeabilidad, relacionada directamente con el coeficiente de consolidación, el cual se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$k = C_v \times \gamma_w \times m_v \quad [22]$$

Donde:

$k$  = Coeficiente de permeabilidad ( $\frac{m}{s}$ ).

$C_v$  = Coeficiente de consolidación.

$\gamma_w$  = Peso específico del agua; el valor del peso específico del agua es  $9,81 \left[\frac{kN}{m^3}\right]$ .

$m_v$  = Módulo de deformación volumétrico.

De los ensayos de consolidación realizados para cada tipo de material presente en el embalse de relaves de la Mina Chépica se tienen los siguientes valores de  $C_v$  y  $m_v$ , los cuales se presentan en la Tabla 4.8:

Tabla 4.8. Valores del coeficiente de consolidación y módulo de deformación volumétrico.

| Muestras | $C_v$ (cm <sup>2</sup> /s) |                      | $m_v$ ,<br>(recompresión) |
|----------|----------------------------|----------------------|---------------------------|
|          | Taylor                     | Casagrande           |                           |
| M1-SF    | $6,0 \times 10^{-5}$       | $6,3 \times 10^{-5}$ | 0,076                     |
| M2-MP    | $5,0 \times 10^{-5}$       | $5,5 \times 10^{-5}$ | 0,048                     |
| M3-MC    | $5,6 \times 10^{-5}$       | $6,3 \times 10^{-5}$ | 0,068                     |
| M4-RL    | $8,2 \times 10^{-4}$       | $2,6 \times 10^{-4}$ | 0,005                     |
| M5-RM    | $6,6 \times 10^{-4}$       | $1,7 \times 10^{-4}$ | 0,007                     |

Los valores de permeabilidad calculados mediante la fórmula [22] son los siguientes:

Tabla 4.9. Valores de permeabilidad para cada material.

| Muestras |            | M1-SF                | M2-MP                | M3-MC                | M4-RL                | M5-RM                |
|----------|------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| k [m/s]  | Taylor     | $4,5 \times 10^{-6}$ | $2,4 \times 10^{-6}$ | $3,7 \times 10^{-6}$ | $4,0 \times 10^{-5}$ | $4,5 \times 10^{-5}$ |
|          | Casagrande | $4,7 \times 10^{-6}$ | $2,6 \times 10^{-6}$ | $4,2 \times 10^{-6}$ | $1,3 \times 10^{-5}$ | $1,2 \times 10^{-5}$ |

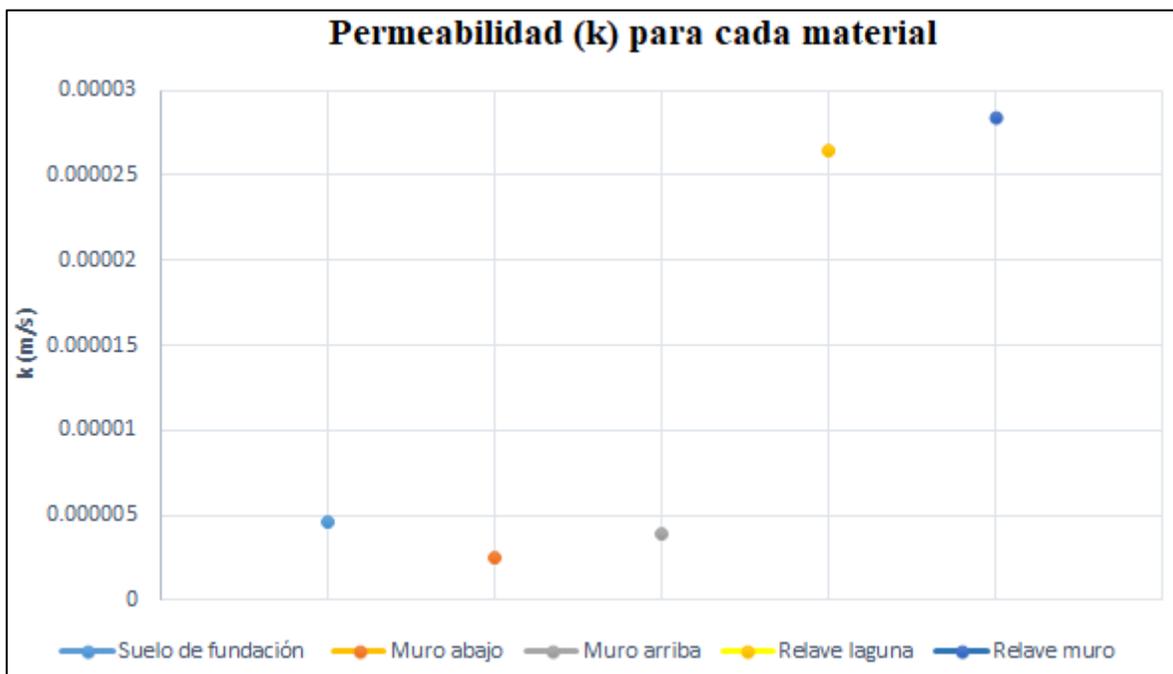


Figura 4.17. Gráfica permeabilidad (k) promedio para cada material.

Se estimaron los valores de permeabilidad para ambos coeficientes de consolidación; por el método de Taylor y Casagrande. Dicho parámetro es mayor en las muestras M4-RL y M5-RM (muestras de relave) que en las muestras M1-SF (muestra del suelo de fundación), M2-MP, M3-MC (muestras de la presa del embalse de relaves) y esto se debe al tipo de suelo que compone a los distintos materiales presentes en la zona en estudio como se muestra en el apartado de *Clasificación de suelos*.

Tabla 4.10. Tabla resumen de parámetros obtenidos de los ensayos realizados.

| Propiedades                                  | Muestras               |                        |                        |                        |                        |
|--|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
|  | Suelo de fundación     | Presa (pie de presa)   | Presa (coronamiento)   | Relave (lamas)         | Relave (playa)         |
| ID Muestra                                   | M1-SF                  | M2-MP                  | M3-MC                  | M4-RL                  | M5-RM                  |
| Clasificación USCS                           | CL                     | SC                     | SC                     | SM-SW                  | SM-SW                  |
| G <sub>s</sub>                               | 2,6                    | 2,34                   | 2,39                   | 2,7                    | 2,7                    |
| Densidad <i>in situ</i> (kg/m <sup>3</sup> ) | 1,8                    | 1,9                    | 1,9                    | 1,4                    | 1,4                    |
| Humedad <i>in situ</i> (%)                   | 6,3                    | 5                      | 5,4                    | 9,1                    | 7,4                    |
| e <sub>0</sub>                               | 0,584                  | 0,502                  | 0,444                  | 0,634                  | 0,615                  |
| Porcentaje de finos (%)                      | 69,4                   | 47,8                   | 49,2                   | 23,8                   | 19,4                   |
| LL (%)                                       | 46                     | 31                     | 33                     | NA                     | NA                     |
| LP (%)                                       | 11                     | 16                     | 13                     | NA                     | NA                     |
| IP (%)                                       | 35                     | 15                     | 20                     | NA                     | NA                     |
| C <sub>c</sub>                               | 0,2813                 | 0,1733                 | 0,1216                 | 0,0276                 | 0,0151                 |
| C <sub>s</sub>                               | 0,0181                 | 0,0175                 | 0,0137                 | 0,0091                 | 0,0097                 |
| C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)          | 6,2 x 10 <sup>-5</sup> | 5,3 x 10 <sup>-5</sup> | 6,0 x 10 <sup>-5</sup> | 5,4 x 10 <sup>-4</sup> | 4,2 x 10 <sup>-4</sup> |
| k (m/s)                                      | 4,6 x 10 <sup>-6</sup> | 2,5 x 10 <sup>-6</sup> | 4,0 x 10 <sup>-6</sup> | 2,7 x 10 <sup>-5</sup> | 2,9 x 10 <sup>-5</sup> |
| σ <sub>c</sub> ' (kPa)                       | 50                     | 48 – Referencia        | 46 – Referencia        | NA                     | NA                     |

|     |     |                  |                  |    |    |
|-----|-----|------------------|------------------|----|----|
| OCR | 2,8 | 5,1 – Referencia | 2,8 – Referencia | NA | NA |
|-----|-----|------------------|------------------|----|----|

El valor del coeficiente de consolidación y de la permeabilidad considera valores promedios.

## 4.2. Modelamiento del embalse de relaves Mina Chépica

### 4.2.1. Selección de modelos constitutivos

Se realizó una comparativa de resultados analíticos a través de un modelamiento numérico para los asentamientos de una presa de geometría conocida, a fin de determinar cuál de los modelos constitutivos se acerca más a las estimaciones de la teoría clásica. Las consideraciones utilizadas en la comparativa son las siguientes:

1. Dimensiones: el terraplén tiene una altura de 10 m; el suelo de fundación posee una potencia de 5 m y por debajo de este se encuentra una porción de roca de 20 m correspondiente andesita lixiviada.
2. Modelos constitutivos: se sometieron a pruebas 4 modelos constitutivos que pudieran replicar el comportamiento del suelo de fundación, estos son el modelo elástico, Soft soil, Cam Clay Modificado y el modelo Hardening soil. Los resultados de estas modelaciones se compararon con el cálculo analítico bajo las mismas condiciones de dimensionamiento y la condición de saturación del suelo de fundación.

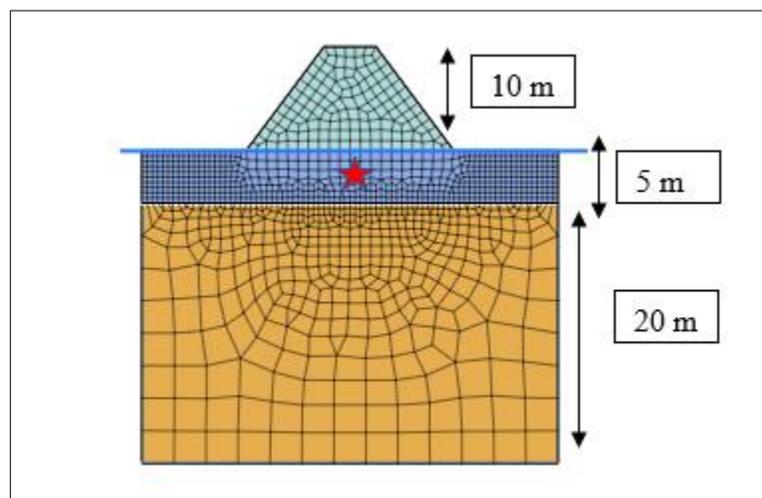


Figura 4.18. Dimensiones de la geometría de la zona de simulación.

### 3. Cálculos de asentamientos totales mediante modelamiento numérico:

Se modeló el caso de estudio a través de los 4 modelos constitutivos mencionados anteriormente con el fin de identificar el modelo que mejor represente el comportamiento del suelo de fundación y los resultados fueron los siguientes:

Tabla 4.11. Valores de los parámetros utilizados en la modelación numérica obtenidos del levantamiento de información, literatura y caracterización de los materiales.

| <b>Parámetros</b> | <b>Suelo de fundación</b> | <b>Empréstito (presa)</b> | <b>Unidades</b>   | <b>Modelo que lo requiere</b> |
|-------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------|-------------------------------|
| E'                | 18000                     | 20500                     | kPa               | MCC, MSS, ME                  |
| $\nu'$            | 0,3                       | 0,25                      | [-]               | MCC, MSS, ME, MHS             |
| $K_0$             | 0,428                     | 0,333                     | [-]               | MCC, MSS, ME, MHS             |
| $e_0$             | 0,584                     | 0,444                     | [-]               | MCC, MSS, ME, MHS             |
| $\Upsilon$        | 18                        | 19                        | kN/m <sup>3</sup> | MCC, MSS, ME, MHS             |
| OCR               | 2,8                       | 5,1 – Referencia          | [-]               | MCC, MSS                      |
| $\lambda$         | 0,1221                    | -                         | [-]               | MCC, MSS                      |
| $\kappa$          | 0,0079                    | -                         | [-]               | MCC, MSS                      |
| M                 | 1,07                      | -                         | [-]               | MCC, MSS                      |
| $\sigma_c'$       | 50                        | 48 – Referencia           | kPa               | MCC, MSS                      |
| $c'$              | 32                        | 21                        | kPa               | MHS, MSS                      |
| $\phi'$           | 27                        | 23                        | °                 | MHS, MSS                      |
| $\kappa$          | $4,6 \times 10^{-6}$      | $4,0 \times 10^{-6}$      | m/s               | MCC, MSS, ME, MHS             |
| Eref50            | 6000                      | 7000                      | kPa               | MHS                           |

|              |                   |                   |     |     |
|--------------|-------------------|-------------------|-----|-----|
| Erefoed      | 3000              | 3500              | kPa | MHS |
| m            | 1                 | 1                 | [-] | MHS |
| Erefur       | 18000             | 20500             | kPa | MHS |
| rf           | 0,9 (por defecto) | 0,9 (por defecto) | [-] | MHS |
| $\sigma$ ref | 100 (por defecto) | 100 (por defecto) | kPa | MHS |

Nota: MCC – Modelo Cam Clay Modificado; MHS – Modelo Hardening Soil; ME – Modelo Elástico Lineal; MSS – Modelo Soft Soil.

La Tabla 4.11 representa un conjunto de parámetros que son requeridos para la modelación numérica. La mayoría de estos son compartidos entre modelos, a diferencia del modelo constitutivo Hardening Soil el cual posee parámetros únicos.

- MIDAS GTS NX

Los resultados del modelamiento del software MIDAS GTS NX son los siguientes:

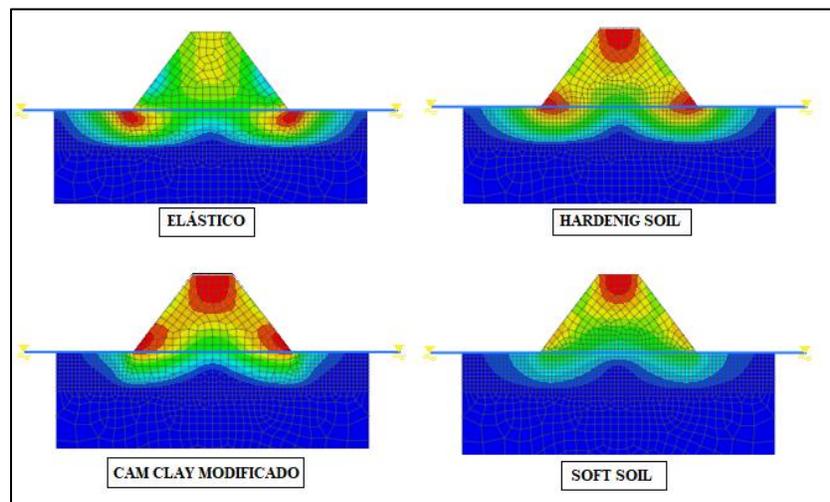


Figura 4.19. Asentamientos a través de modelamiento en MIDAS GTS NX.

- SIGMA / W

Los resultados del modelamiento del software SIGMA / W son los siguientes:

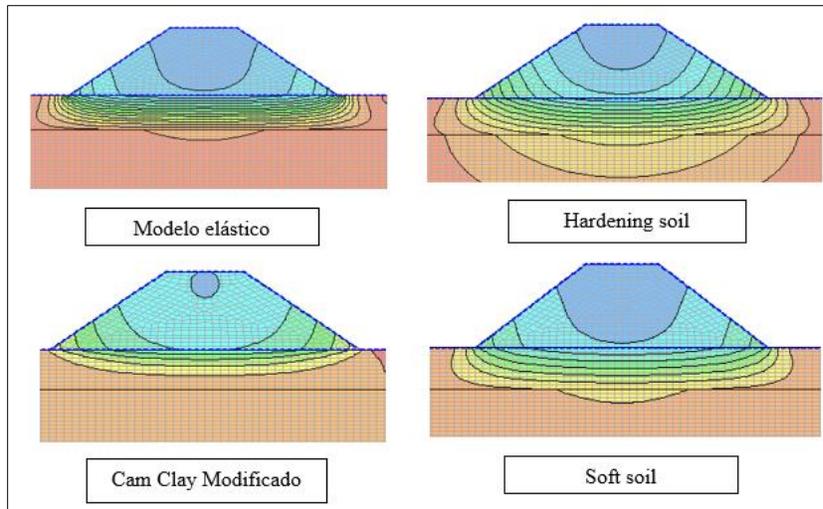


Figura 4.20. Asentamientos a través de modelamiento en SIGMA/W.

Tabla 4.12. Tabla comparativa de métodos de cálculo de asentamientos del caso en estudio.

| Herramientas | Modelos constitutivos |                |                     |           |
|--------------|-----------------------|----------------|---------------------|-----------|
|              | Elástico              | Hardening soil | Cam Clay Modificado | Soft soil |
| MIDAS NTS GX | 0,123                 | 0,162          | 0,282               | 0,008     |
| SIGMA/W      | 0,1 - 0,15            | 0,15           | 0,25 – 0,3          | 0,01      |
| Analítica    | 0,27                  |                |                     |           |

El cálculo de asentamientos totales mediante la herramienta analítica se puede apreciar en el anexo *Estimación analítica de asentamientos totales*.

Finalmente, se establece que el modelo que mejor representa el comportamiento del suelo de fundación corresponde al modelo constitutivo Cam Clay Modificado (MCC).

### 4.3. Modelamiento del embalse de relaves Mina Chépica

A continuación, se presentan los parámetros requeridos para el modelamiento numérico en ambos softwares, determinados en los anexos *Determinación del coeficiente de consolidación; Determinación del módulo de elasticidad para materiales del sitio en estudio*, además de otros parámetros obtenidos de estudios previos en la zona (Guajardo, 2020):

Tabla 4.13. Parámetros del suelo de fundación, modelo Cam Clay Modificado.

| Parámetros    | Suelo de fundación   | Unidades          |
|---------------|----------------------|-------------------|
| E'            | 18000                | kPa               |
| $\nu'$        | 0,3                  | [-]               |
| $K_0$         | 0,428                | [-]               |
| $e_0$         | 0,584                | [-]               |
| $\Upsilon$    | 18                   | kN/m <sup>3</sup> |
| OCR           | 2,8                  | [-]               |
| $\lambda$     | 0,1221               | [-]               |
| $\kappa$      | 0,0079               | [-]               |
| M             | 1,07                 | [-]               |
| $\sigma_{c'}$ | 50                   | kPa               |
| $c'$          | 35                   | kPa               |
| $\phi'$       | 27                   | °                 |
| $\kappa$      | $4,6 \times 10^{-6}$ | m/s               |

Tabla 4.14. Parámetros de las etapas constructivas de la presa, Hardening Soil.

| Parámetros | Muro 1era etapa      | Muro 2da etapa       | Unidades          |
|------------|----------------------|----------------------|-------------------|
| E'         | 20100                | 20500                | kPa               |
| $\nu'$     | 0,25                 | 0,26                 | [-]               |
| $K_0$      | 0,333                | 0,333                | [-]               |
| $e_0$      | 0,502                | 0,444                | [-]               |
| $\Upsilon$ | 19                   | 19                   | kN/m <sup>3</sup> |
| $\kappa$   | $2,5 \times 10^{-6}$ | $4,0 \times 10^{-6}$ | m/s               |
| $c'$       | 21                   | 21                   | kPa               |
| $\phi'$    | 23                   | 23                   | °                 |
| Eref50     | 6700                 | 6840                 | kPa               |
| Erefoed    | 3350                 | 3420                 | kPa               |
| m          | 1                    | 1                    | [-]               |

|              |                   |                   |     |
|--------------|-------------------|-------------------|-----|
| Erefur       | 20100             | 20500             | kPa |
| rf           | 0,9 (por defecto) | 0,9 (por defecto) | [-] |
| $\sigma$ ref | 100 (por defecto) | 100 (por defecto) | kPa |

Tabla 4.15. Parámetros del material de relaves, Hardening Soil.

| Parámetros   | Relave 1era etapa    | Relave 2da etapa     | Unidades          |
|--------------|----------------------|----------------------|-------------------|
| E'           | 7115                 | 4370                 | kPa               |
| $\nu'$       | 0,45                 | 0,45                 | [-]               |
| $K_0$        | 0,818                | 0,818                | [-]               |
| $e_0$        | 0,634                | 0,615                | [-]               |
| $\gamma$     | 14                   | 14                   | kN/m <sup>3</sup> |
| $K$          | $2,7 \times 10^{-5}$ | $2,9 \times 10^{-5}$ | m/s               |
| $c'$         | 0,12                 | 0,12                 | kPa               |
| $\phi'$      | 0                    | 0                    | °                 |
| Eref50       | 2370                 | 1457                 | kPa               |
| Erefoed      | 1185                 | 800                  | kPa               |
| M            | 1                    | 1                    | [-]               |
| Erefur       | 7115                 | 4370                 | kPa               |
| Rf           | 0,9 (por defecto)    | 0,9 (por defecto)    | [-]               |
| $\sigma$ ref | 100 (por defecto)    | 100 (por defecto)    | kPa               |

Tabla 4.16. Parámetros de la roca bajo el suelo de fundación, modelo Elástico.

| Parámetros | Andesita lixiviada | Unidades          |
|------------|--------------------|-------------------|
| E'         | 80000              | kPa               |
| $\nu'$     | 0,15               | [-]               |
| $K_0$      | 0,176              | [-]               |
| $e_0$      | -                  | [-]               |
| $\gamma$   | 27                 | kN/m <sup>3</sup> |

|     |                       |     |
|-----|-----------------------|-----|
| $K$ | $3,03 \times 10^{-7}$ | m/s |
|-----|-----------------------|-----|

Para la modelación es necesario especificar que el nivel freático se encuentra por debajo del embalse de relaves aproximadamente a 2 metros de profundidad del suelo de fundación producto de las altas pendientes naturales hacia aguas abajo y las diferencias poco significativas en la permeabilidad de los materiales que componen el depósito de relaves (Díaz, 2019).

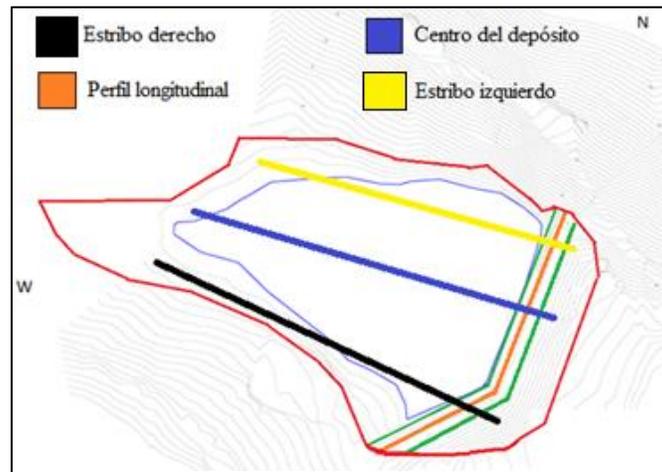


Figura 4.21. Perfiles del embalse de relaves Mina Chépica.

#### 4.3.1. Perfiles transversales MIDAS GTS NX

Luego de la simulación comparativa, (la cual arrojó como resultado que el modelo constitutivo que mejor reproduce el comportamiento del suelo de fundación) se procedió a la modelación de las dimensiones reales del depósito de relaves de Mina Chépica en las etapas constructivas que fueron descritas anteriormente. En primer lugar, se analizaron los desplazamientos verticales de los 3 perfiles transversales equivalentes a los 2 estribos y la parte central del depósito de relaves en donde existe una variación de la potencia del suelo de fundación, la cual varía desde los 13 m a 1,5 m aproximadamente.

1. Primera etapa de la presa:

En la presente etapa se toma en consideración un período de 6 años desde la puesta en marcha de esta estructura, es decir, desde el año 2008 al año 2013 donde el muro alcanza una elevación de 5 metros aproximadamente, en función de la cantidad de sustancias de desechos

provenientes de los procesos de concentración de los minerales que se trabajan en la Mina Chépica.

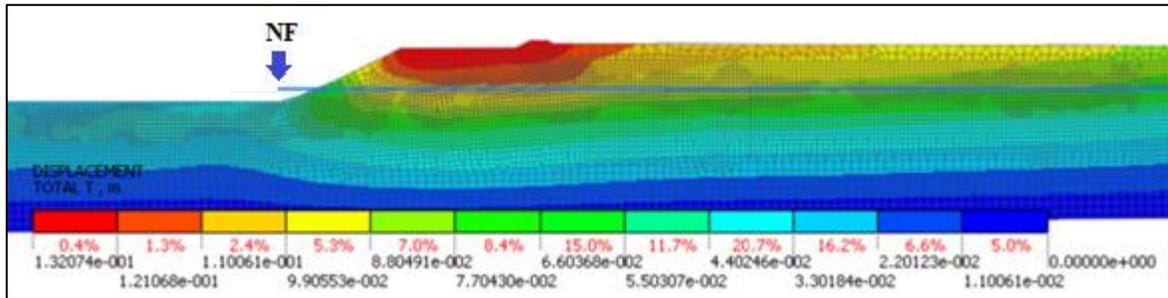


Figura 4.22. Perfil transversal 1era etapa correspondiente al estribo derecho del depósito de relaves MIDAS GTS NX.

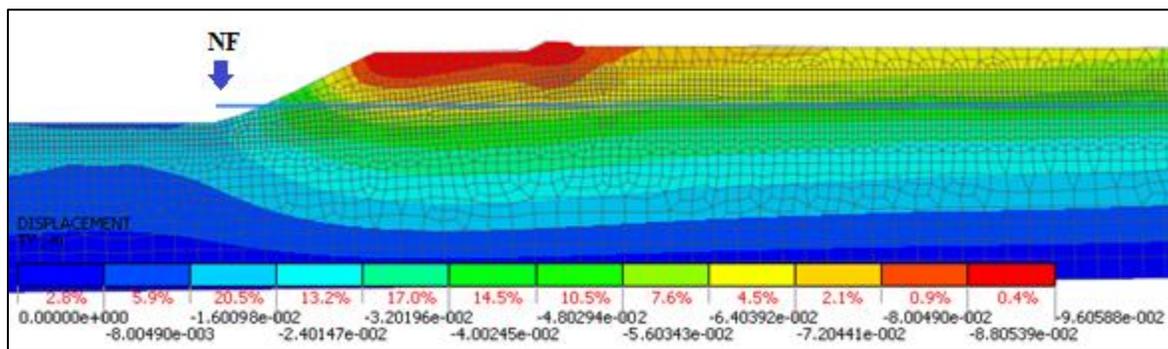


Figura 4.23. Perfil transversal 1era etapa correspondiente al centro del depósito de relaves MIDAS GTS NX.

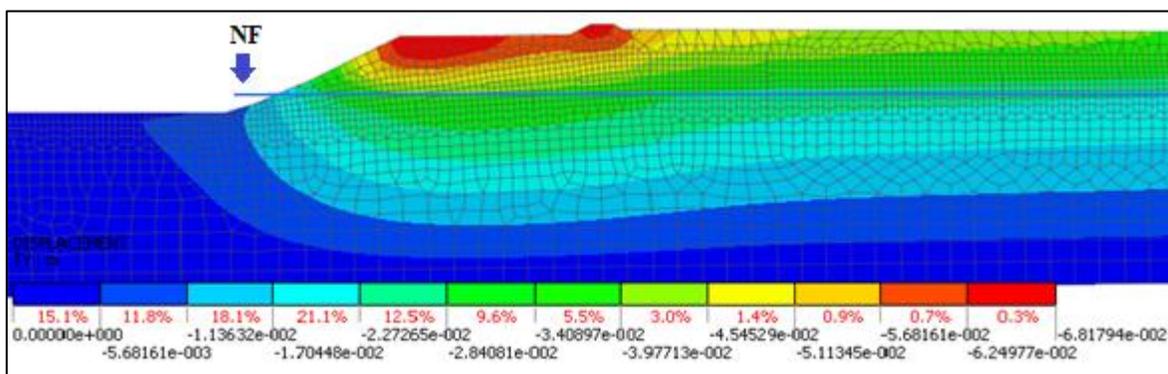


Figura 4.24. Perfil transversal 1era etapa correspondiente al estribo izquierdo del depósito de relaves MIDAS GTS NX.

2. Segunda etapa de la presa:

En la presente etapa nuevamente se toma en consideración un período de 6 años, posteriores a la 1era etapa la presa, es decir, desde el año 2014 al año 2019 donde la presa finalmente alcanza una elevación total de 10 metros aproximadamente.

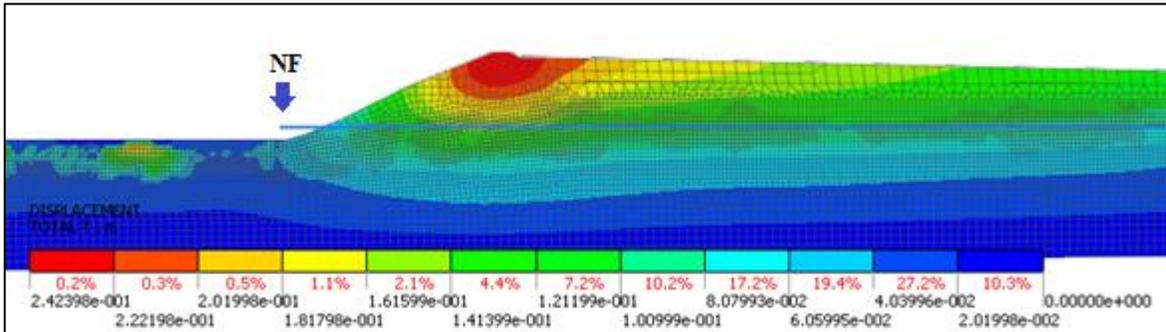


Figura 4.25. Perfil transversal 2da etapa correspondiente al estribo derecho del depósito de relaves MIDAS GTS NX.

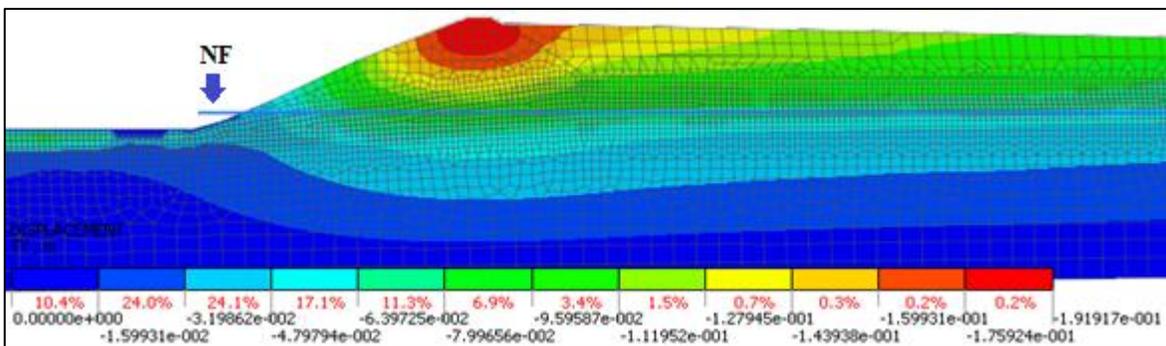


Figura 4.26. Perfil transversal 2da etapa correspondiente al centro del depósito de relaves MIDAS GTS NX.

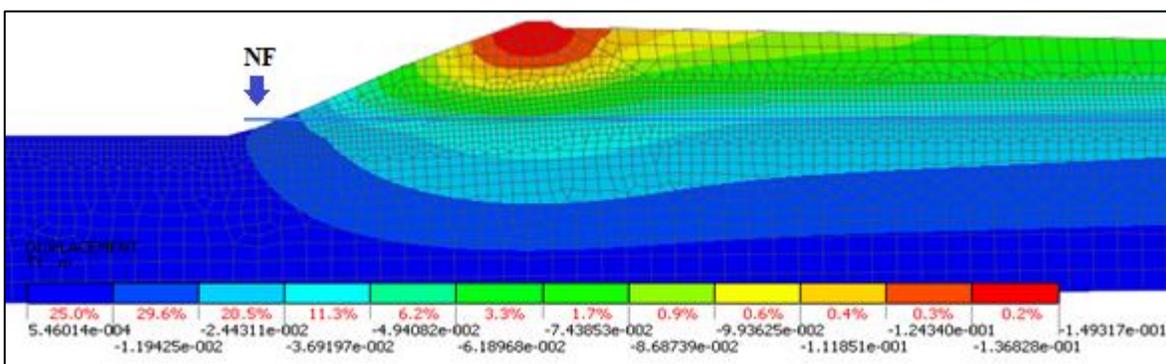


Figura 4.27. Perfil transversal 2da etapa correspondiente al estribo izquierdo del depósito de relaves MIDAS GTS NX.

3. Etapa final del modelamiento:

Esta etapa comprende un tiempo de 10 años (2020 - 2029) después del término de la segunda etapa de funcionamiento del depósito de relaves, sin embargo, no existió una nueva elevación del muro, más bien ahora se evalúa el desplazamiento vertical provocado por la permanencia del relave en dicha locación, más bien el desplazamiento generado por un acomodamiento del esqueleto del suelo de fundación.

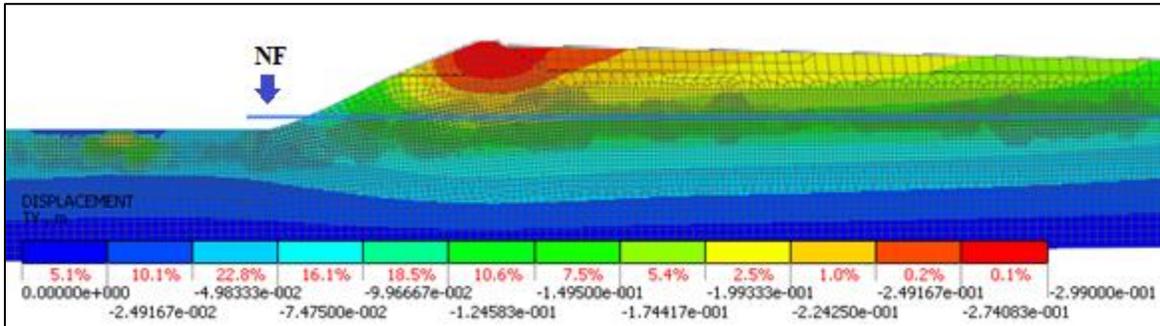


Figura 4.28. Perfil transversal etapa final correspondiente al estribo derecho del depósito de relaves MIDAS GTS NX.

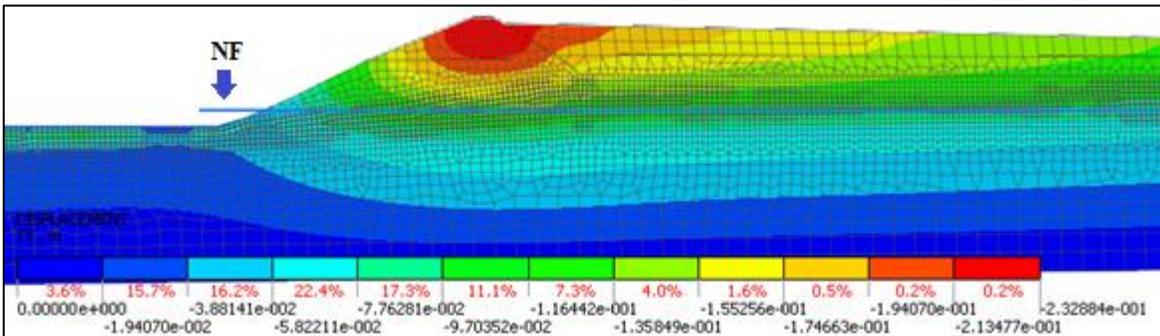


Figura 4.29. Perfil transversal etapa final correspondiente al centro del depósito de relaves MIDAS GTS NX.

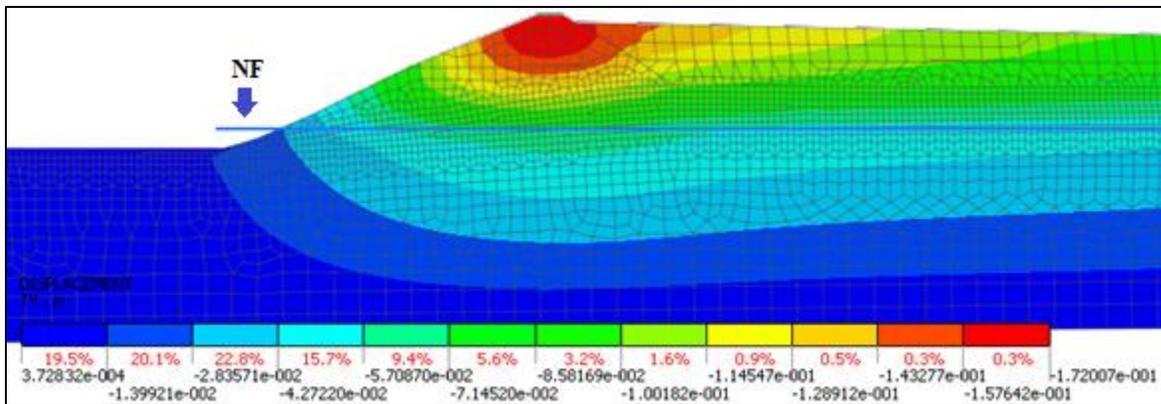


Figura 4.30. Perfil transversal etapa final correspondiente al estribo izquierdo del depósito de relaves MIDAS GTS NX.

Finalmente, es necesario mencionar que para cada perfil transversal se realizó un análisis de una serie de nodos (puntos) con el fin de obtener variados puntos de comparación en relación con el desplazamiento vertical de estos bajo la presa del depósito de relaves entre los años 2008 – 2029.

A continuación, se presenta la localización de los nodos seleccionados bajo la presa para la determinación de la magnitud de los asentamientos en el suelo de fundación en dicha zona:

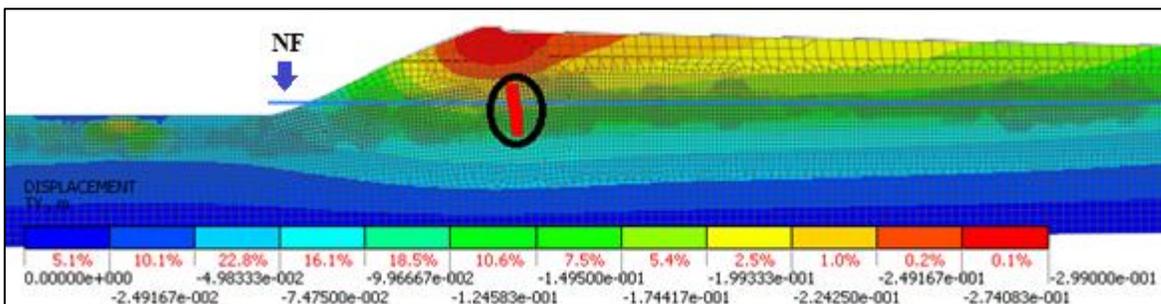


Figura 4.31. Nodos seleccionados para la estimación de desplazamiento vertical estribo derecho, MIDAS GTS NX.

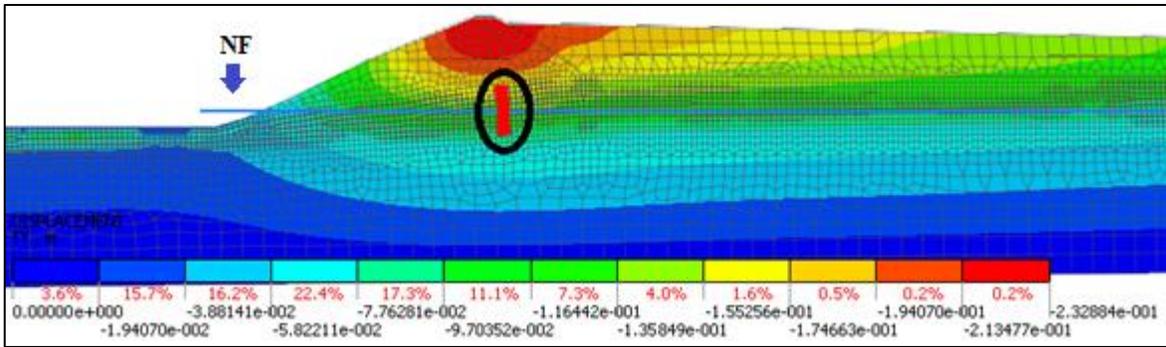


Figura 4.32. Nodos seleccionados para la estimación de desplazamiento vertical centro del depósito, MIDAS GTS NX.

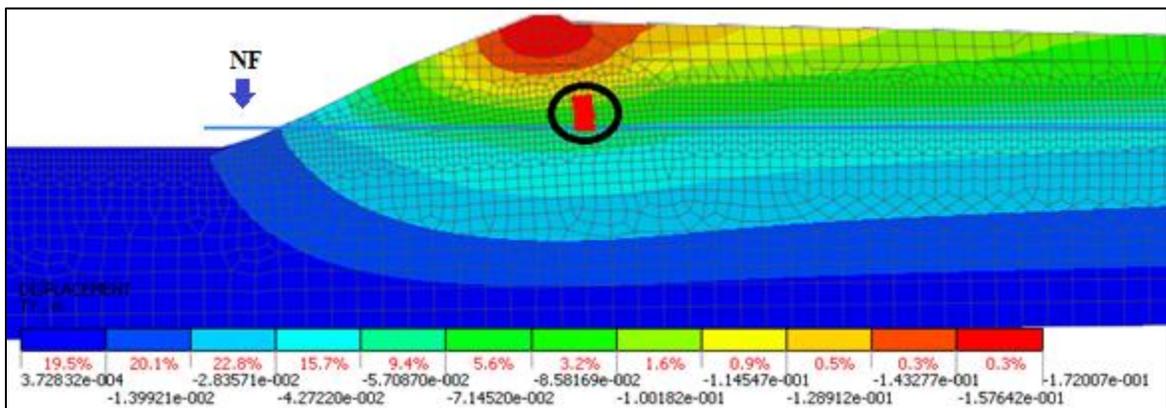


Figura 4.33. Nodos seleccionados para la estimación de desplazamiento vertical estribo izquierdo, MIDAS GTS NX.

Los resultados del desplazamiento vertical de los perfiles transversales del depósito de relaves de la Mina Chépica se pueden ver en Tabla 4.17:

Tabla 4.17. Desplazamiento vertical del depósito de relaves en los perfiles transversales del depósito de relaves Mina Chépica, MIDAS GTS NX.

| Desplazamiento vertical acumulado perfiles transversales (m) |                   |                       |                       |                       |
|--|-------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Tiempo (años)  | Etapas            | Estribo derecho       | Centro del depósito   | Estribo izquierdo     |
|  |                   | Promedio de nodos (m) | Promedio de nodos (m) | Promedio de nodos (m) |
| 0  | Condición inicial | 0,0                   | 0,0                   | 0,0                   |

|    |             |        |        |        |
|----|-------------|--------|--------|--------|
| 1  | 1era etapa  | -0,015 | -0,011 | -0,007 |
| 2  | 1era etapa  | -0,031 | -0,021 | -0,014 |
| 3  | 1era etapa  | -0,046 | -0,032 | -0,021 |
| 4  | 1era etapa  | -0,062 | -0,042 | -0,028 |
| 5  | 1era etapa  | -0,077 | -0,052 | -0,035 |
| 6  | 1era etapa  | -0,093 | -0,063 | -0,042 |
| 7  | 2da etapa   | -0,098 | -0,067 | -0,047 |
| 8  | 2da etapa   | -0,102 | -0,072 | -0,051 |
| 9  | 2da etapa   | -0,108 | -0,076 | -0,055 |
| 10 | 2da etapa   | -0,113 | -0,081 | -0,06  |
| 11 | 2da etapa   | -0,118 | -0,085 | -0,064 |
| 12 | 2da etapa   | -0,123 | -0,089 | -0,069 |
| 22 | Etapa final | -0,176 | -0,131 | -0,09  |

Estos resultados se pueden observar gráficamente en la Figura 4.34:

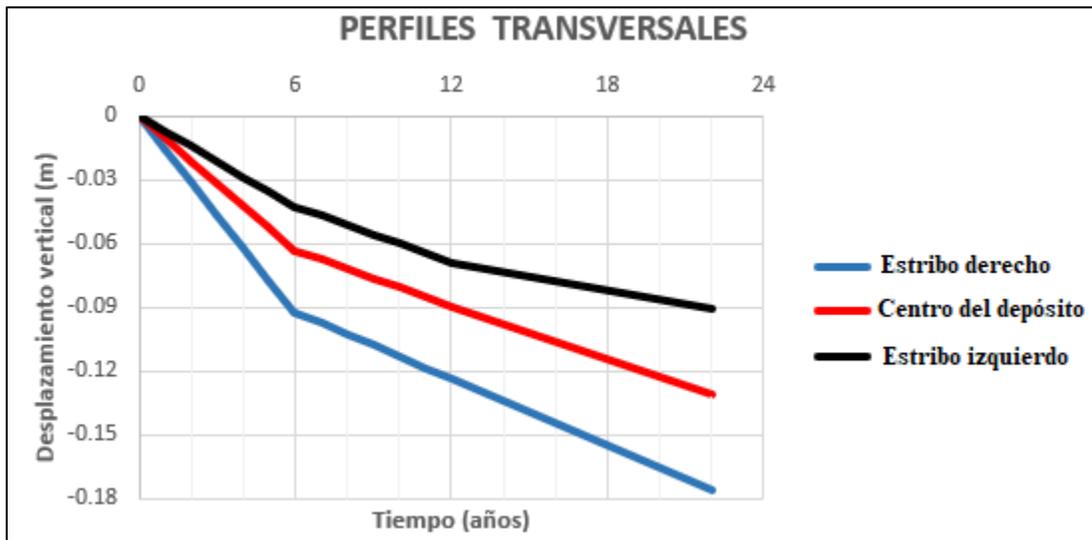


Figura 4.34. Gráfica de asentamientos de los perfiles transversales en todas las etapas del depósito de relaves Mina Chépica, MIDAS GTS NX.

Se puede observar que existe un mayor desplazamiento vertical del suelo de fundación en el estribo derecho del depósito de relaves, debido a que esa zona posee una mayor potencia o

espesor, aproximadamente de 13 metros, es por lo mismo que la zona del estribo izquierdo posee un menor grado de desplazamiento, todo en función de la potencia del estrato.

Como análisis de la modelación de los perfiles transversales se puede establecer que no existen mayores diferencias entre estos en las zonas en estudio, dichos resultados reflejan un mayor grado de asentamiento en la zona del estribo derecho, decreciendo la magnitud de estos a medidas que se acercan a la zona del estribo izquierdo, justificado por la disminución en el espesor del estrato del suelo de fundación en esa dirección, alcanzando un máximo de - 0,17 metros en promedio (estribo derecho) y un mínimo de - 0,09 metros en promedio (estribo izquierdo) al termino de las etapa final del modelamiento (año 2029).

Si bien existen diferencias en la magnitud del fenómeno de consolidación entre los estribos y el centro del depósito, estas son diferencias milimétricas, pero que sin duda pueden ocasionar algún deterioro en la presa el embalse de relaves. Dicha problemática podría asociarse a la aparición de grietas dentro de la presa del embalse, creando un potencial problema a largo plazo, ya que en algunos casos estas grietas suelen propagarse por todo el cuerpo de la presa generando problemas de inestabilidad en la misma.

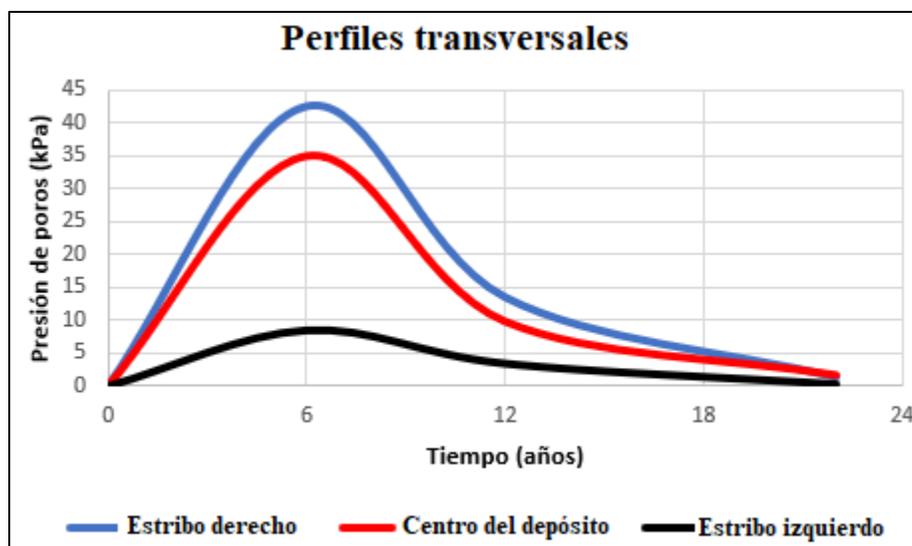


Figura 4.35. Gráfica de la presión de poros de los perfiles transversales en todas las etapas del depósito de relaves Mina Chépica, MIDAS GTS NX.

En la Figura 4.35 se puede apreciar un aumento en la presión de poros provocado por el comienzo de la primera etapa constructiva de la presa hasta el séptimo año de su

funcionamiento (fines del año 2014), dicho aumento se convierte progresivamente en esfuerzo efectivo por la expulsión del agua desde el suelo de fundación transfiriendo la carga soportada por el agua al esqueleto del suelo posterior al año 2019 donde la presión de poros alcanza valores mínimos, dándole paso al comportamiento plástico del suelo de fundación (consolidación secundaria). Los puntos (nodos) en estudio para determinar la presión de poros en cada perfil transversal son los mismos que se seleccionaron para la estimación de los asentamientos en dichos perfiles.

#### 4.3.2. Perfil longitudinal MIDAS GTS NX

En el siguiente apartado se procedió a la modelación del perfil longitudinal del depósito de relaves en las mismas etapas que en los perfiles transversales, es decir, primera etapa de construcción de la presa, segunda etapa de construcción de la presa y la etapa final correspondiente a una proyección en el tiempo de dicha estructura, sin considerar una elevación de la presa del depósito de relaves. En esta modelación se mantienen los tiempos que fueron considerados en la modelación de los perfiles transversales.

##### 1. Primera etapa de la presa:

En esta etapa se toma en consideración un período de 6 años desde la puesta en marcha de esta estructura, es decir, desde el año 2008 al año 2013 donde el muro alcanza una elevación de 5 m aproximadamente, en función de la cantidad de sustancias de desechos provenientes de los procesos de concentración de los minerales que se trabajan en la Mina Chépica.

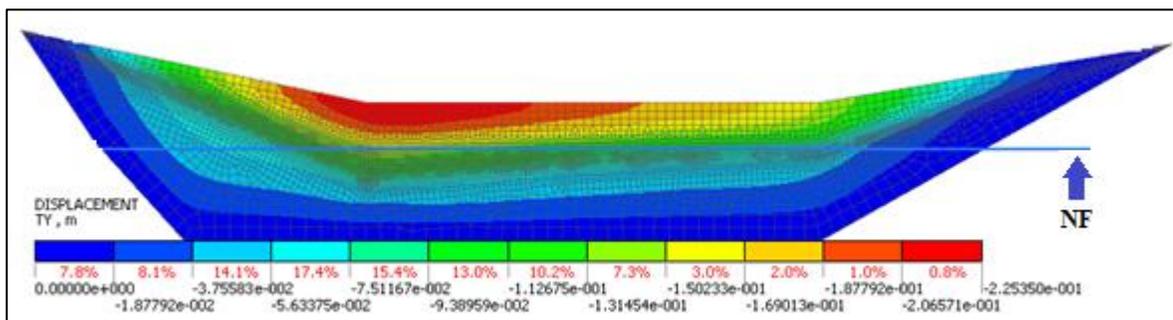


Figura 4.36. Perfil longitudinal correspondiente a la primera etapa del depósito de relaves, MIDAS GTS NX.

## 2. Segunda etapa de la presa:

En la presente etapa nuevamente se toma en consideración un período de 6 años, pero esta vez es desde el tiempo en que termina la primera etapa de esta estructura, es decir, desde el año 2014 al año 2019 donde el muro alcanza una elevación total de 10 metros aproximadamente.

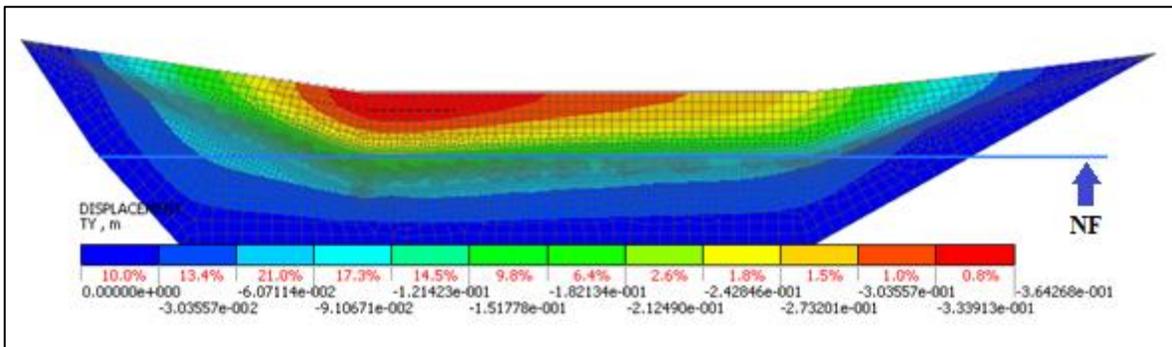


Figura 4.37. Perfil longitudinal correspondiente a la segunda etapa del depósito de relaves, MIDAS GTS NX.

## 3. Etapa final del modelamiento:

Esta etapa comprende un tiempo de 10 años (2020 - 2029) después del término de la segunda etapa de funcionamiento del depósito de relaves, sin embargo, no existió una nueva elevación de la presa, más bien ahora se evalúa el desplazamiento vertical provocado por la permanencia del embalse en dicha locación, desplazamiento generado por un acomodamiento del esqueleto del suelo de fundación.

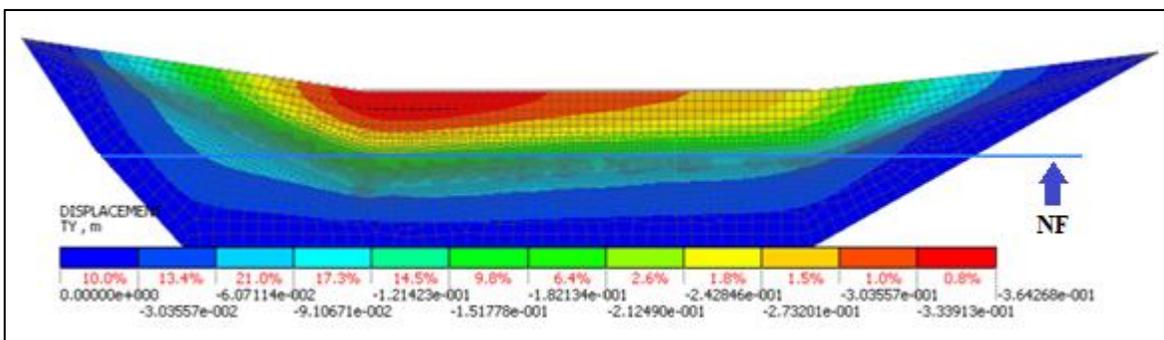


Figura 4.38. Perfil longitudinal correspondiente a la etapa final del depósito de relaves, MIDAS GTS NX.

Finalmente, es necesario mencionar que, para el perfil longitudinal en todas sus etapas constructivas, se realizó un análisis de una serie de nodos (puntos) con el fin de obtener variados puntos de comparación en relación con el desplazamiento vertical de estos bajo la presa del depósito de relaves entre los años 2008 – 2029.

A continuación, se presenta la localización de los nodos seleccionados bajo la presa para la determinación de la magnitud de los asentamientos en el suelo de fundación en dicha zona:

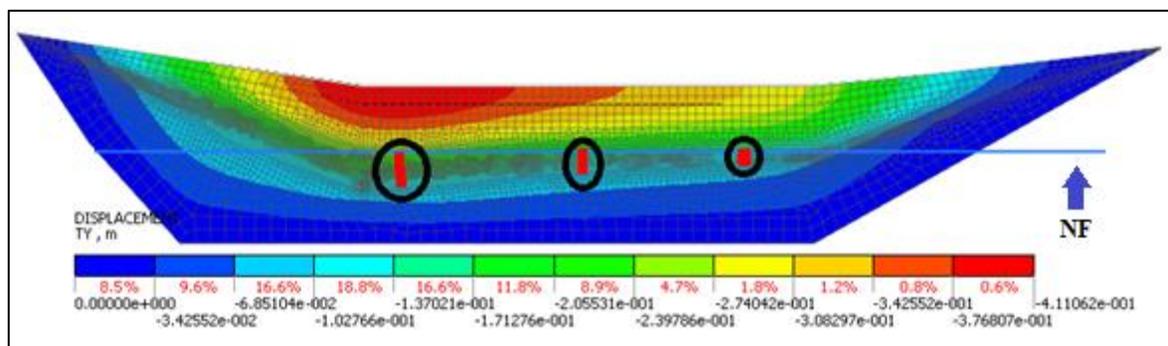


Figura 4.39. Nodos seleccionados para la estimación de desplazamiento vertical del perfil longitudinal, MIDAS GTS NX.

Los resultados del desplazamiento vertical del perfil longitudinal del depósito de relaves de la Mina Chépica en todas sus etapas constructivas se pueden ver en Tabla 4.18:

Tabla 4.18. Desplazamiento vertical del depósito de relaves en el perfil longitudinal del depósito de relaves Mina Chépica, MIDAS GTS NX.

| Desplazamiento vertical acumulado perfil longitudinal (m) |                   |                       |                       |                       |
|---|-------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Tiempo (años)   | Etapas            | Estribo derecho       | Centro del depósito   | Estribo izquierdo     |
|   |                   | Promedio de nodos (m) | Promedio de nodos (m) | Promedio de nodos (m) |
| 0   | Condición inicial | 0,0                   | 0,0                   | 0,0                   |
| 1   | 1era etapa        | -0,017                | -0,015                | -0,012                |
| 2   | 1era etapa        | -0,034                | -0,03                 | -0,024                |
| 3   | 1era etapa        | -0,051                | -0,044                | -0,036                |

|    |             |        |        |        |
|----|-------------|--------|--------|--------|
| 4  | 1era etapa  | -0,068 | -0,059 | -0,048 |
| 5  | 1era etapa  | -0,086 | -0,074 | -0,06  |
| 6  | 1era etapa  | -0,103 | -0,089 | -0,072 |
| 7  | 2da etapa   | -0,107 | -0,093 | -0,076 |
| 8  | 2da etapa   | -0,112 | -0,098 | -0,08  |
| 9  | 2da etapa   | -0,117 | -0,102 | -0,083 |
| 10 | 2da etapa   | -0,122 | -0,107 | -0,087 |
| 11 | 2da etapa   | -0,128 | -0,112 | -0,091 |
| 12 | 2da etapa   | -0,133 | -0,116 | -0,095 |
| 22 | Etapa final | -0,173 | -0,144 | -0,112 |

Estos resultados se pueden observar gráficamente en la Figura 4.40:

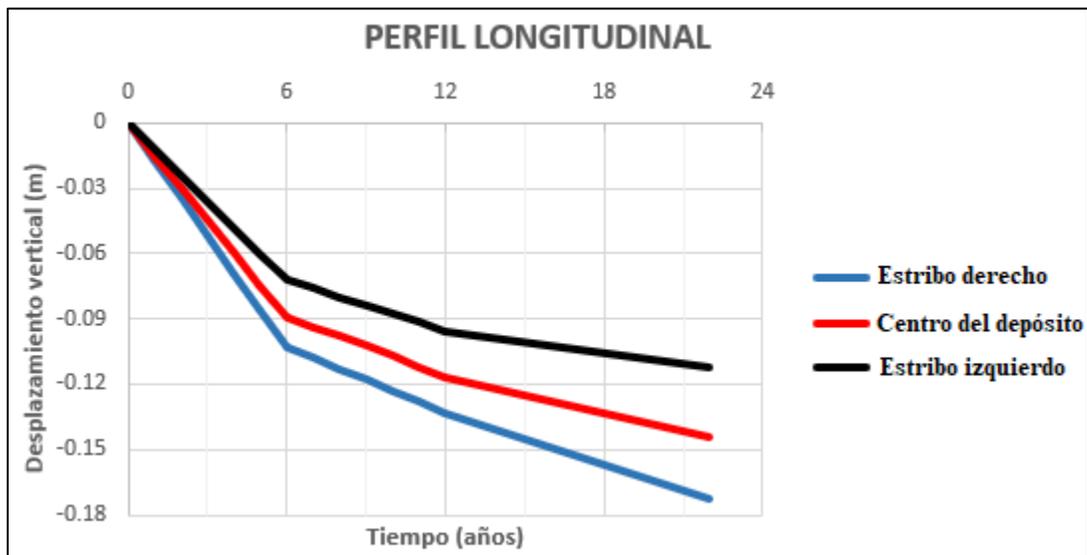


Figura 4.40. Gráfica de asentamientos del perfil longitudinal en todas las etapas del depósito de relaves Mina Chépica, MIDAS GTS NX.

Al igual que los resultados del desplazamiento vertical de los perfiles transversales, se observa que existe un mayor desplazamiento vertical del suelo de fundación en el estribo derecho del depósito de relaves, debido a que esa zona posee una mayor potencia o espesor, aproximadamente de 13 metros, es por lo mismo que la zona del estribo izquierdo posee un menor grado de desplazamiento, todo en función de la potencia del estrato.

Además, se realiza una comparación entre perfiles, contrastando sus estribos en las diversas etapas constructivas del depósito de relaves Mina Chépica, es decir, comparar el estribo derecho del perfil transversal con el estribo derecho del perfil longitudinal (ambos perfiles respecto de la modelación en MIDAS GTS NX) y así con el centro del depósito y el estribo izquierdo evidenciándose diferencias milimétricas en Tabla 4.19, Tabla 4.20 y Tabla 4.21.

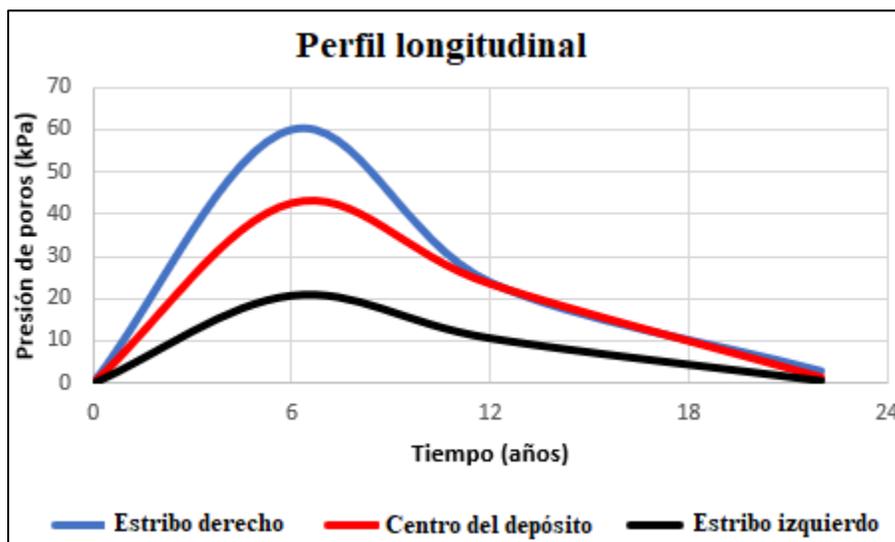


Figura 4.41. Gráfica de la presión de poros perfil longitudinal en todas las etapas del depósito de relaves Mina Chépica, MIDAS GTS NX.

En la Figura 4.41 se puede apreciar un aumento en la presión de poros provocado por el comienzo de la primera etapa constructiva de la presa hasta el séptimo año de funcionamiento (fines del año 2014), dicho aumento se convierte progresivamente en esfuerzo efectivo por la expulsión del agua desde el suelo de fundación transfiriendo la carga soportada por el agua al esqueleto del suelo posterior al año 2019, donde la presión de poros alcanza valores mínimos, dándole paso al comportamiento plástico del suelo de fundación (consolidación secundaria). Los puntos (nodos) en estudio para determinar la presión de poros en cada perfil transversal son los mismos que se seleccionaron para la estimación de los asentamientos en dichos perfiles.

Para contrastar la magnitud de los asentamientos en el depósito de relaves de la Mina Chépica se realizará una comparación entre los perfiles transversales y el perfil longitudinal en cada sitio de este; estribo derecho, centro del depósito y estribo izquierdo.

En primer lugar, se observa el análisis comparativo entre ambos perfiles del estribo derecho en la Tabla 4.19, donde la magnitud de los desplazamientos verticales es del mismo orden:

Tabla 4.19. Tabla comparativa del desplazamiento vertical entre perfiles para el estribo derecho.

| Desplazamiento vertical acumulado estribo derecho (m) |             |                       |                       |
|---|-------------|-----------------------|-----------------------|
| Tiempo (años)   | Etapas      | Perfil transversal    | Perfil longitudinal   |
|   |             | Promedio de nodos (m) | Promedio de nodos (m) |
| 6   | 1era etapa  | -0,092                | -0,095                |
| 12  | 2da etapa   | -0,123                | -0,121                |
| 22  | Etapa final | -0,176                | -0,16                 |

Gráficamente la magnitud de los desplazamientos se puede observar en la Figura 4.42 :



Figura 4.42. Gráfica comparativa de los asentamientos en el estribo derecho entre ambos perfiles, MIDAS GTS NX.

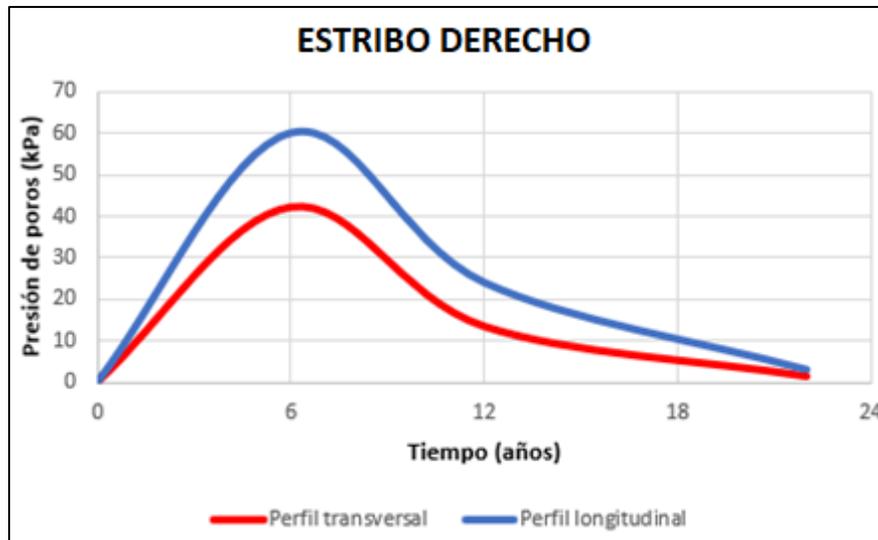


Figura 4.43. Gráfica comparativa de la presión de poros en el estribo derecho entre ambos perfiles, MIDAS GTS NX.

En la Figura 4.43 se pueden apreciar diferencias en el exceso de la presión de poros entre ambos perfiles, sin embargo, el comportamiento de la gráfica es el mismo. Se alcanzan los máximos valores de presión de poros en el séptimo año de funcionamiento de la presa para ambos perfiles y esta comienza a disiparse hacia el fin de las etapas constructivas del modelamiento (año 2029).

En segundo lugar, se observa el análisis comparativo entre ambos perfiles del centro del depósito en la Tabla 4.20, donde la magnitud de asentamientos presenta diferencias poco significativas:

Tabla 4.20. Tabla comparativa del desplazamiento vertical entre perfiles para el centro del depósito.

| Desplazamiento vertical acumulado centro del depósito (m) |              |                       |                       |
|---|--------------|-----------------------|-----------------------|
| Tiempo (años)   | Etapas       | Perfil transversal    | Perfil longitudinal   |
|   |              | Promedio de nodos (m) | Promedio de nodos (m) |
| 6   | 1era etapa   | -0,058                | -0,08                 |
| 12  | 2da etapa    | -0,078                | -0,101                |
| 22  | Etapas final | -0,11                 | -0,127                |

Gráficamente la magnitud de los desplazamientos se puede observar en la Figura 4.44:

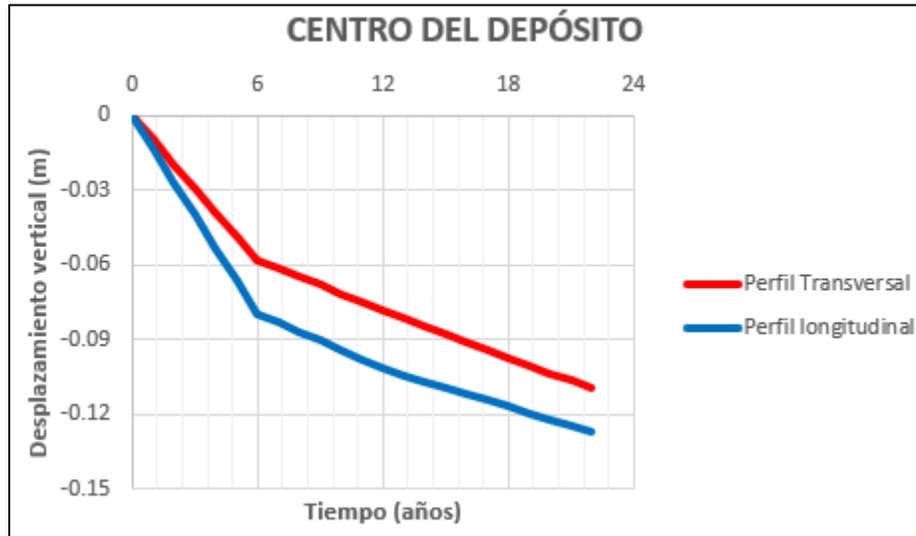


Figura 4.44. Gráfica comparativa de los asentamientos en el centro del depósito entre ambos perfiles, MIDAS GTS NX.

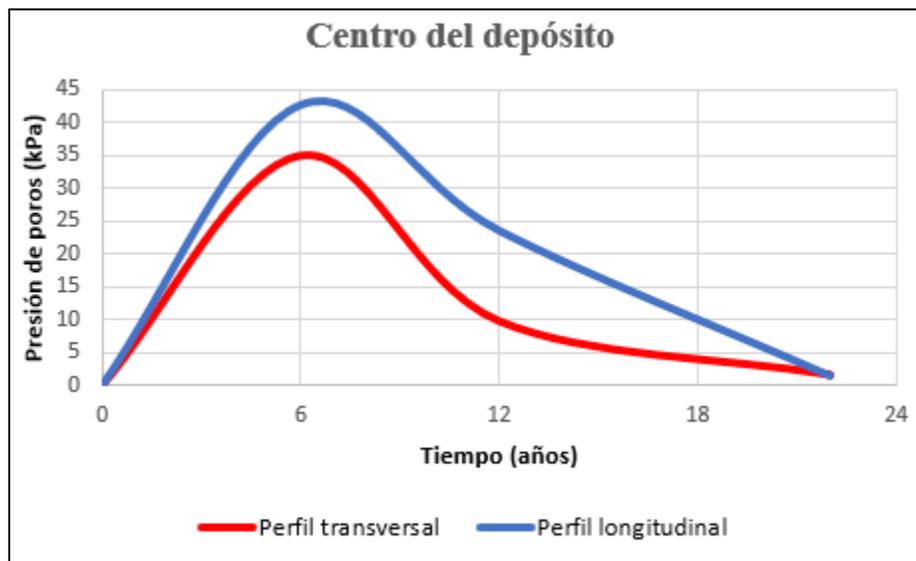


Figura 4.45. Gráfica comparativa de la presión de poros en el centro del depósito entre ambos perfiles, MIDAS GTS NX.

Al igual que en el caso del estribo derecho, podemos apreciar en la Figura 4.45 diferencias en el exceso de la presión de poros entre ambos perfiles, sin embargo, el comportamiento de la gráfica es el mismo. Se alcanzan los máximos valores de presión de poros en el séptimo

año de funcionamiento de la presa para ambos perfiles y esta comienza a disiparse hacia el fin de las etapas constructivas del modelamiento (año 2029).

Finalmente, se observa el análisis comparativo entre ambos perfiles del estribo izquierdo en la *Tabla 4.21*, donde la magnitud de asentamientos presenta diferencias poco significativas al igual que la comparación del centro del depósito:

Tabla 4.21. Tabla comparativa del desplazamiento vertical entre perfiles para el estribo izquierdo.

| Desplazamiento vertical acumulado estribo izquierdo (m) |             |                       |                       |
|---|-------------|-----------------------|-----------------------|
| Tiempo (años)   | Etapas      | Perfil transversal    | Perfil longitudinal   |
|   |             | Promedio de nodos (m) | Promedio de nodos (m) |
| 6   | 1era etapa  | -0,043                | -0,07                 |
| 12  | 2da etapa   | -0,07                 | -0,09                 |
| 22  | Etapa final | -0,09                 | -0,106                |

Gráficamente la magnitud de los desplazamientos se puede observar en la *Figura 4.46*:

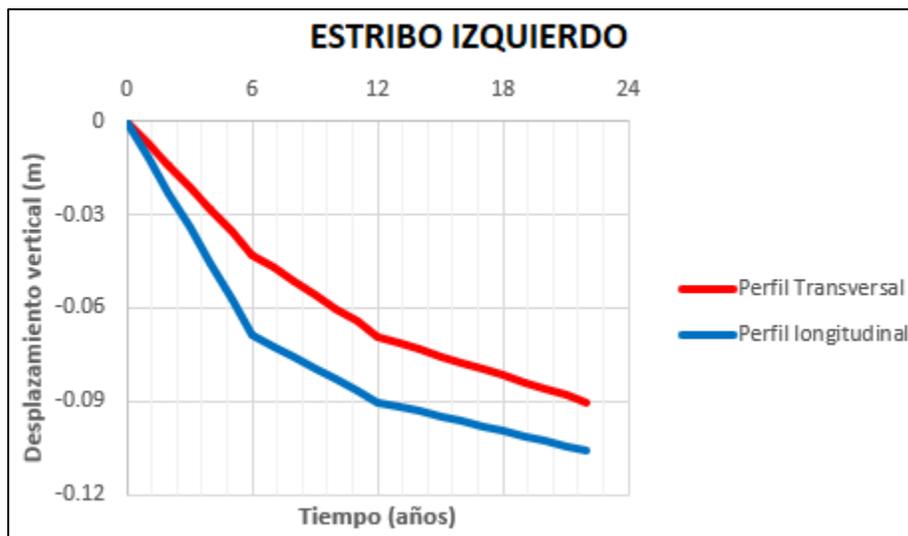


Figura 4.46. Gráfica comparativa de los asentamientos en el estribo izquierdo entre ambos perfiles, MIDAS GTS NX.

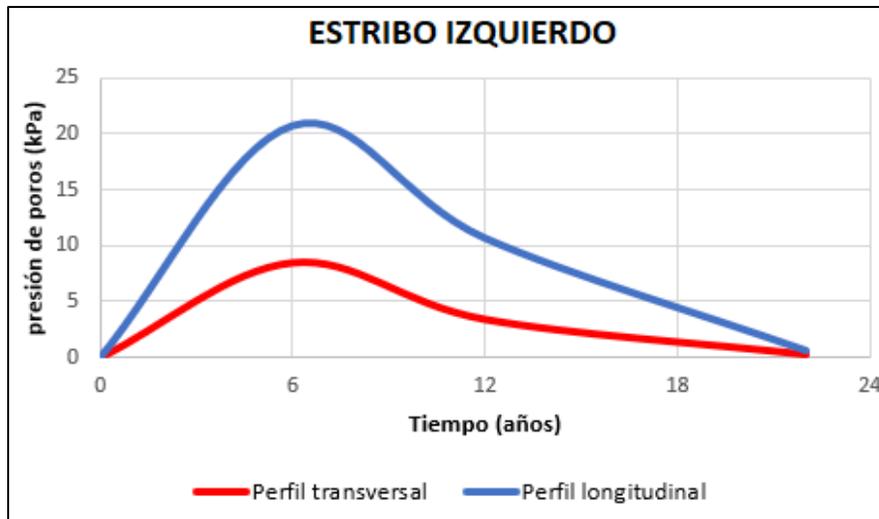


Figura 4.47. Gráfica comparativa de la presión de poros en el estribo izquierdo entre ambos perfiles, MIDAS GTS NX.

En la Figura 4.47 se pueden apreciar diferencias significativas en el estribo izquierdo para el exceso de la presión de poros entre ambos perfiles, sin embargo, el comportamiento de la gráfica es el mismo. Se alcanzan los máximos valores de presión de poros en el séptimo año de funcionamiento de la presa para ambos perfiles y esta comienza a disiparse hacia el fin de las etapas constructivas del modelamiento (año 2029).

Como análisis de la modelación del perfil longitudinal se puede establecer que no existen mayores diferencias entre los perfiles en las zonas en estudio, ambos modelamientos reflejan un mayor grado de asentamiento en la zona del estribo derecho, decreciendo la magnitud de estos a medidas que se acercan a la zona del estribo izquierdo, justificado por la disminución en el espesor del estrato del suelo de fundación en esa dirección, alcanzando un máximo de - 0,167 metros en promedio (estribo derecho) y un mínimo de - 0,098 metros en promedio (estribo izquierdo) al término de la etapa final del modelamiento (año 2029).

### 4.3.3. Perfiles transversales SIGMA/W

Para esta modelación también se recogen las conclusiones obtenidas del caso ficticio, es decir, el modelo constitutivo seleccionado para replicar el comportamiento real para el suelo de fundación es el modelo constitutivo Cam Clay Modificado. Se procedió a la modelación de las dimensiones reales del depósito de relaves de Mina Chépica en las etapas constructivas que fueron descritas anteriormente. En primer lugar, se analizaron los desplazamientos

verticales de los 3 perfiles transversales equivalentes a los 2 estribos y la parte central del depósito de relaves en donde existe una variación de la potencia del suelo de fundación, la cual varía desde los 13 m a 1.5 m aproximadamente.

1. Primera etapa de la presa:

En la presente etapa se toma en consideración un período de 6 años desde la puesta en marcha de esta estructura, es decir, desde el año 2008 al año 2013 donde el muro alcanza una elevación de 5 metros aproximadamente, dicho crecimiento se sustenta en función de la cantidad de sustancias de desechos provenientes de los procesos de concentración de los minerales que se trabajan en la Mina Chépica.

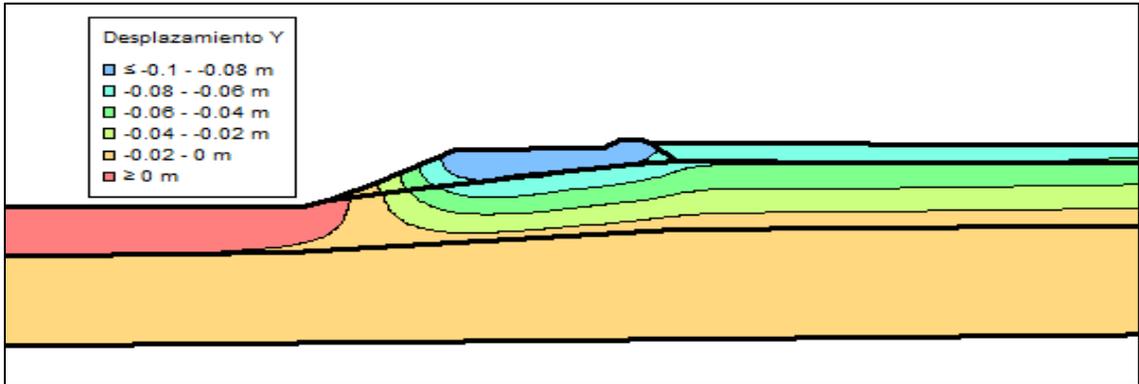


Figura 4.48. Perfil transversal 1era etapa correspondiente al estribo derecho del depósito de relaves SIGMA/W.

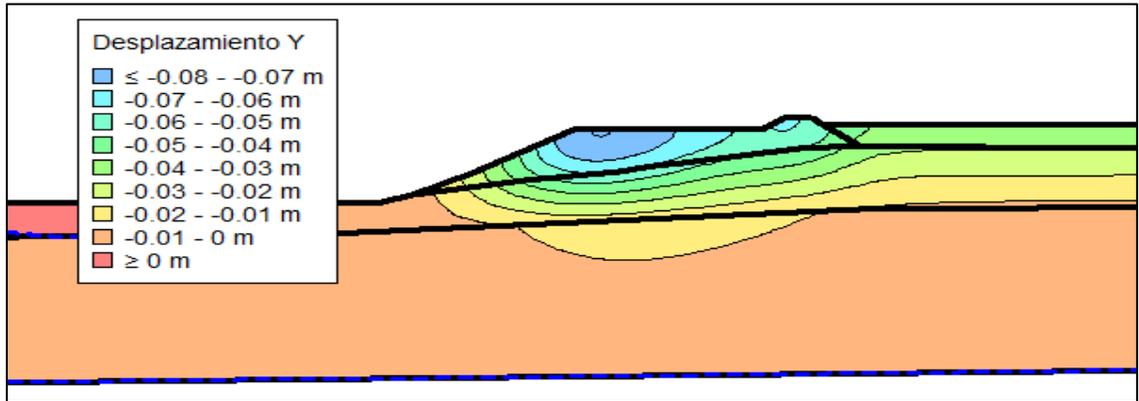


Figura 4.49. Perfil transversal 1era etapa correspondiente al centro del depósito de relaves SIGMA/W.

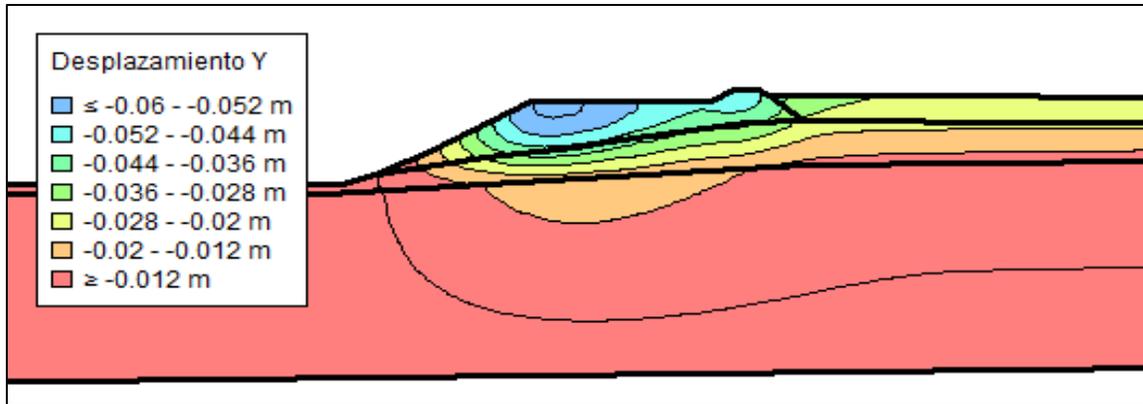


Figura 4.50. Perfil transversal 1era etapa correspondiente al estribo izquierdo del depósito de relaves SIGMA/W.

2. Segunda etapa de la presa:

En la presente etapa nuevamente se toma en consideración un período de 6 años, posteriores a la 1era etapa de la presa, es decir, desde el año 2014 al año 2019 donde la presa finalmente alcanza una elevación total de 10 metros aproximadamente.

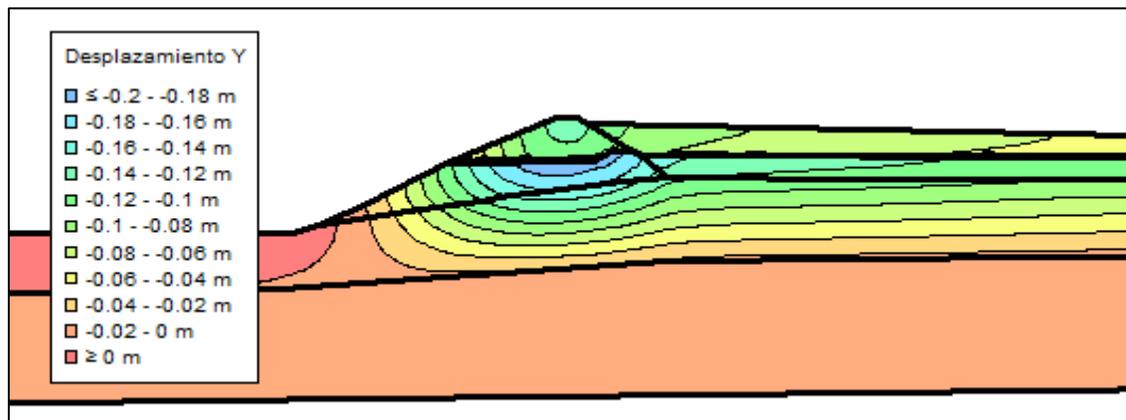


Figura 4.51. Perfil transversal 2da etapa correspondiente al estribo derecho del depósito de relaves SIGMA/W.

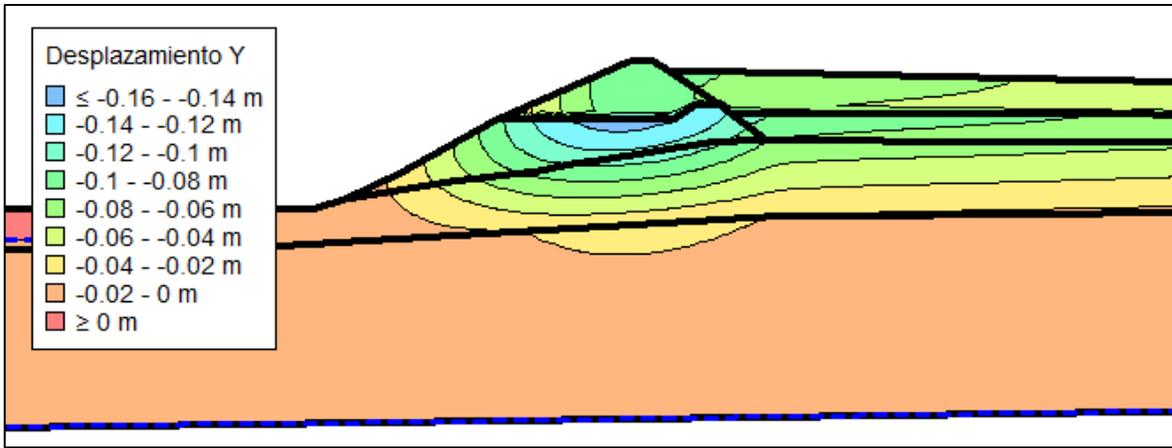


Figura 4.52. Perfil transversal 2da etapa correspondiente al centro del depósito de relaves SIGMA/W.

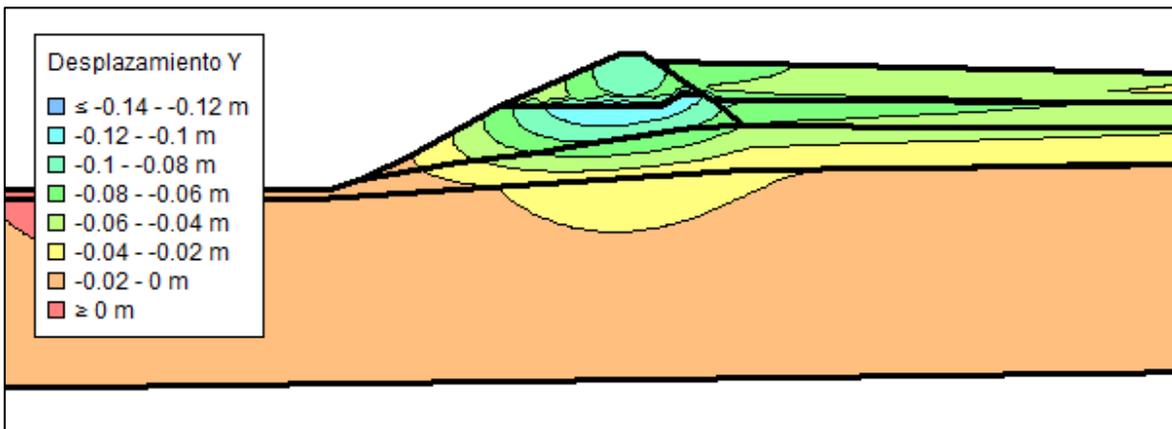


Figura 4.53. Perfil transversal 2da etapa correspondiente al estribo izquierdo del depósito de relaves SIGMA/W.

### 3. Etapa final del modelamiento:

Esta etapa comprende un tiempo de 10 años (2020 - 2029) después del término de la segunda etapa de funcionamiento del depósito de relaves, sin embargo, no existió una nueva elevación del muro, más bien ahora se evalúa el desplazamiento vertical provocado por la permanencia del relave en dicha locación, más bien el desplazamiento generado por un acomodamiento del esqueleto del suelo de fundación.

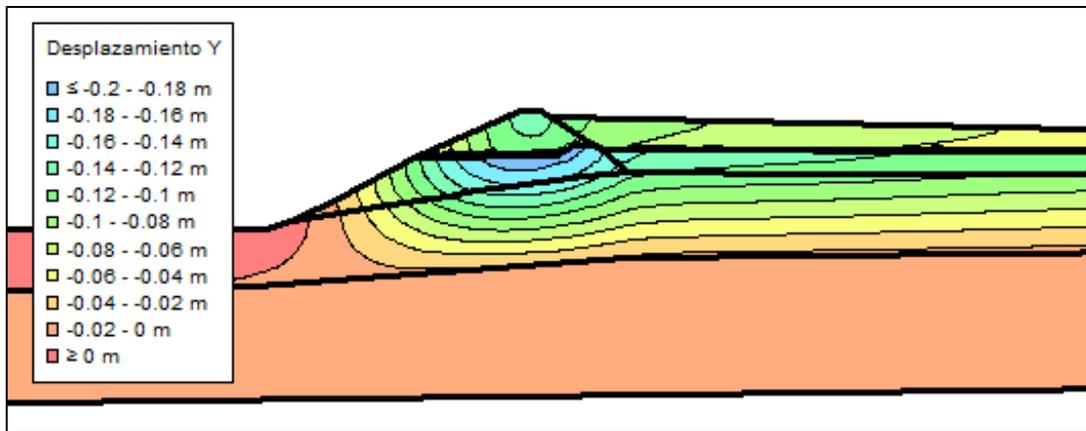


Figura 4.54. Perfil transversal etapa final correspondiente al estribo derecho del depósito de relaves SIGMA/W.

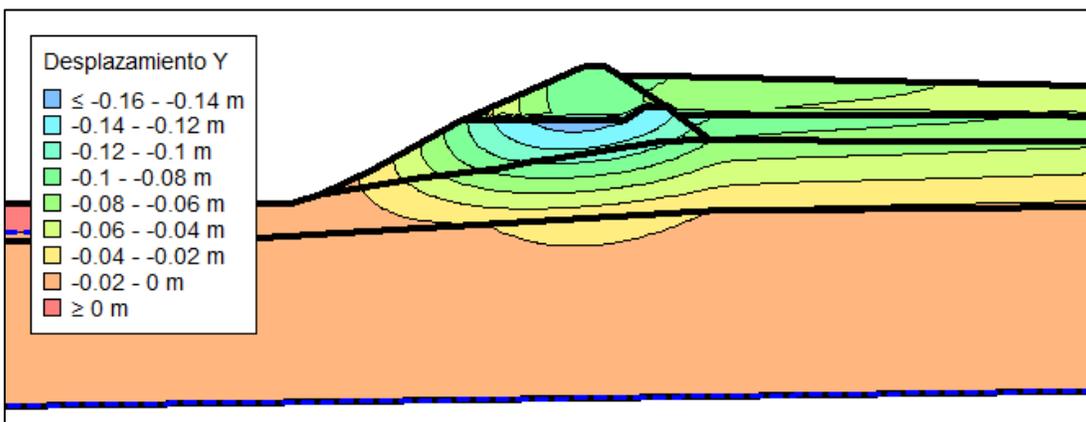


Figura 4.55. Perfil transversal etapa final correspondiente al centro del depósito de relaves SIGMA/W.

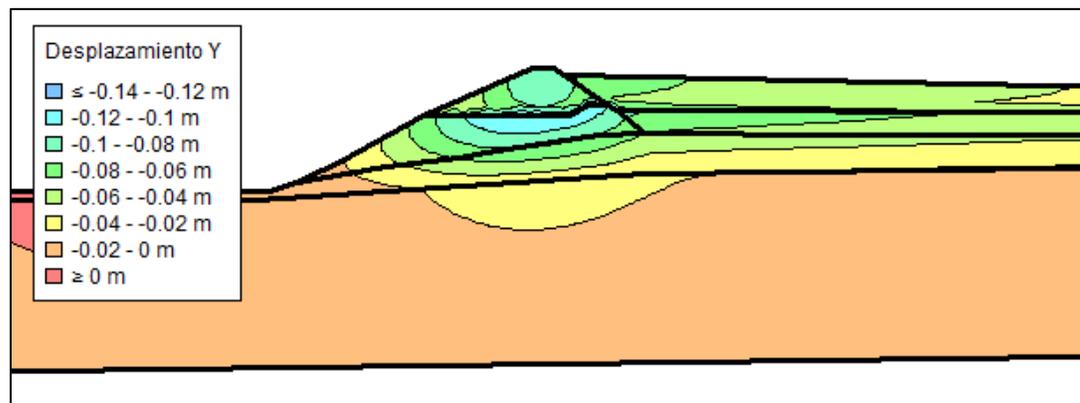


Figura 4.56. Perfil transversal etapa final correspondiente al estribo izquierdo del depósito de relaves SIGMA/W.

Finalmente, es necesario mencionar que para cada perfil transversal se realizó un análisis de una serie de nodos (puntos) con el fin de obtener variados puntos de comparación en relación con el desplazamiento vertical de estos bajo la presa del depósito de relaves entre los años 2008 – 2029.

A continuación, se presenta la localización de los nodos seleccionados bajo la presa para la determinación de la magnitud de los asentamientos en el suelo de fundación en dicha zona:

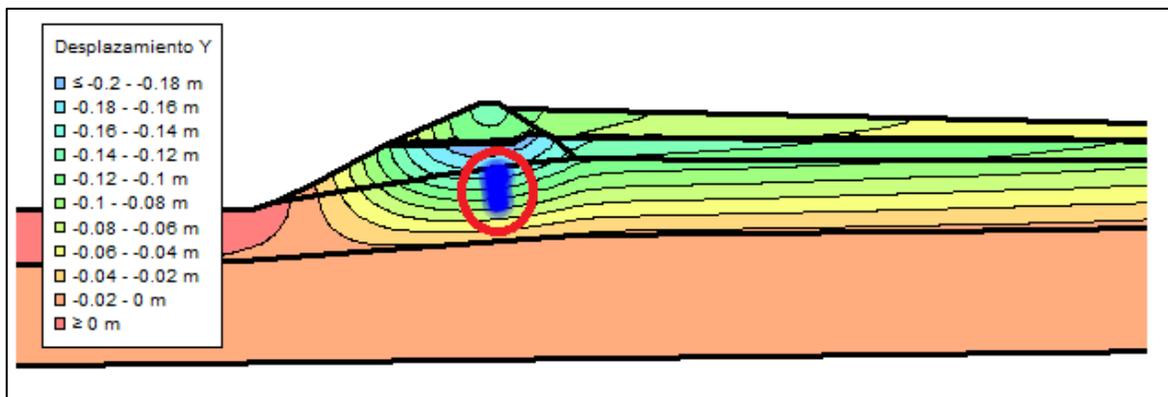


Figura 4.57. Nodos seleccionados para la estimación de desplazamiento vertical estribo derecho, SIGMA/W.

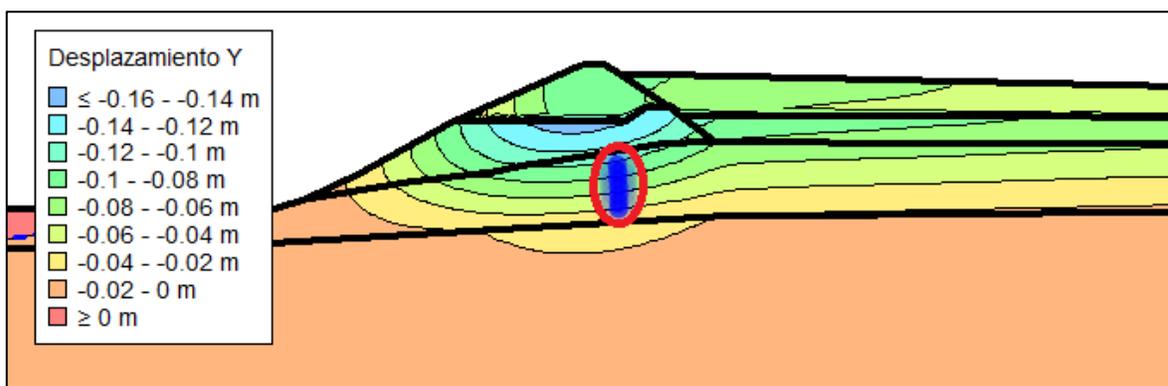


Figura 4.58. Nodos seleccionados para la estimación de desplazamiento vertical centro del depósito, SIGMA/W.

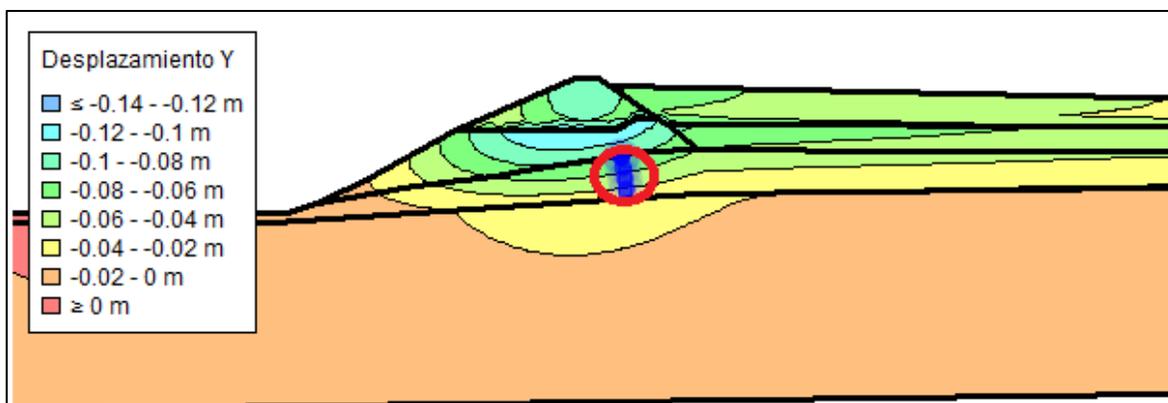


Figura 4.59. Nodos seleccionados para la estimación de desplazamiento vertical estribo izquierdo, SIGMA/W.

Los resultados del desplazamiento vertical de los perfiles transversales del depósito de relaves de la Mina Chépica se pueden ver en Tabla 4.22:

Tabla 4.22. Desplazamiento vertical del depósito de relaves en los perfiles transversales del depósito de relaves Mina Chépica, SIGMA/W.

| Desplazamiento vertical acumulado perfiles transversales (m) |                   |                       |                       |                       |
|--|-------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Tiempo (años)  | Etapas            | Estribo derecho       | Centro del depósito   | Estribo izquierdo     |
|  |                   | Promedio de nodos (m) | Promedio de nodos (m) | Promedio de nodos (m) |
| 0  | Condición inicial | 0,0                   | 0,0                   | 0,0                   |
| 1  | 1era etapa        | -0,056                | -0,038                | -0,028                |
| 2  | 1era etapa        | -0,056                | -0,038                | -0,028                |
| 3  | 1era etapa        | -0,056                | -0,038                | -0,028                |
| 4  | 1era etapa        | -0,056                | -0,038                | -0,028                |
| 5  | 1era etapa        | -0,056                | -0,038                | -0,028                |
| 6  | 1era etapa        | -0,056                | -0,038                | -0,028                |
| 7  | 2da etapa         | -0,122                | -0,082                | -0,061                |
| 8  | 2da etapa         | -0,122                | -0,082                | -0,061                |

|    |             |        |        |        |
|----|-------------|--------|--------|--------|
| 9  | 2da etapa   | -0,122 | -0,082 | -0,061 |
| 10 | 2da etapa   | -0,122 | -0,082 | -0,061 |
| 11 | 2da etapa   | -0,122 | -0,082 | -0,061 |
| 12 | 2da etapa   | -0,122 | -0,082 | -0,061 |
| 22 | Etapa final | -0,122 | -0,082 | -0,061 |

Estos resultados se pueden observar gráficamente en la Figura 4.60:

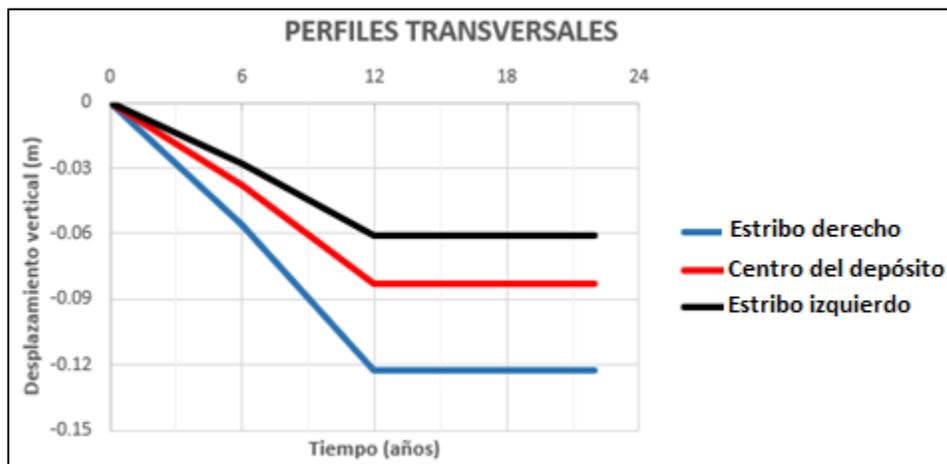


Figura 4.60. Gráfica de asentamientos de los perfiles transversales en todas las etapas del depósito de relaves Mina Chépica, SIGMA/W.

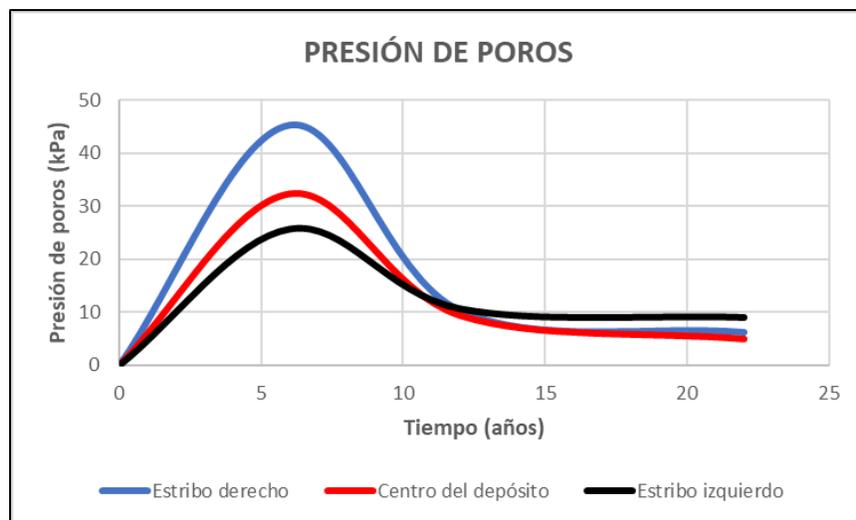


Figura 4.61. Gráfica de la presión de poros de los perfiles transversales en todas las etapas del depósito de relaves Mina Chépica, SIGMA/W.

---

En la Figura 4.61 se puede apreciar un aumento en la presión de poros provocado por el comienzo de la primera etapa constructiva de la presa que alcanza su máximo valor en el séptimo año de funcionamiento (fines del año 2014), desde este punto en adelante la presión de poros comienza a disminuir notablemente hasta el fin de la segunda etapa constructiva (año 2019), desde este punto en adelante la presión de poros se mantiene constante (en valores mínimos) hacia el fin del modelamiento. Los puntos (nodos) en estudio para determinar la presión de poros en cada perfil transversal son los mismos que se seleccionaron para la estimación de los asentamientos en dichos perfiles.

Se puede observar que existe un mayor desplazamiento vertical del suelo de fundación en el estribo derecho del depósito de relaves, debido a que esa zona posee una mayor potencia o espesor, aproximadamente de 13 metros, es por lo mismo que la zona del estribo izquierdo posee un menor grado de desplazamiento, todo en función de la potencia del estrato.

Como análisis de la modelación de los perfiles transversales se puede establecer que no existen mayores diferencias entre estos en las zonas en estudio, dichos resultados reflejan un mayor grado de asentamiento en la zona del estribo derecho, decreciendo la magnitud de estos a medidas que se acercan a la zona del estribo izquierdo, justificado por la disminución en el espesor del estrato del suelo de fundación en esa dirección, alcanzando un máximo de - 0,122 metros en promedio (estribo derecho) y un mínimo de - 0,08 metros en promedio (estribo izquierdo) al término de las etapas final del modelamiento (año 2029).

Al igual que en la modelación del software MIDAS GTS NX, las diferencias en la magnitud del fenómeno de consolidación entre los estribos y el centro del depósito son diferencias milimétricas, pero que sin duda pueden ocasionar algún deterioro en la presa del embalse de relaves. Dicha problemática podría asociarse a la aparición de grietas dentro de la presa del embalse, creando un potencial problema a largo plazo, ya que en algunos casos estas grietas suelen propagarse por todo el cuerpo de la presa generando problemas de inestabilidad en esta obra minera.

#### 4.3.4. Perfil longitudinal SIGMA/W

En el siguiente apartado se procedió a la modelación del perfil longitudinal del depósito de relaves en las mismas etapas que en los perfiles transversales, es decir, primera etapa de construcción de la presa, segunda etapa de construcción de la presa y la etapa final correspondiente a una proyección en el tiempo de dicha estructura, sin considerar una elevación de la presa del depósito de relaves. En esta modelación se mantienen los tiempos que fueron considerados en la modelación de los perfiles transversales.

##### 1. Primera etapa de la presa:

En esta etapa se toma en consideración un período de 6 años desde la puesta en marcha de esta estructura, es decir, desde el año 2008 al año 2013 donde el muro alcanza una elevación de 5 m aproximadamente, en función de la cantidad de sustancias de desechos provenientes de los procesos de concentración de los minerales que se trabajan en la Mina Chépica.

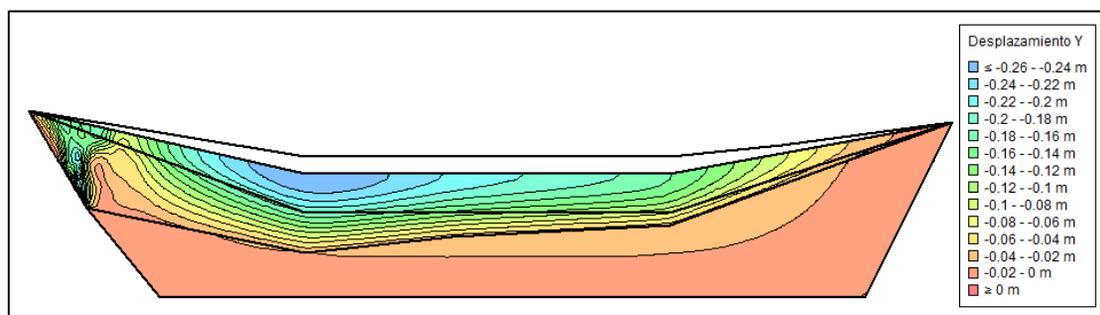


Figura 4.62. Perfil longitudinal correspondiente a la primera etapa del depósito de relaves SIGMA/W.

##### 2. Segunda etapa de la presa:

En la presente etapa nuevamente se toma en consideración un período de 6 años, pero esta vez es desde el tiempo en que termina la segunda etapa de esta estructura, es decir, desde el año 2014 al año 2019 donde el muro alcanza una elevación total de 10 metros aproximadamente.

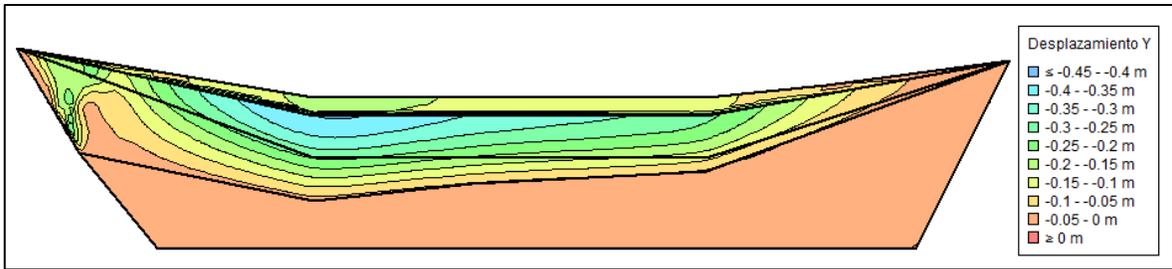


Figura 4.63. Perfil longitudinal correspondiente a la segunda etapa del depósito de relaves SIGMA/W.

### 3. Etapa final del modelamiento:

Esta etapa comprende un tiempo de 10 años (2019 - 2029) después del término de la segunda etapa de funcionamiento del depósito de relaves, sin embargo, no existió una nueva elevación del muro, más bien ahora se evalúa el desplazamiento vertical provocado por la permanencia del relave en dicha locación, más bien el desplazamiento generado por un reacomodamiento del esqueleto del suelo de fundación.

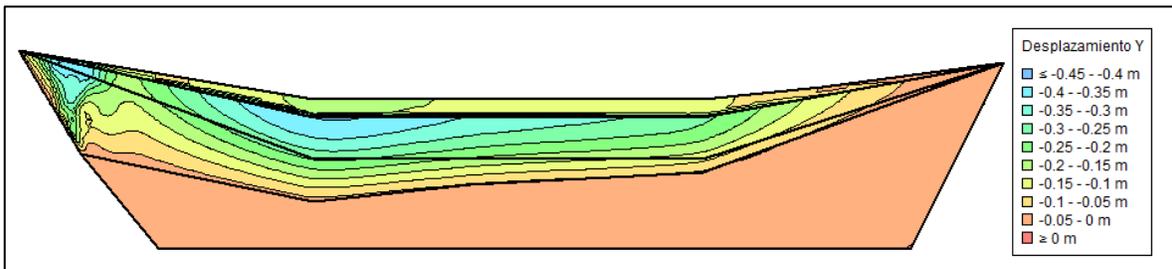


Figura 4.64. Perfil longitudinal correspondiente a la etapa final del depósito de relaves SIGMA/W.

Finalmente, es necesario mencionar que, para el perfil longitudinal en todas sus etapas constructivas, se realizó un análisis de una serie de nodos (puntos) con el fin de obtener variados puntos de comparación en relación con el desplazamiento vertical de estos bajo la presa del depósito de relaves entre los años 2008 – 2029.

A continuación, se presenta la localización de los nodos seleccionados bajo la presa para la determinación de la magnitud de los asentamientos en el suelo de fundación en dicha zona:

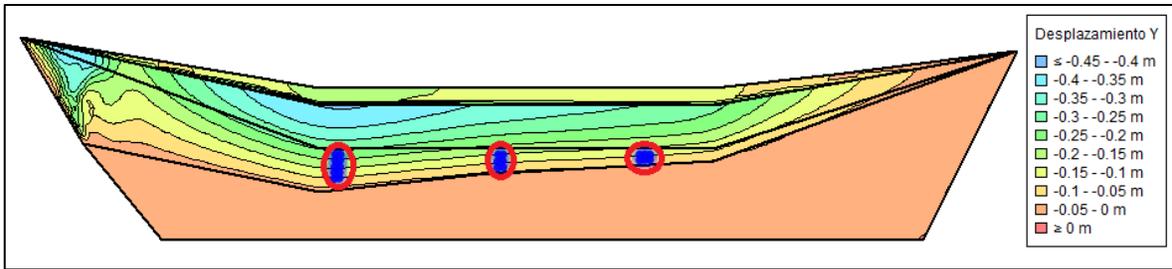


Figura 4.65. Nodos seleccionados para la estimación de desplazamiento vertical del perfil longitudinal, SIGMA/W.

Los resultados del desplazamiento vertical del perfil longitudinal del depósito de relaves de la Mina Chépica en todas sus etapas constructivas se pueden ver en la Tabla 4.23:

Tabla 4.23. Desplazamiento vertical del depósito de relaves en el perfil longitudinal del depósito de relaves Mina Chépica, SIGMA/W.

| Desplazamiento vertical acumulado perfil longitudinal (m) |                   |                       |                       |                       |
|---|-------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Tiempo (años)   | Etapas            | Estribo derecho       | Centro del depósito   | Estribo izquierdo     |
|   |                   | Promedio de nodos (m) | Promedio de nodos (m) | Promedio de nodos (m) |
| 0   | Condición inicial | 0,0                   | 0,0                   | 0,0                   |
| 1   | 1era etapa        | -0,101                | -0,079                | -0,066                |
| 2   | 1era etapa        | -0,101                | -0,079                | -0,066                |
| 3   | 1era etapa        | -0,101                | -0,079                | -0,066                |
| 4   | 1era etapa        | -0,101                | -0,079                | -0,066                |
| 5   | 1era etapa        | -0,101                | -0,079                | -0,066                |
| 6   | 1era etapa        | -0,11                 | -0,079                | -0,066                |
| 7   | 2da etapa         | -0,143                | -0,113                | -0,095                |
| 8   | 2da etapa         | -0,143                | -0,113                | -0,095                |
| 9   | 2da etapa         | -0,143                | -0,113                | -0,095                |
| 10  | 2da etapa         | -0,143                | -0,113                | -0,095                |

|    |             |        |        |        |
|----|-------------|--------|--------|--------|
| 11 | 2da etapa   | -0,143 | -0,113 | -0,095 |
| 12 | 2da etapa   | -0,143 | -0,113 | -0,095 |
| 22 | Etapa final | -0,144 | -0,114 | -0,096 |

Estos resultados se pueden observar gráficamente en la Figura 4.66:

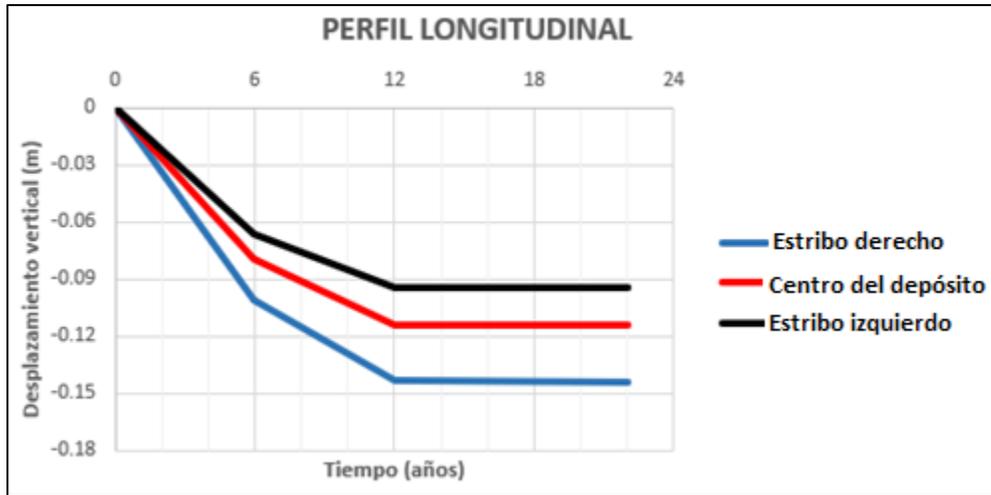


Figura 4.66. Gráfica de asentamientos del perfil longitudinal en todas las etapas del depósito de relaves Mina Chépica, SIGMA/W.

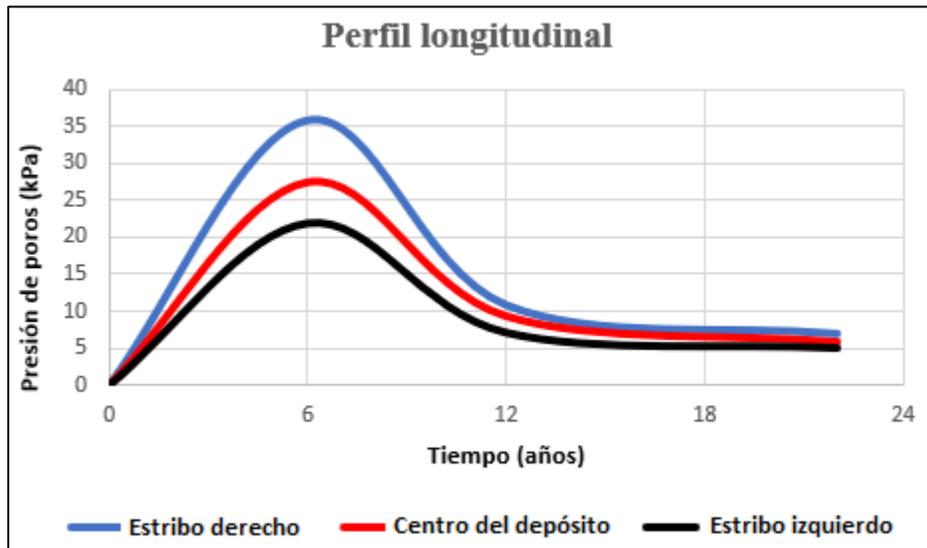


Figura 4.67. Gráfica de la presión de poros perfil longitudinal en todas las etapas del depósito de relaves Mina Chépica, SIGMA/W.

En la Figura 4.67 se puede apreciar un aumento en la presión de poros provocado por el comienzo de la primera etapa constructiva de la presa hasta el séptimo año de funcionamiento (fines del año 2014), desde este punto en adelante la presión de poros comienza a disminuir notablemente hasta el fin de la segunda etapa constructiva (año 2019), desde este punto en adelante la presión de poros se mantiene constante (en valores mínimos) hacia el fin del modelamiento. Los puntos (nodos) en estudio para determinar la presión de poros en cada perfil transversal son los mismos que se seleccionaron para la estimación de los asentamientos en dichos perfiles.

Al igual que los resultados del desplazamiento vertical de los perfiles transversales, se observa que existe un mayor desplazamiento vertical del suelo de fundación en el estribo derecho del depósito de relaves, debido a que esa zona posee una mayor potencia o espesor, aproximadamente de 13 metros, es por lo mismo que la zona del estribo izquierdo posee un menor grado de desplazamiento, todo en función de la potencia del estrato.

Además, se realiza una comparación entre perfiles, contrastando sus estribos en las diversas etapas constructivas del depósito de relaves Mina Chépica, es decir, comparar el estribo izquierdo del perfil transversal con el estribo derecho del perfil longitudinal (ambos perfiles respecto de la modelación en SIGMA/W) y así con el centro del depósito y el estribo izquierdo evidenciándose diferencias milimétricas.

En primer lugar, se observa el análisis comparativo del estribo izquierdo en la *Tabla 4.24*, donde la magnitud de los desplazamientos verticales es del mismo orden

Tabla 4.24. Tabla comparativa del desplazamiento vertical entre perfiles para el estribo izquierdo.

| Desplazamiento vertical acumulado estribo derecho (m) |             |                       |                       |
|---|-------------|-----------------------|-----------------------|
| Tiempo (años)   | Etapas      | Perfil transversal    | Perfil longitudinal   |
|   |             | Promedio de nodos (m) | Promedio de nodos (m) |
| 6   | 1era etapa  | -0,056                | -0,1                  |
| 12  | 2da etapa   | -0,123                | -0,143                |
| 22  | Etapa final | -0,123                | -0,144                |

Gráficamente la magnitud de los desplazamientos se puede observar en la Figura 4.68:



Figura 4.68. Gráfica comparativa de asentamientos del estribo derecho entre ambos perfiles, SIGMA/W.

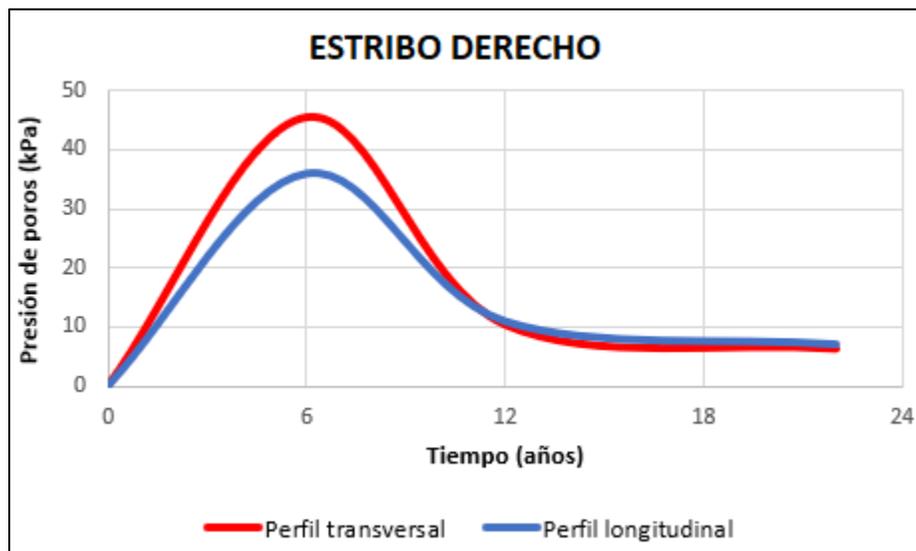


Figura 4.69. Gráfica comparativa de la presión de poros en el estribo derecho entre ambos perfiles, SIGMA/W.

En la Figura 4.69 se pueden apreciar diferencias en el exceso de la presión de poros entre ambos perfiles, sin embargo, el comportamiento de la gráfica es el mismo. Se alcanzan los máximos valores de presión de poros en el séptimo año de funcionamiento de la presa para

ambos perfiles y esta comienza a disiparse hacia el fin de las etapas constructivas del modelamiento (año 2029).

En segundo lugar, se observa el análisis comparativo del centro del depósito en la Tabla 4.25, donde la magnitud de asentamientos presenta diferencias poco significativas:

Tabla 4.25. Tabla comparativa del desplazamiento vertical entre perfiles para el centro del depósito.

| Desplazamiento vertical acumulado centro del depósito (m) |             |                       |                       |
|---|-------------|-----------------------|-----------------------|
| Tiempo (años)   | Etapas      | Perfil transversal    | Perfil longitudinal   |
|   |             | Promedio de nodos (m) | Promedio de nodos (m) |
| 6   | 1era etapa  | -0,037                | -0,079                |
| 12  | 2da etapa   | -0,082                | -0,113                |
| 22  | Etapa final | -0,083                | -0,114                |

Gráficamente la magnitud de los desplazamientos se puede observar en la Figura 4.70:

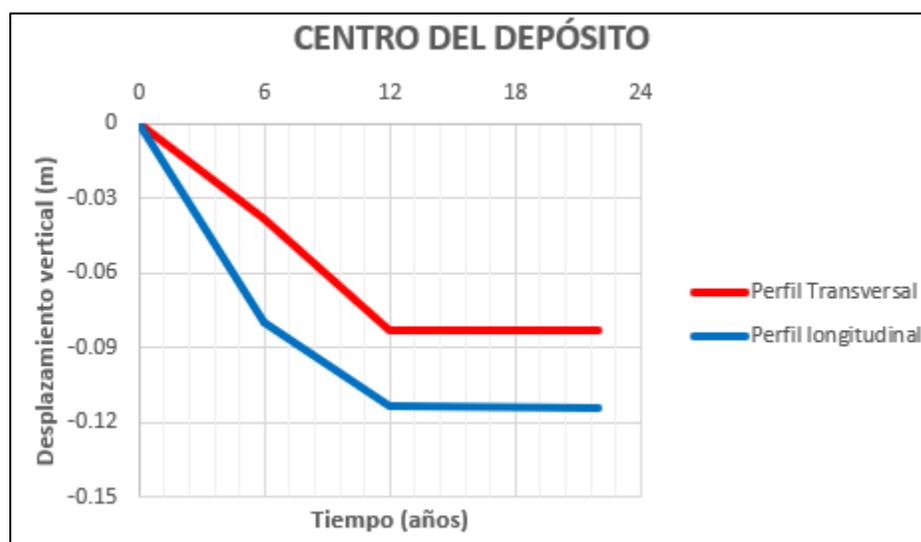


Figura 4.70. Gráfica comparativa de asentamientos del centro del depósito entre ambos perfiles, SIGMA/W.

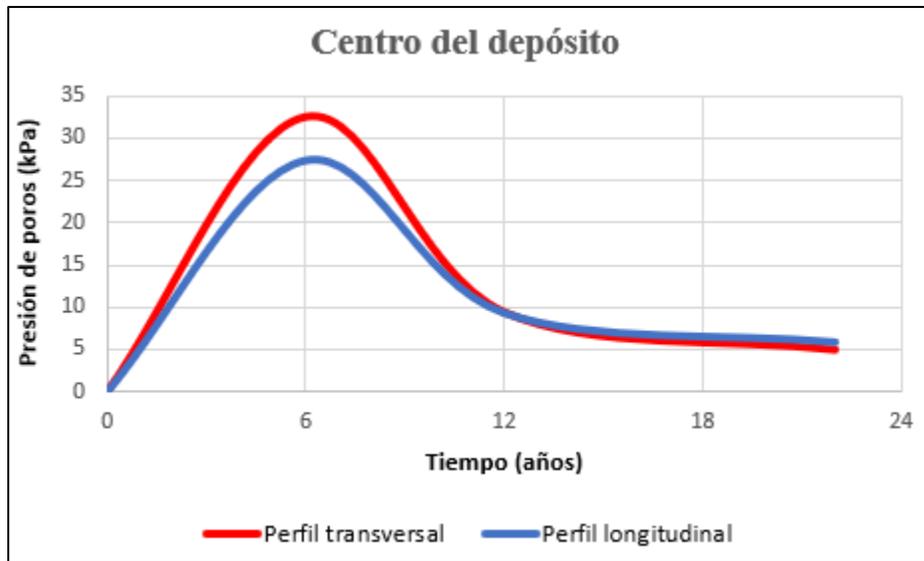


Figura 4.71. Gráfica comparativa de la presión de poros en el centro del depósito entre ambos perfiles, SIGMA/W.

Al igual que en la comparación entre perfiles para el estribo derecho, la presión de poros se comporta de la misma manera en el centro del depósito de relaves, si bien se aprecian diferencias en el exceso de la presión de poros el comportamiento de la gráfica es el mismo. Se alcanzan los máximos valores de presión de poros en el séptimo año de funcionamiento de la presa para ambos perfiles y esta comienza a disiparse hacia el fin de las etapas constructivas del modelamiento (año 2029).

Finalmente, se observa el análisis comparativo del estribo izquierdo en la Tabla 4.26, donde la magnitud de asentamientos presenta diferencias poco significativas al igual que la comparación del centro del depósito:

Tabla 4.26. Tabla comparativa del desplazamiento vertical entre perfiles para el estribo derecho del depósito.

| Desplazamiento vertical acumulado estribo izquierdo (m) |            |                       |                       |
|---|------------|-----------------------|-----------------------|
| Tiempo (años)   | Etapas     | Perfil transversal    | Perfil longitudinal   |
|   |            | Promedio de nodos (m) | Promedio de nodos (m) |
| 6   | 1era etapa | -0,028                | -0,067                |
| 12  | 2da etapa  | -0,06                 | -0,095                |

|    |             |       |        |
|----|-------------|-------|--------|
| 22 | Etapa final | -0,06 | -0,095 |
|----|-------------|-------|--------|

Gráficamente la magnitud de los desplazamientos se puede observar en la *Figura 4.72*:

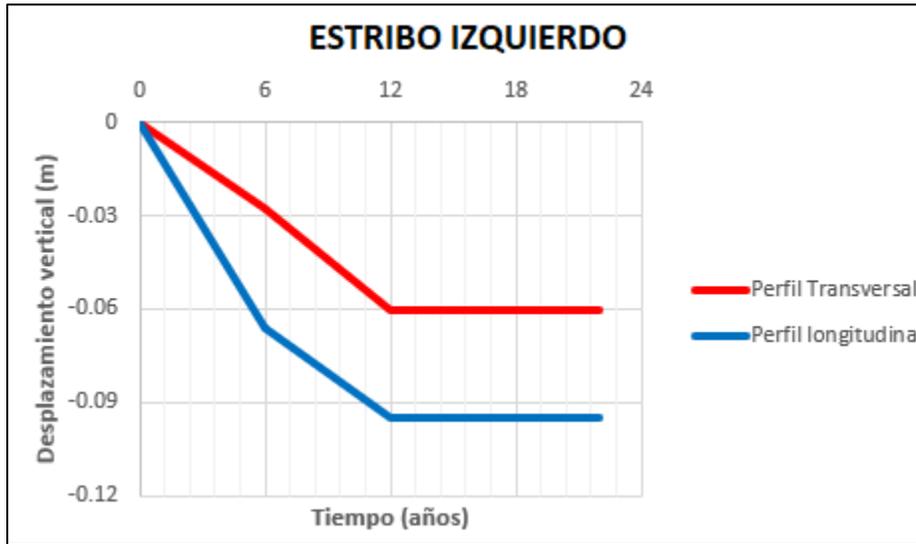


Figura 4.72. Gráfica comparativa de asentamientos del estribo izquierdo entre ambos perfiles, SIGMA/W.

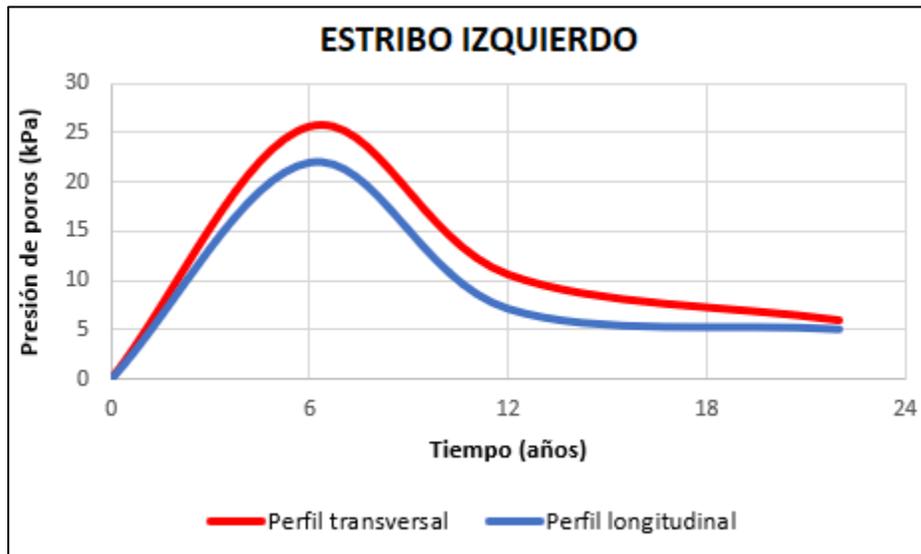


Figura 4.73. Gráfica comparativa de la presión de poros en el estribo izquierdo entre ambos perfiles, MIDAS GTS NX.

---

En la Figura 4.73 se pueden apreciar diferencias en el estribo izquierdo para el exceso de la presión de poros entre ambos perfiles, sin embargo, el comportamiento de la gráfica es el mismo. Se alcanzan los máximos valores de presión de poros en el séptimo año de funcionamiento de la presa para ambos perfiles y esta comienza a disiparse hacia el fin de las etapas constructivas del modelamiento (año 2029).

Como análisis de la modelación del perfil longitudinal se puede establecer que no existen mayores diferencias entre los perfiles en las zonas en estudio, ambos modelamientos reflejan un mayor grado de asentamiento en la zona del estribo derecho, decreciendo la magnitud de estos a medidas que se acercan a la zona del estribo izquierdo, justificado por la disminución en el espesor del estrato del suelo de fundación en esa dirección, alcanzando un máximo de - 0,133 metros en promedio (estribo derecho) y un mínimo de - 0,077 metros en promedio (estribo izquierdo) al término de las etapas final del modelamiento (año 2029).

#### **4.3.5. Análisis comparativo entre softwares MIDAS GTS NX y SIGMA/W**

Una vez realizadas todas las modelaciones numéricas en ambos softwares para cada perfil del depósito de relaves Mina Chépica en todas sus etapas constructivas, es decir, primera etapa (2008 – 2013), segunda etapa (2014 – 2019) y etapa final (2020 – 2029), se puede realizar un análisis comparativo entre ambos softwares acerca de los resultados obtenidos, para obtener puntos de contraste claves en el análisis de la respuesta del suelo de fundación ante el estrés que puede ocasionar la instalación de esta obra minera sobre dicho suelo, teniendo en cuenta que este corresponde a una arcilla con un bajo a mediano potencial plástico.

A continuación, en la Tabla 4.27 se muestran los resultados del desplazamiento vertical obtenido por los softwares MIDAS GTS NX y SIGMA/W, en relación con los perfiles transversales del embalse de relaves:

Tabla 4.27. Tabla comparativa del desplazamiento vertical en perfiles transversales.

| Desplazamiento vertical (m) |            |              |           |              |             |              |
|-----------------------------|------------|--------------|-----------|--------------|-------------|--------------|
| Perfiles Transversales      | 1era etapa |              | 2da etapa |              | Etapa final |              |
|                             | SIGMA/W    | MIDAS GTS NX | SIGMA/W   | MIDAS GTS NX | SIGMA/W     | MIDAS GTS NX |
| Estribo derecho             | -0,0562    | -0,0927      | -0,1223   | -0,1238      | -0,1223     | -0,1760      |
| Centro del depósito         | -0,0378    | -0,0583      | -0,0827   | -0,0782      | -0,0827     | -0,1098      |
| Estribo izquierdo           | -0,0279    | -0,0428      | -0,0605   | -0,0691      | -0,0605     | -0,0903      |

Gráficamente, el resultado del contraste entre ambas modelaciones (MIDAS GTS NX y SIGMA/W) se resalta en las siguientes figuras:

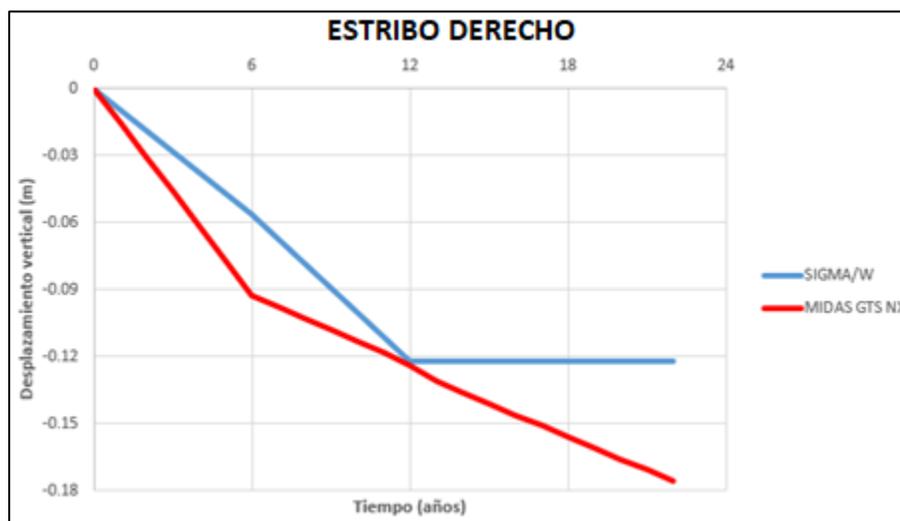


Figura 4.74. Gráfica comparativa de los asentamientos en el perfil transversal del estribo derecho, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W.

Se puede apreciar en la Figura 4.74 que no existen diferencias significativas en los valores del comportamiento deformacional del suelo de fundación en el estribo derecho entre ambas modelaciones, exceptuando el tramo de la etapa final (2020 – 2029) donde el proceso de

consolidación secundaria se representa de mejor manera en el software MDAS GTS NX, obteniendo un valor promedio de asentamiento de  $-0,074$  metros para la primera etapa,  $-0,123$  metros para la segunda etapa y  $-0,15$  metros para la etapa final, esta última etapa asociada al proceso de consolidación secundaria del suelo de fundación.

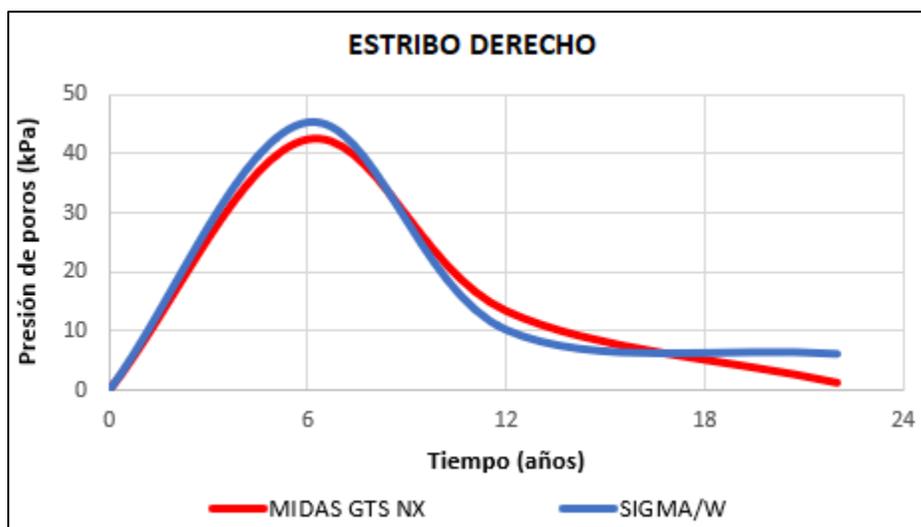


Figura 4.75. Gráfica comparativa de la presión de poros en el perfil transversal del estribo derecho, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W.

En la Figura 4.75 no se observan diferencias significativas en la magnitud de la presión de poros para el estribo derecho del perfil transversal en los softwares. En ambos la máxima presión de poros en el estrato de suelo de fundación se alcanza en el séptimo año de operación del embalse (principios del año 2015) y es desde ese punto que comienza un descenso constante. Sin embargo, el software SIGMA/W alcanza un mínimo en la presión de poros a fines del doceavo año de funcionamiento (año 2019), a diferencia del software MIDAS GTS NX donde la presión de poros desciende de manera constante hasta alcanzar un mínimo (cercano a 0 kPa) hacia el final del modelamiento.

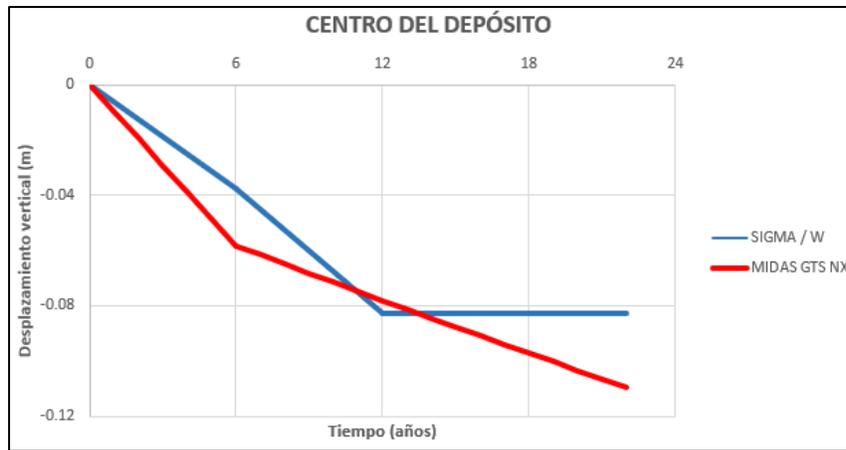


Figura 4.76. Gráfica comparativa del desplazamiento vertical en el perfil transversal del centro del depósito, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W.

En la *Figura 4.76* se visualiza al igual que en el estribo derecho, no existen grandes diferencias en la magnitud de los asentamientos calculados por ambos softwares, salvo en el tramo de la etapa final, donde dichos desplazamientos se representan de mejor manera en el software MIDAS GTS NX. En el caso del software SIGMA/W el tramo de la etapa final no visualiza una mayor variación en el desplazamiento vertical desde el fin de la segunda etapa constructiva (2014 – 2019) para el perfil transversal del centro del depósito de relaves Mina Chépica. Se obtuvieron valores de asentamientos promedio de  $-0,048$  metros para la primera etapa,  $-0,08$  metros para la segunda etapa y  $-0,096$  metros para la etapa final, esta última etapa asociada al proceso de consolidación secundaria del suelo de fundación.

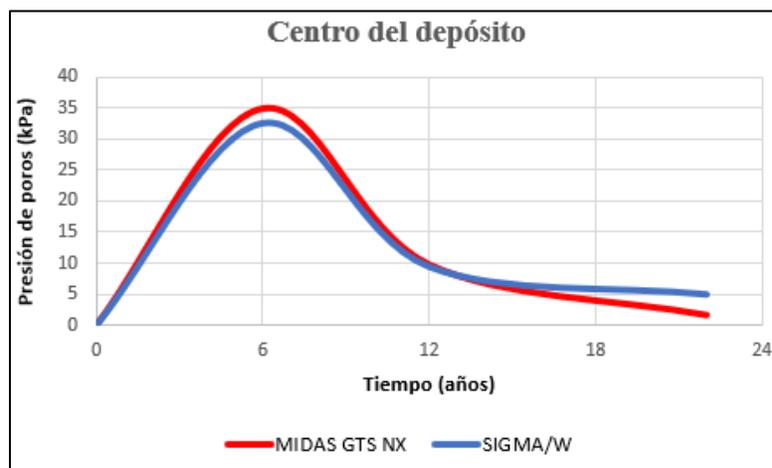


Figura 4.77. Gráfica comparativa de la presión de poros en el perfil trasversal del centro del depósito, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W.

En la *Figura 4.77* no se observan diferencias significativas en la magnitud de la presión de poros para el centro del depósito del perfil transversal en los softwares. En ambos la máxima presión de poros en el estrato de suelo de fundación se alcanza en el séptimo año de operación del embalse (principios del año 2015) y es desde ese punto que comienza un descenso constante. Sin embargo, el software SIGMA/W alcanza un mínimo en la presión de poros a fines del doceavo año de funcionamiento (año 2019), a diferencia del software MIDAS GTS NX donde la presión de poros desciende de manera constante hasta alcanzar un mínimo (cercano a 0 kPa) hacia el final del modelamiento.

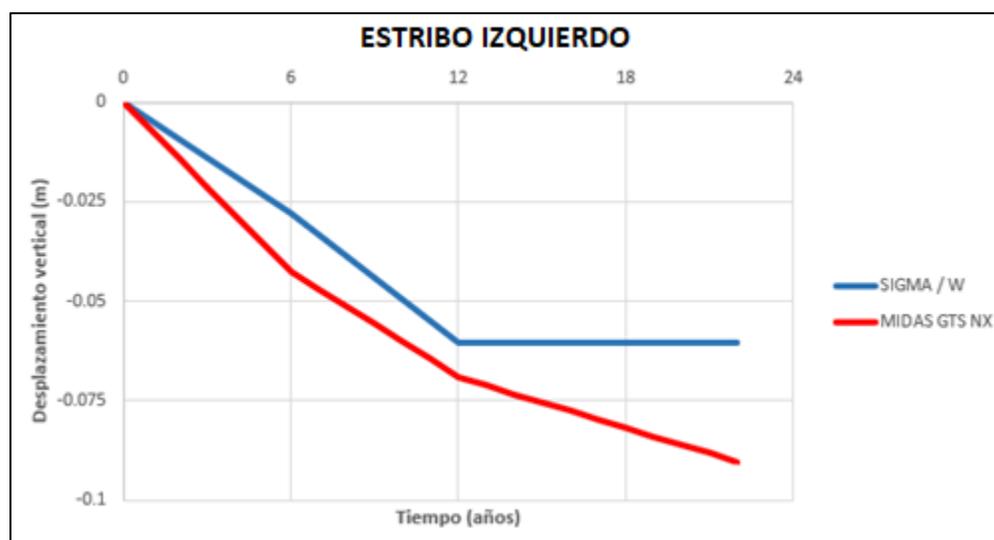


Figura 4.78. Gráfica comparativa del desplazamiento vertical en el perfil transversal del estribo izquierdo, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W.

Finalmente, se puede apreciar en la *Figura 4.78* que no existen diferencias significativas en los valores del comportamiento deformacional del suelo de fundación en el estribo izquierdo entre ambas modelaciones, exceptuando el tramo de la etapa final (2020 – 2029) donde el proceso de consolidación secundaria se representa de mejor manera en el software MDAS GTS NX, obteniendo un valor promedio de asentamiento de  $-0,035$  metros para la primera etapa,  $-0,065$  metros para la segunda etapa y  $-0,076$  metros para la etapa final, esta última etapa asociada al proceso de consolidación secundaria del suelo de fundación.

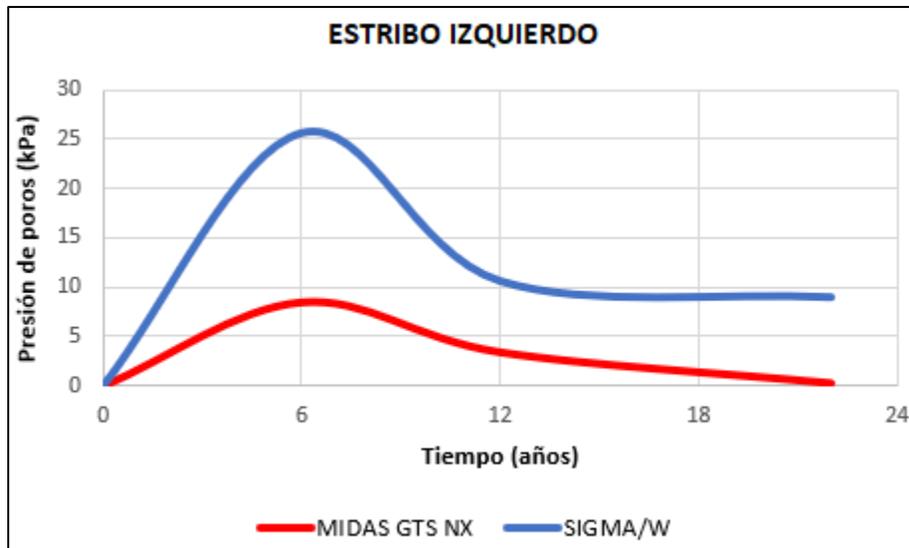


Figura 4.79. Gráfica comparativa de la presión de poros en el perfil transversal del estribo izquierdo, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W.

En la Figura 4.79 se observan diferencias significativas en la magnitud de la presión de poros para el estribo izquierdo del perfil transversal entre los softwares. En ambos la máxima presión de poros en el estrato de suelo de fundación se alcanza en el séptimo año de operación del embalse (principios del año 2015) y es desde ese punto que comienza un descenso constante. Sin embargo, el software SIGMA/W alcanza un mínimo en la presión de poros a fines del doceavo año de funcionamiento (año 2019), a diferencia del software MIDAS GTS NX donde la presión de poros desciende de manera constante hasta alcanzar un mínimo (cercano a 0 kPa) hacia el final del modelamiento.

A continuación, en la Tabla 4.28 se muestran los resultados del desplazamiento vertical obtenido por los softwares MIDAS GTS NX y SIGMA/W, en relación con el perfil longitudinal del embalse de relaves en las 3 zonas en estudio:

Tabla 4.28. Tabla comparativa del desplazamiento vertical en el perfil longitudinal.

| Desplazamiento vertical (m) |             |                 |             |                 |             |                 |
|-----------------------------|-------------|-----------------|-------------|-----------------|-------------|-----------------|
| Perfil                      | 1era etapa  |                 | 2da etapa   |                 | Etapa final |                 |
|                             | SIGMA/<br>W | MIDAS<br>GTS NX | SIGMA/<br>W | MIDAS<br>GTS NX | SIGMA/<br>W | MIDAS<br>GTS NX |
| <b>Estribo derecho</b>      | -0,1010     | -0,0950         | -0,1436     | -0,1210         | -0,1442     | -0,1587         |
| <b>Centro del depósito</b>  | -0,0794     | -0,0799         | -0,1138     | -0,1017         | -0,1139     | -0,1272         |
| <b>Estribo izquierdo</b>    | -0,0664     | -0,0688         | -0,0949     | -0,0902         | -0,0949     | -0,1062         |

Gráficamente, el resultado del contraste entre ambas modelaciones (MIDAS GTS NX y SIGMA/W) se resalta en las siguientes figuras:

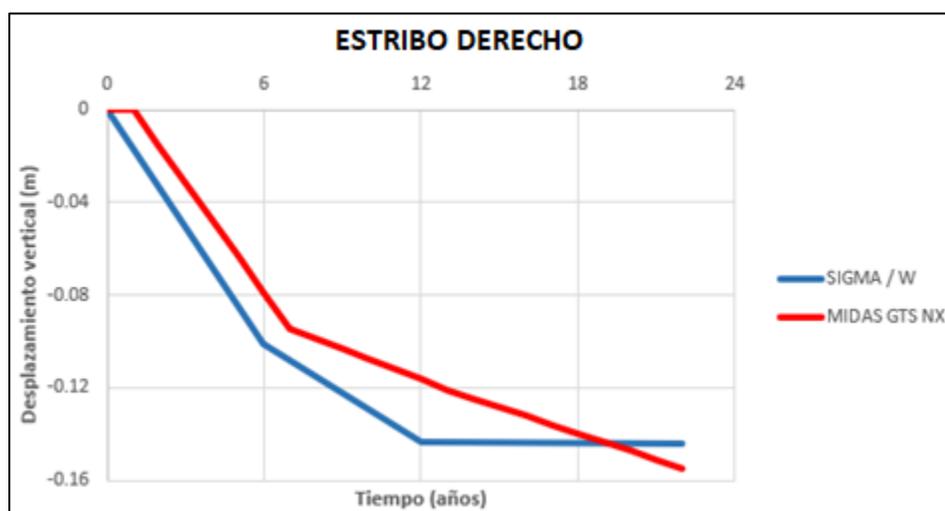


Figura 4.80. Gráfica comparativa del desplazamiento vertical en el perfil longitudinal del estribo derecho, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W.

El análisis de que se puede recabar de la gráfica de la Figura 4.80 es que existe una gran semejanza en la magnitud de los asentamientos del suelo de fundación entre ambos softwares para el perfil longitudinal respecto del estribo derecho, una mayor similitud a diferencia de

los resultados registrados desde los perfiles transversales, es decir, el comportamiento del desplazamiento vertical en todas las etapas constructivas del embalse de relaves Mina Chépica es bastante similar. Registrándose valores promedio de asentamientos de  $-0,098$  metros para la primera etapa,  $-0,133$  metros para la segunda etapa y  $-0,152$  metros para la etapa final, esta última etapa asociada al proceso de consolidación secundaria del suelo de fundación.

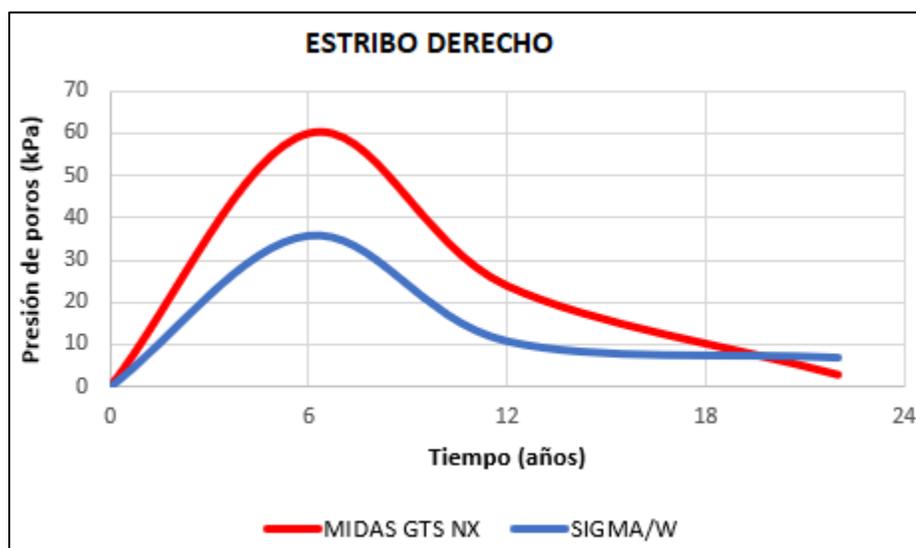


Figura 4.81. Gráfica comparativa de la presión de poros en el perfil longitudinal del estribo derecho, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W.

En la Figura 4.81 se observan diferencias significativas en la magnitud de la presión de poros para el estribo derecho del perfil longitudinal en los softwares. En ambos la máxima presión de poros en el estrato de suelo de fundación se alcanza en el séptimo año de operación del embalse (principios del año 2015) y es desde ese punto que comienza un descenso constante. Sin embargo, el software SIGMA/W alcanza un mínimo en la presión de poros a fines del doceavo año de funcionamiento (año 2019), a diferencia del software MIDAS GTS NX donde la presión de poros desciende de manera constante hasta alcanzar un mínimo (cercano a 0 kPa) hacia el final del modelamiento.

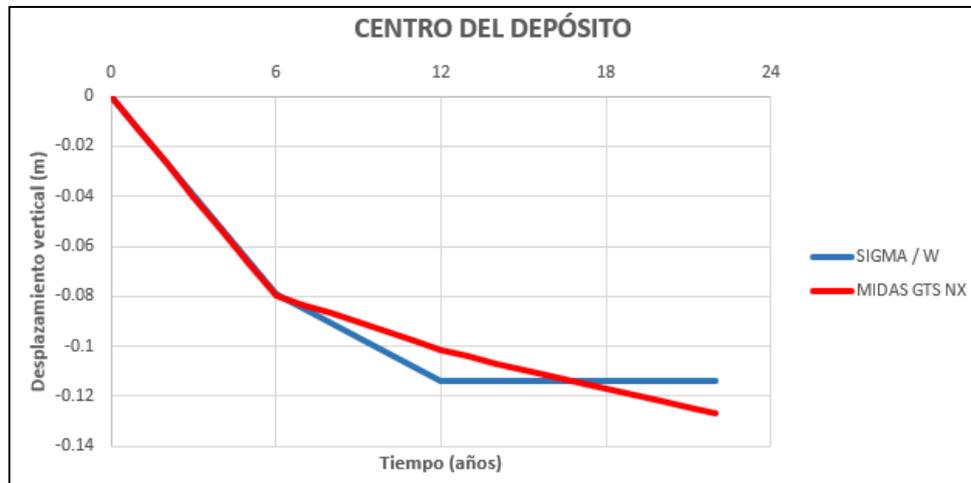


Figura 4.82. Gráfica comparativa del desplazamiento vertical en el perfil longitudinal del centro del depósito, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W.

Se logra apreciar en la Figura 4.82 que no existen diferencias significativas en los valores del comportamiento deformacional del suelo de fundación en el centro del depósito entre ambas modelaciones, exceptuando el tramo de la etapa final (2020 – 2029) donde el proceso de consolidación secundaria se representa de mejor manera en el software MDAS GTS NX, obteniendo un valor promedio de asentamiento de  $-0,08$  metros para la primera etapa,  $-0,11$  metros para la segunda etapa y  $-0,12$  metros para la etapa final, esta última etapa asociada al proceso de consolidación secundaria del suelo de fundación.

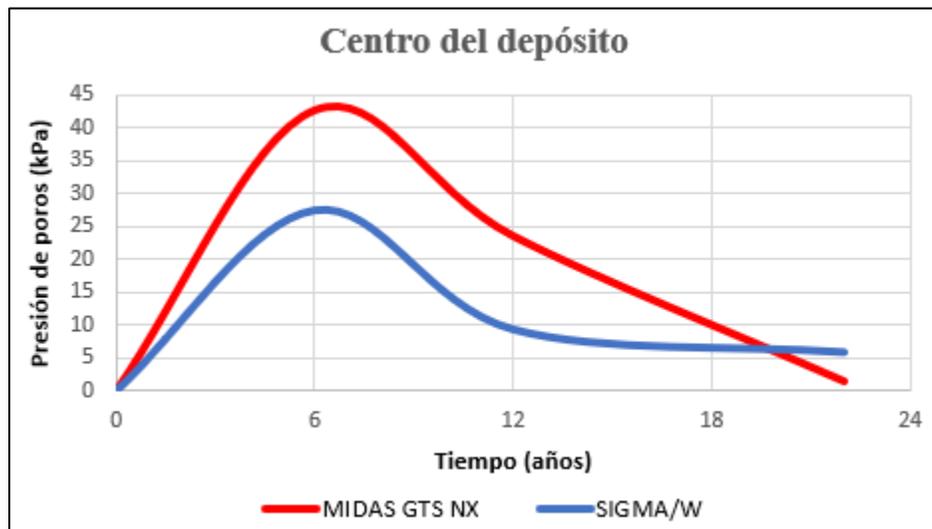


Figura 4.83. Gráfica comparativa de la presión de poros en el perfil longitudinal del centro del depósito, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W.

En la Figura 4.83 se observan diferencias significativas en la magnitud de la presión de poros para el centro del depósito del perfil transversal en los softwares. En ambos la máxima presión de poros en el estrato de suelo de fundación se alcanza en el séptimo año de operación del embalse (principios del año 2015) y es desde ese punto que comienza un descenso constante. Sin embargo, el software SIGMA/W alcanza un mínimo en la presión de poros a fines del doceavo año de funcionamiento (año 2019), a diferencia del software MIDAS GTS NX donde la presión de poros desciende de manera constante hasta alcanzar un mínimo (cercano a 0 kPa) hacia el final del modelamiento.

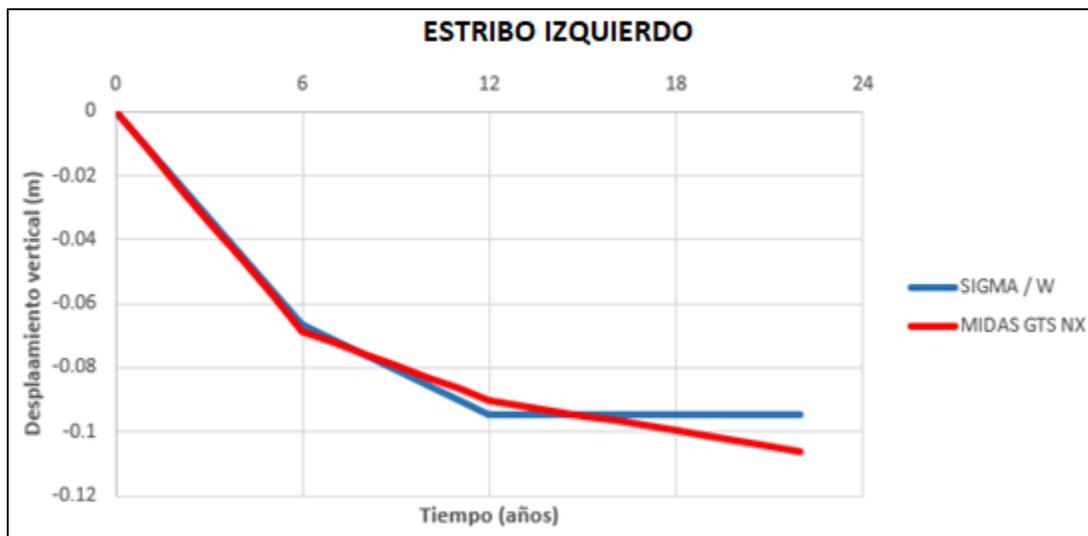


Figura 4.84. Gráfica comparativa del desplazamiento vertical en el perfil longitudinal del estribo izquierdo, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W.

Finalmente, se puede apreciar en la Figura 4.84 que no existen diferencias significativas en los valores del comportamiento deformacional del suelo de fundación en el estribo izquierdo entre ambas modelaciones, prácticamente son 100% idénticas, exceptuando el tramo de la etapa final (2020 – 2029) donde el proceso de consolidación secundaria se representa de mejor manera en el software MDAS GTS NX, obteniendo un valor promedio de asentamiento de  $-0,067$  metros para la primera etapa,  $-0,093$  metros para la segunda etapa y  $-0,1$  metros para la etapa final, esta última etapa asociada al proceso de consolidación secundaria del suelo de fundación.

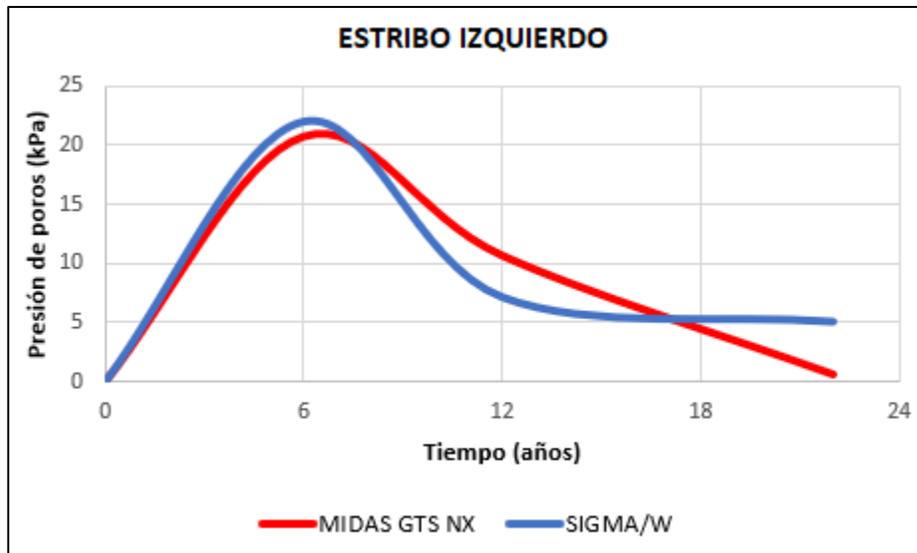


Figura 4.85. Gráfica comparativa de la presión de poros en el perfil longitudinal del estribo izquierdo del depósito, MIDAS GTS NX v/s SIGMA/W.

En la Figura 4.85 no se observan diferencias significativas en la magnitud de la presión de poros para el estribo izquierdo del perfil longitudinal en los softwares. En ambos la máxima presión de poros en el estrato de suelo de fundación se alcanza en el séptimo año de operación del embalse (principios del año 2015) y es desde ese punto que comienza un descenso constante. Sin embargo, el software SIGMA/W alcanza un mínimo en la presión de poros a fines del doceavo año de funcionamiento (año 2019), a diferencia del software MIDAS GTS NX donde la presión de poros desciende de manera constante hasta alcanzar un mínimo (cercano a 0 kPa) hacia el final del modelamiento.

Al igual que en el modelamiento numérico de los perfiles transversales, la mayor magnitud de asentamientos para el perfil longitudinal se registra en la zona del estribo derecho con una disminución hacia el sector del estribo izquierdo. Como se ha explicado anteriormente se debe a una directa relación con la disminución del espesor del suelo de fundación en dichas zonas, es decir, una mayor potencia del estrato en estudio nos proyecta una mayor magnitud de desplazamientos que en zonas donde el espesor es de menor grado.

Por medio del modelamiento numérico se logran evidenciar asentamientos diferenciales en distintas zonas del embalse de relaves producto de la diferencia significativa del espesor del suelo de fundación a lo largo del depósito, por lo que se puede hacer una comparativa entre

---

dichos puntos. Se realiza una comparación entre los estribos del embalse y el centro de este para los perfiles transversales y el perfil longitudinal, en ambos perfiles el estribo derecho registra el asentamiento de mayor magnitud y el estribo izquierdo el de menor consideración. Sin embargo, esta diferencia de asentamientos puede dar origen a un agrietamiento:

1. Perfiles transversales:

- a. Estribo derecho – Centro del depósito: registra una diferencia de 0,053 m hacia la etapa final del modelamiento en promedio entre ambos softwares.
- b. Estribo derecho – Estribo derecho: registra una diferencia de 0,075 m hacia la etapa final del modelamiento en promedio entre ambos softwares.
- c. Centro del depósito – Estribo izquierdo: registra una diferencia de 0,022 m hacia la etapa final del modelamiento en promedio entre ambos softwares.

2. Perfil longitudinal:

- a. Estribo derecho – Centro del depósito: registra una diferencia de 0,03 m hacia la etapa final del modelamiento en promedio entre ambos softwares.
- b. Estribo derecho – Estribo derecho: registra una diferencia de 0,05 m hacia la etapa final del modelamiento en promedio entre ambos softwares.
- c. Centro del depósito – Estribo izquierdo: registra una diferencia de 0,02 m hacia la etapa final del modelamiento en promedio entre ambos softwares.

Si bien a simple vista podrían parecer diferencias poco significativas, Estas diferencias corresponden a la magnitud del agrietamiento que puede proyectarse hacia distintos puntos de la presa incluyendo el coronamiento.

---

## 5. CONCLUSIONES

Se analizó la magnitud de los asentamientos por consolidación en el embalse de relaves de la Mina Chépica por medio del modelamiento numérico y modelos constitutivos que representaran satisfactoriamente el comportamiento del suelo de fundación, correspondiente a un comportamiento elastoplástico representado por el modelo constitutivo Cam Clay Modificado (MCC).

El análisis de los asentamientos se restringe a 2 dimensiones (deformaciones planas) y los modelos constitutivos fueron alimentados por los parámetros obtenidos del terreno y de los ensayos expuestos en la metodología de este trabajo, la columna vertebral de esta modelación se sustenta por los ensayos de consolidación de las muestras desde donde provienen la mayoría de los *inputs* que requieren ambos softwares de elementos finitos (SIGMA/W y MIDAS GTS NX). Además, se evaluaron los desplazamientos verticales en etapas constructivas de manera de representar el comportamiento real del depósito de relaves de Chépica a lo largo de su historia, proporcionando también información acerca del futuro de esta obra minera, ya que hoy en día este depósito se mantiene activo. En el caso de la etapa constructiva final, en esta se proyecta la permanencia del depósito de relaves por 10 años (2020 – 2029) sin aumentar la elevación de la presa, esto simula potencial escenario de cierre de las operaciones en dicha locación y como esta estructura podría seguir deformando el suelo de fundación por la presencia de su envergadura.

Debido al comportamiento elastoplástico del suelo de fundación es posible comprender las deformaciones durante la etapa constructiva final, etapa en la cual no se consideró un aumento de carga originado por la elevación de la presa ni por depositación de nuevos relaves (deformación permanente en el tiempo). Los valores de asentamientos al término de las etapas constructivas son los siguientes: – 0,15 metros en promedio, con una desviación estándar de 0,023 metros respecto a las modelaciones de los 3 perfiles transversales y el perfil longitudinal en el estribo derecho del depósito de relaves. En cuanto a los valores de asentamientos de todos los perfiles en estudio respecto del centro del depósito poseen un valor promedio de – 0,11 metros con una desviación estándar de 0,02 metros. Finalmente, los asentamientos asociados al estribo izquierdo en todos los perfiles sometidos al

---

modelamiento numérico poseen un valor promedio de  $\sim 0,088$  metros con una desviación estándar de 0,02 metros.

Hacia el fin de las etapas constructivas (posterior al año 2019), el asentamiento registrado tiende a no aumentar drásticamente y esto se debe a que comienzan a finalizar los fenómenos asociados a la consolidación primaria dándole espacio a los desplazamientos ocasionados por un reacomodamiento del esqueleto del suelo, en otras palabras, la presión de poros en el suelo de fundación se disipa mayoritariamente entre un 80% y 90% variando de la zona del embalse por lo tanto el sistema cambia. Por ejemplo, para el perfil transversal del estribo derecho el aumento en la magnitud de asentamientos desde la primera a la segunda etapa constructiva es de un 40% (asentamiento primera etapa = 7,5 cm; asentamientos segunda etapa = 12,4 cm) y desde la segunda etapa a la etapa final es de un 20% (asentamientos etapa final del modelamiento = 15 cm), lo mismo ocurre para el centro del depósito y el estribo izquierdo. En cambio, para el análisis del estribo derecho del perfil longitudinal el aumento en la magnitud de asentamientos desde la primera a la segunda etapa constructiva es de un 25% (asentamiento primera etapa = 9,8 cm; asentamientos segunda etapa = 13 cm) y desde la segunda etapa a la etapa final es de un 20% (asentamientos etapa final del modelamiento = 15 cm), lo mismo ocurre para el centro del depósito y el estribo izquierdo.

El análisis del aumento en la presión de poros para los perfiles transversales y el perfil longitudinal en todas sus etapas constructivas y para cada zona de estudio (estribo derecho, centro del depósito y estribo izquierdo) refleja el mismo comportamiento en ambos softwares, alcanzando valores máximos en la presión de poros al séptimo año de operaciones del embalse (año 2014), inmediatamente después comienza a disiparse este exceso convirtiéndose progresivamente en esfuerzo efectivo por la expulsión del agua desde el suelo de fundación de manera paulatina debido a los valores de permeabilidad de la arcilla (CL) que forma al suelo de fundación ( $4,6 \times 10^{-6}$  m/s), transfiriendo la carga a las partículas que lo componen posterior al año 2019 donde la presión de poros alcanza su valor mínimo, dando paso a los primeros indicios del comportamiento plástico del suelo de fundación (consolidación secundaria).

Si bien era previsible que la potencia del suelo de fundación en las distintas zonas de análisis influenciaría en gran medida la magnitud de los asentamientos, esto quedó evidenciado al

---

registrase los mayores desplazamientos verticales en el estribo derecho del depósito de relaves (zona del suelo de fundación que posee una potencia entre 15 m a 13 m). Como los asentamientos registrados en esta zona son del orden de 0,15 metros al final de las etapas constructivas que, si bien no son desplazamientos de gran magnitud, habría que prestarle cierta precaución si el embalse siguiese creciendo, ya que como se logra evidenciar mediante esta investigación el suelo de fundación posee un grado de plasticidad a considerar.

Otro punto importante acerca de la magnitud de estos asentamientos se asocia a la no equivalencia de sus magnitudes en las distintas zonas del depósito en cuestión, estas diferencias por mínimas que resulten podrían generar agrietamientos en el suelo de fundación, los que prontamente podrían proyectarse hacia la presa del embalse de relaves Mina Chépica provocando el deterioro de esta estructura. Estos agrietamientos incluso pueden generar pérdida de estabilidad de los taludes de la presa provocando desperfectos de inmensas consideraciones. La diferencia entre el estribo derecho y el centro del depósito hacia el final del modelamiento es de 0,05 m y la diferencia entre el estribo izquierdo y el centro del depósito es de 0,02 m. Estas diferencias corresponden a la magnitud del agrietamiento que puede proyectarse hacia distintos puntos de la presa incluyendo el coronamiento.

Finalmente, y a la luz de los resultados hay que indicar que la caracterización geotécnica y la evidencia empírica de los ensayos de consolidación dan cuenta de la capacidad de compresibilidad que posee el suelo de fundación y como la plasticidad de este influye en los fenómenos de consolidación que ocurren en la zona en estudio. Bajo esta conclusión hay que tener en cuenta que, si bien la presa del embalse de relaves corresponde a construcción artificial compactada y acondicionada para funcionar de manera óptima sin sufrir modificaciones atribuibles a los mecanismos de deterioro, podrían presentarse asentamientos en el tiempo que impliquen incluir un constante monitoreo de la aparición de grietas en las zonas del coronamiento y estribo derecho del embalse de relaves.

---

## RECOMENDACIONES

Una vez finalizada la presente investigación se hace necesario realizar una serie de recomendaciones que puedan aportar a otros trabajos que den continuidad a este tipo de análisis y también como aporte a la Sociedad Contractual Minera Paicaví en la resolución de los conflictos que surgen del presente estudio. Se recomiendan las siguientes consideraciones:

- Monitoreo topográfico de las elevaciones principales, consistente colocación de prismas y registro continuo de datos;
- Implementación de celdas de asentamiento VW y registradores de datos (VW recorder) instrumentación y registro de asentamientos en depósitos de relaves que permitan tener un registro de los asentamientos en el terreno en cuestión, y;
- Extracción de un mayor número de muestras representativas de los materiales presentes en el depósito de relaves (idealmente a través de un ensayo SPT o CPT) y la realización de un número mayor de ensayos edométricos que puedan aportar más información al desarrollo de próximos trabajos, complementándolos con la realización de una serie de ensayos *in situ* relacionados a permeabilidad, densidad con equipos estándar y de gran calibración.

---

## REFERENCIAS

1. ASTM D 2435. (2011). *Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading*.
2. ASTM D 2487. (2011). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*.
3. ASTM D 4318. (2011). *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*.
4. Avendaño , A. (2018). *Estudio de agrietamiento de terraplenes de pequeñas presas*. Bogotá.
5. Blight, G. (2009). *Geotechnical Engineering for Mine Waste Storage Facilities*. Johannesburg, South Africa: CRC Press.
6. Borja, R., & Lee, S. (1990). *Cam - Clay Plasticity, Part I: Implicit integration of elasto-plastic constitutive relations*. Stanford: CA 94305.
7. Brinkgreve, J. (1994). *Geomaterial models and numerical analysis of softening*. Delft, University of Oxford. The Netherlands.
8. Casagrande, A. (1936). *Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance*. Cambridge: M.A.
9. Craig, F. (2004). *Craig's Soil Mechanics, 7° Edición*. New York: Spon press, Taylor & Francis Group.
10. Das, B. (2013). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (4ta Edición ed.)*. Cengage Learning.
11. Díaz, J. (2019). *Evaluación de la distribución y de la capacidad de flujo del sistema de drenaje en depósito de relaves Mina Chépica*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil de Minas, Universidad de Talca, Talca.
12. Ferrer, D. (2006). *Consideraciones sísmicas para el diseño de presas de tierra y procedimiento a seguir para evaluar el comportamiento de las obras, después de ocurrir un sismo*.

- 
13. Guajardo, B. (2020). *Evaluación pseudoestática de la estabilidad física del depósito de relaves de Mina Chépica considerando un sismo severo*. Memoria para optar a título de Ingeniero Civil de Minas, Universidad de Talca, Talca.
  14. Helwany, S. (2007). *Applied soil mechanics with Abaqus applications*. Ed. John Wiley & Sons, Inc.
  15. Lade, P. (2005). *Overview of constitutive models for soils* (Vols. Soils constitutive models, Evaluation, selection and calibration). ASCE.
  16. Novak, P. (2001). *Estructuras Hidráulicas*. Bogotá: McGraw Hill, 2° edición.
  17. Prevost, J., & Popescu, R. (1996). "Constitutive Relations for Soil Materials". *Electronic J. of Geotechnical Engng.*
  18. Quintanilla, J. (2016). *Métodos numéricos en diferencias finitas para la resolución de ecuaciones difusivas fraccionarias*. Tesis doctoral, Bajadoz, España.
  19. Rivas, F. (2015). *Geología y condiciones de formación del yacimiento Chépica, Región del Maule, Chile*. Seminario de Título Programa Especial de Titulación Carrera de Geología., Concepción.
  20. RocScience. (2002). *Parámetros de fuerza*. RocScience Inc.
  21. Sánchez, F. (2016). *Análisis numérico y experimental del método de consolidación por vacío para relaves integrales*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile , Santiago.
  22. SERNAGEOMIN. (2007). *DS248 - Reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves*. Santiago: Ministerio de Minería.
  23. Sociedad Legal Minera Arno de los Muermos. (2003). *Informe para solicitud de permisos embalse de relaves Mina Chépica*. Talca.
  24. Tripodi, M., Puri, V., Manbeck, H., & Messing , G. (1992). "Constitutive Models for Cohesive Particulate Materials". *J. Agric. Engng. Res.*

- 
25. Wulfshon, D., & Adams, B. (2002). "Advances in Soil Dynamics Volume 2".  
*Elastoplastic soil mechanics*, 1-116.

## 6. ANEXOS

### 6.1. Ensayos de clasificación de suelos

Tabla 6.1. Curva granulométrica para la muestra de suelo de fundación del embalse de relaves.

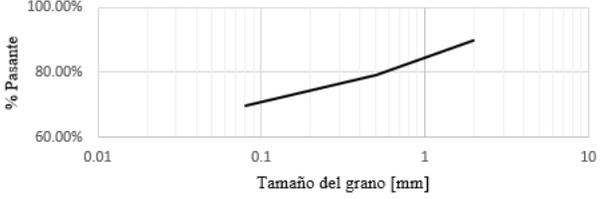
| Escuela de Ingeniería Civil de Minas - Universidad de Talca |  |          |        |   |                                 |           |
|---|--|----------|--------|---|---------------------------------|-----------|
| Memorista:  | Jorge Ignacio Barrios Rosales            |          |        | Ubicación de la muestra:  | Suelo de fundación Mina Chépica |           |
| Proyecto:   | Ensayo granulométrico embalse de relaves |          |        | ID Muestra:   | M1-SF                           |           |
| Norma:  | ASTM D2487                               |          |        | Peso inicial muestra seca (grs):  | 98.6                            |           |
| Clasificación USCS:   | CL                                       |          |        | <p style="text-align: center;">Análisis granulométrico</p>                            |                                 |           |
| Tamiz   | Abertura [mm]                            | Retenido |        |   |                                 | % Pasante |
|   |  | [grs]    | [%]    |   |                                 |           |
| n° 10   | 2  | 32.3     | 10.01% |   |                                 | 89.99%    |
| n° 40   | 0.5                                      | 35.2     | 10.91% |   |                                 | 79.07%    |
| n° 200  | 0.08                                     | 29.7     | 9.21%  |   |                                 | 69.87%    |
| -   | < 0.08                                   | 1.4      | 0.43%  | 69.43%  |                                 |           |
| Total retenido  |  | 98.6     | 100%   | -   |                                 |           |

Tabla 6.2. Curva granulométrica para la muestra del pie de presa del embalse de relaves.

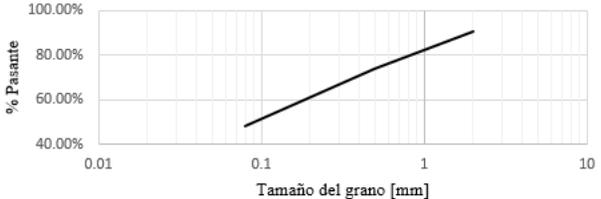
| Escuela de Ingeniería Civil de Minas - Universidad de Talca |  |          |         |   |  |           |
|---|--|----------|---------|---|--|-----------|
| Memorista:  | Jorge Ignacio Barrios Rosales            |          |         | Ubicación de la muestra:  | Pie de muro de contención del embalse de relaves |           |
| Proyecto:   | Ensayo granulométrico embalse de relaves |          |         | ID Muestra:   | M2-MP  |           |
| Norma:  | ASTM D2487                               |          |         | Peso inicial muestra seca (grs):  | 199.6  |           |
| Clasificación USCS:   | SC                                       |          |         | <p style="text-align: center;">Análisis granulométrico</p>                              |  |           |
| Tamiz   | Abertura [mm]                            | Retenido |         |   |  | % Pasante |
|   |  | [grs]    | [%]     |   |  |           |
| n° 10   | 2  | 36.9     | 9.65%   |   |  | 90.35%    |
| n° 40   | 0.5                                      | 64.1     | 16.76%  |   |  | 73.60%    |
| n° 200  | 0.08                                     | 96.5     | 25.23%  |   |  | 48.37%    |
| -   | < 0.08                                   | 2.1      | 0.55%   | 47.82%  |  |           |
| Total retenido  |  | 199.6    | 100.00% | -   |  |           |

Tabla 6.3. Curva granulométrica para la muestra del coronamiento de la presa del embalse de relaves.

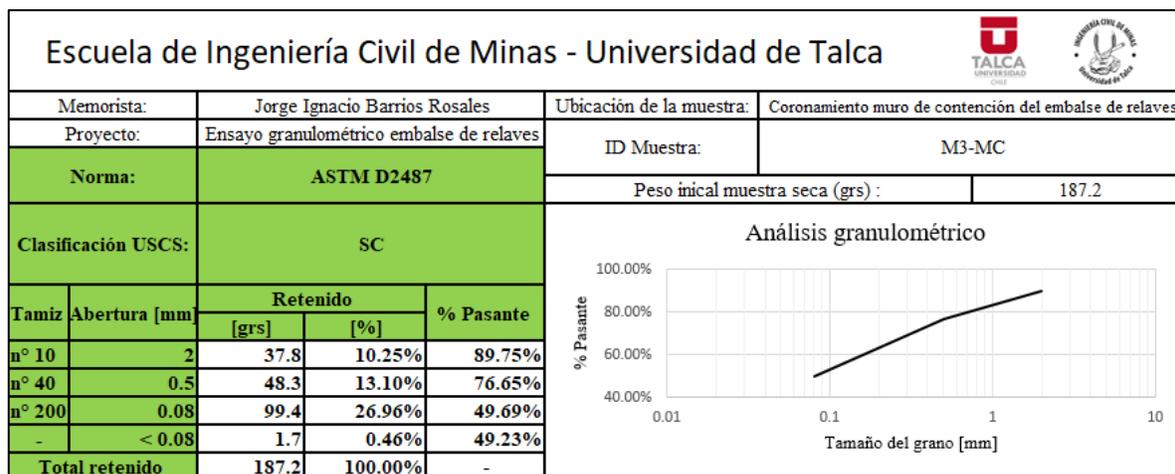


Tabla 6.4. Curva granulométrica para la muestra de relave cercana a la laguna de aguas claras.

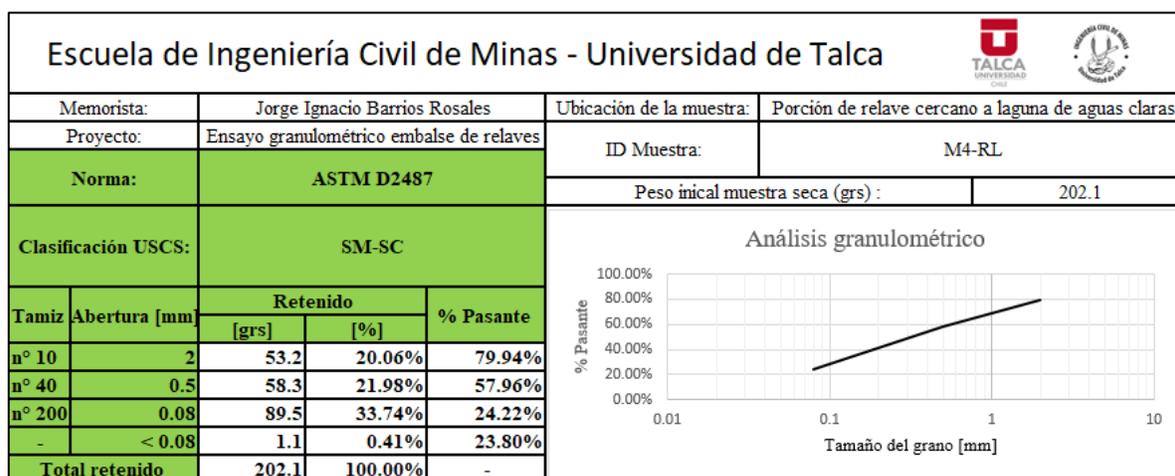


Tabla 6.5. Curva granulométrica para la muestra de relave cercana a la presa del embalse de relaves.

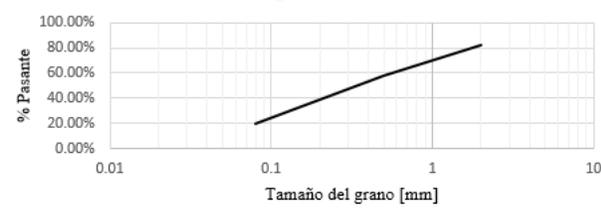
| Escuela de Ingeniería Civil de Minas - Universidad de Talca |  |              |                |   |   |  |
|---|--|--------------|----------------|---|---|--|
| Memorista:  | Jorge Ignacio Barrios Rosales            |              |                | Ubicación de la muestra:  | Porción de relave cercano al muro de contención   |  |
| Proyecto:   | Ensayo granulométrico embalse de relaves |              |                | ID Muestra:   | M5-RM   |  |
| Norma:  | ASTM D2487                               |              |                | Peso inicial muestra seca (grs) :   | 247.8   |  |
| Clasificación USCS:   | SM-SC                                    |              |                | <p style="text-align: center;">Análisis granulométrico</p>  |   |  |
| Tamiz   | Abertura [mm]                            | Retenido     |                | % Pasante   |   |  |
|   |  | [grs]        | [%]            |   |   |  |
| n° 10   | 2  | 55.6         | 18.08%         | 81.92%  |   |  |
| n° 40   | 0.5                                      | 73.2         | 23.80%         | 58.12%  |   |  |
| n° 200  | 0.08                                     | 117.4        | 38.17%         | 19.95%  |   |  |
| -   | < 0.08                                   | 1.6          | 0.52%          | 19.43%  |   |  |
| <b>Total retenido</b>                                       |  | <b>247.8</b> | <b>100.00%</b> | -   |   |  |

Tabla 6.6. Límites de Atterberg para la muestra del suelo de fundación

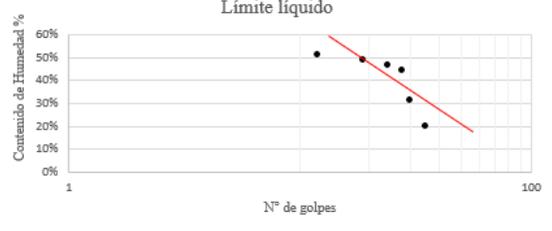
| Escuela de Ingeniería Civil de Minas - Universidad de Talca |                                 |       |       |       |        |                       |       |       |        |   |   |  |
|---|---------------------------------|-------|-------|-------|--------|-----------------------|-------|-------|--------|---|---|--|
| Memorista:  | Jorge Ignacio Barrios Rosales   |       |       |       |        |                       |       |       |        |   | <p style="text-align: center;">Limite líquido</p>                                     |  |
| Proyecto:   | Ensayo Límites de Atterberg     |       |       |       |        |                       |       |       |        |   |   |  |
| Ubicación de la muestra:                                    | Suelo de fundación Mina Chépica |       |       |       |        |                       |       |       |        |   |   |  |
| ID Muestra:   | M1-SF                           |       |       |       |        |                       |       |       |        |   |   |  |
| Norma:  | ASTMD4318                       |       |       |       |        |                       |       |       |        |   |   |  |
| Clasificación USCS:   | CL                              |       |       |       |        |                       |       |       |        |   |   |  |
|   | <b>LÍMITE PLÁSTICO</b>          |       |       |       |        | <b>LÍMITE LÍQUIDO</b> |       |       |        |   |   |  |
| ENSAYO N°   | 1                               | 2     | 3     | 1     | 2      | 3                     | 4     | 5     | 6      | 7 |   |  |
| N° DE GOLPES  | -                               | -     | -     | 12    | 19     | 24                    | 28    | 30    | 35     | - |   |  |
| PESO CÁPSULA + MUESTRA HUMEDA [grs]                         | 26.68                           | 30.51 | 29.26 | 45.45 | 41.43  | 43.85                 | 50.69 | 47    | 47.63  | - |   |  |
| PESO CÁPSULA + MUESTRA SECA [grs]                           | 26.22                           | 30.12 | 28.87 | 38.18 | 35.23  | 38.02                 | 42.89 | 41.5  | 44.09  | - |   |  |
| PESO CÁPSULA [grs]  | 22.22                           | 26.42 | 25.34 | 23.86 | 22.45  | 25.5                  | 25.27 | 23.68 | 26.04  | - |   |  |
| PESO DEL AGUA [grs]   | 0.46                            | 0.39  | 0.39  | 7.27  | 6.2    | 5.83                  | 7.8   | 5.5   | 3.54   | - |   |  |
| PESO DE LA MUESTRA SECA [grs]                               | 4                               | 3.7   | 3.53  | 14.32 | 12.78  | 12.52                 | 17.62 | 17.82 | 18.05  | - |   |  |
| % HUMEDAD   | 12%                             | 11%   | 11%   | 51%   | 49%    | 47%                   | 44%   | 31%   | 20%    | - |   |  |
| LP  | 11.03%                          |       |       | LL    | 46.00% |                       |       | IP    | 34.97% |   |   |  |

Tabla 6.7. Límites de Atterberg para la muestra del pie de presa del embalse de relaves.

| Escuela de Ingeniería Civil de Minas - Universidad de Talca |                                       |       |       |                       |        |       |       |       |        |       |
|---|---------------------------------------|-------|-------|-----------------------|--------|-------|-------|-------|--------|-------|
| Memorista:  | Jorge Ignacio Barrios Rosales         |       |       |                       |        |       |       |       |        |       |
| Proyecto:   | Ensayo Límites de Atterberg           |       |       |                       |        |       |       |       |        |       |
| Ubicación de la muestra:                                    | Pie de muro de contención del embalse |       |       |                       |        |       |       |       |        |       |
| ID Muestra:   | M2-MP                                 |       |       |                       |        |       |       |       |        |       |
| Norma:  | ASTM D4318                            |       |       |                       |        |       |       |       |        |       |
| Clasificación USCS:   | SC                                    |       |       |                       |        |       |       |       |        |       |
|   | <b>LÍMITE PLÁSTICO</b>                |       |       | <b>LÍMITE LÍQUIDO</b> |        |       |       |       |        |       |
| ENSAYO N°   | 1                                     | 2     | 3     | 1                     | 2      | 3     | 4     | 5     | 6      | 7     |
| N° DE GOLPES  |                                       |       |       | 13                    | 16     | 20    | 21    | 23    | 27     | 31    |
| PESO CÁPSULA + MUESTRA HÚMEDA [grs]                         | 25.41                                 | 27.61 | 28.94 | 49.47                 | 51.42  | 49.35 | 50.74 | 52.47 | 49.16  | 43.13 |
| PESO CÁPSULA + MUESTRA SECA [grs]                           | 25.04                                 | 27.1  | 28.56 | 42.11                 | 44.76  | 43.56 | 44.52 | 45.8  | 43.5   | 40.08 |
| PESO CÁPSULA [grs]  | 22.78                                 | 24.25 | 25.53 | 24.71                 | 24.81  | 25.46 | 24.85 | 24.69 | 24.66  | 24.83 |
| PESO DEL AGUA [grs]   | 0.37                                  | 0.51  | 0.38  | 7.36                  | 6.66   | 5.79  | 6.22  | 6.67  | 5.66   | 3.05  |
| PESO DE LA MUESTRA SECA [grs]                               | 2.26                                  | 2.85  | 3.03  | 17.4                  | 19.95  | 18.1  | 19.67 | 21.11 | 18.84  | 15.25 |
| % HUMEDAD   | 16%                                   | 18%   | 13%   | 42%                   | 33%    | 32%   | 32%   | 32%   | 30%    | 20%   |
| LP  | 15.60%                                |       |       | LL                    | 31.00% |       |       | IP    | 15.40% |       |

Tabla 6.8. Límites de Atterberg para la muestra del coronamiento de la presa del embalse de relaves.

| Escuela de Ingeniería Civil de Minas - Universidad de Talca |  |       |       |                       |        |       |       |       |        |   |
|---|--|-------|-------|-----------------------|--------|-------|-------|-------|--------|---|
| Memorista:  | Jorge Ignacio Barrios Rosales              |       |       |                       |        |       |       |       |        |   |
| Proyecto:   | Ensayo Límites de Atterberg                |       |       |                       |        |       |       |       |        |   |
| Ubicación de la muestra:                                    | Coronamiento de muro de contención del emb |       |       |                       |        |       |       |       |        |   |
| ID Muestra:   | M3-MC                                      |       |       |                       |        |       |       |       |        |   |
| Norma:  | ASTM D4318                                 |       |       |                       |        |       |       |       |        |   |
| Clasificación USCS:   | SC   |       |       |                       |        |       |       |       |        |   |
|   | <b>LÍMITE PLÁSTICO</b>                     |       |       | <b>LÍMITE LÍQUIDO</b> |        |       |       |       |        |   |
| ENSAYO N°   | 1  | 2     | 3     | 1                     | 2      | 3     | 4     | 5     | 6      | 7 |
| N° DE GOLPES  | -  | -     | -     | 12                    | 18     | 26    | 30    | 35    | -      | - |
| PESO CÁPSULA + MUESTRA HÚMEDA [grs]                         | 38.96                                      | 40.23 | 39.87 | 57.88                 | 54.26  | 37.16 | 53.33 | 42.88 | -      | - |
| PESO CÁPSULA + MUESTRA SECA [grs]                           | 38.53                                      | 39.86 | 39.43 | 51.34                 | 49.24  | 33.55 | 49.8  | 39.91 | -      | - |
| PESO CÁPSULA [grs]  | 35.07                                      | 37.2  | 35.73 | 36.48                 | 35.96  | 22.56 | 35.08 | 25.11 | -      | - |
| PESO DEL AGUA [grs]   | 0.43                                       | 0.37  | 0.44  | 6.54                  | 5.02   | 3.61  | 3.53  | 2.97  | -      | - |
| PESO DE LA MUESTRA SECA [grs]                               | 3.46                                       | 2.66  | 3.7   | 14.86                 | 13.28  | 10.99 | 14.72 | 14.8  | -      | - |
| % HUMEDAD   | 12%  | 14%   | 12%   | 44%                   | 38%    | 33%   | 24%   | 20%   | -      | - |
| LP  | 12.74%                                     |       |       | LL                    | 33.00% |       |       | IP    | 20.26% |   |

Para las muestras M4-RL y M5-RM pertenecientes a muestras de relave obtenidas de las cercanías de la laguna de aguas claras y de la presa del embalse de relaves respectivamente no se presentan límites de Atterberg, ya que al ser clasificadas como arenas de relave con bajo porcentaje de finos y a su nula respuesta a este tipo de ensayos.

## 6.2. Ensayos de consolidación de muestras

Tabla 6.9. Ensayo de consolidación para la muestra de suelo de fundación.

| UNIVERSIDAD DE TALCA  |                         |       |                               |       |             |   |
|---|-------------------------|-------|-------------------------------|-------|-------------|---|
| FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL EN MINAS   |                         |       |                               |       |             |   |
|  | Ensayo de consolidación |       |                               |       |             |  |
|   | Nombre estudiante       |       | Jorge Ignacio Barrios Rosales |       |             |   |
|   | Suelo                   |       | Arcilla                       |       |             |   |
|   | Descripción             |       | M1-SF                         |       |             |   |
|   | Sitio                   |       | Suelo de fundación Chépica    |       | Fecha       |   |
| Reading No.   | Time                    | Time  | Registro                      | Carga | Deformación | Procesos  |
| -   | (dd.hh.mm.ss)           | (min) | mm                            | kgf   | mm          |   |
| 1   | 00:00:00:00             | 0     | 0                             | 5     | 0           | COMPRESIÓN  |
| 2   | 00:00:15:00             | 15    | 0.677                         | 5     |             |   |
| 3   | 00:00:30:00             | 30    | 0.696                         | 5     | 0.696       |   |
| 4   | 00:00:45:00             | 45    | 1.093                         | 10    |             |   |
| 5   | 00:01:00:00             | 60    | 1.115                         | 10    | 0.419       |   |
| 6   | 00:01:15:00             | 75    | 1.447                         | 15    |             |   |
| 7   | 00:01:30:00             | 90    | 1.467                         | 15    | 0.352       |   |
| 8   | 00:01:45:00             | 105   | 1.763                         | 20    |             |   |
| 9   | 00:02:00:00             | 120   | 1.792                         | 20    | 0.325       |   |
| 10  | 00:02:15:00             | 135   | 2.042                         | 25    |             |   |
| 11  | 00:02:30:00             | 150   | 2.071                         | 25    | 0.279       |   |
| 12  | 00:02:45:00             | 165   | 2.271                         | 30    |             |   |
| 13  | 00:03:00:00             | 180   | 2.301                         | 30    | 0.23        |   |
| 14  | 00:03:15:00             | 195   | 2.292                         | 25    |             |   |
| 15  | 00:03:30:00             | 210   | 2.291                         | 25    | -0.01       |   |
| 16  | 00:03:45:00             | 225   | 2.286                         | 20    |             |   |
| 17  | 00:04:00:00             | 240   | 2.286                         | 20    | -0.005      |   |
| 18  | 00:04:15:00             | 255   | 2.272                         | 15    |             |   |
| 19  | 00:04:30:00             | 270   | 2.269                         | 15    | -0.017      |   |
| 20  | 00:04:45:00             | 285   | 2.235                         | 10    |             |   |
| 21  | 00:05:00:00             | 300   | 2.235                         | 10    | -0.034      |   |
| 22  | 00:05:15:00             | 315   | 2.204                         | 5     |             |   |
| 23  | 00:05:30:00             | 330   | 2.199                         | 5     | -0.036      |   |
| 24  | 00:05:45:00             | 345   | 2.226                         | 10    |             |   |
| 25  | 00:06:00:00             | 360   | 2.222                         | 10    | 0.023       |   |
| 26  | 00:06:15:00             | 375   | 2.25                          | 15    |             |   |
| 27  | 00:06:30:00             | 390   | 2.253                         | 15    | 0.031       |   |
| 28  | 00:06:45:00             | 405   | 2.275                         | 20    |             |   |
| 29  | 00:07:00:00             | 420   | 2.28                          | 20    | 0.027       |   |
| 30  | 00:07:15:00             | 435   | 2.303                         | 25    |             |   |
| 31  | 00:07:30:00             | 450   | 2.31                          | 25    | 0.03        |   |
| 32  | 00:07:45:00             | 465   | 2.381                         | 30    |             |   |
| 33  | 00:08:00:00             | 480   | 2.389                         | 30    | 0.079       |   |
|   |                         |       |                               |       |             | DESCOMPRESIÓN   |
|   |                         |       |                               |       |             | RECOMPRESIÓN  |

Tabla 6.10. Ensayo de consolidación para la muestra del pie de presa del embalse de relaves.

| UNIVERSIDAD DE TALCA  |                         |       |                               |       |             |   |
|---|-------------------------|-------|-------------------------------|-------|-------------|---|
| FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL EN MINAS   |                         |       |                               |       |             |   |
|  | Ensayo de consolidación |       |                               |       |             |  |
|   | Nombre estudiante       |       | Jorge Ignacio Barrios Rosales |       |             |   |
|   | Suelo                   |       | Arena arcillosa               |       |             |   |
|   | Descripción             |       | M2-MP                         |       |             |   |
|   | Sitio                   |       | Muro arriba Relave Chépica    |       | Fecha       |   |
| Reading No.   | Time                    | Time  | Registro                      | Carga | Deformación | Procesos  |
| -   | (dd.hh.mm.ss)           | (min) | mm                            | kgf   | mm          |   |
| 1   | 00:00:00:00             | 0     | 0                             | 5     | 0           | COMPRESIÓN  |
| 2   | 00:00:15:00             | 15    | 0.362                         | 5     |             |   |
| 3   | 00:00:30:00             | 30    | 0.369                         | 5     | 0.369       |   |
| 4   | 00:00:45:00             | 45    | 0.746                         | 10    |             |   |
| 5   | 00:01:00:00             | 60    | 0.768                         | 10    | 0.399       |   |
| 6   | 00:01:15:00             | 75    | 1.082                         | 15    |             |   |
| 7   | 00:01:30:00             | 90    | 1.11                          | 15    | 0.342       |   |
| 8   | 00:01:45:00             | 105   | 1.35                          | 20    |             |   |
| 9   | 00:02:00:00             | 120   | 1.375                         | 20    | 0.265       |   |
| 10  | 00:02:15:00             | 135   | 1.562                         | 25    |             |   |
| 11  | 00:02:30:00             | 150   | 1.586                         | 25    | 0.211       |   |
| 12  | 00:02:45:00             | 165   | 1.707                         | 30    |             |   |
| 13  | 00:03:00:00             | 180   | 1.719                         | 30    | 0.133       |   |
| 14  | 00:03:15:00             | 195   | 1.711                         | 25    |             | DESCOMPRESIÓN   |
| 15  | 00:03:30:00             | 210   | 1.711                         | 25    | -0.008      |   |
| 16  | 00:03:45:00             | 225   | 1.703                         | 20    |             |   |
| 17  | 00:04:00:00             | 240   | 1.703                         | 20    | -0.008      |   |
| 18  | 00:04:15:00             | 255   | 1.692                         | 15    |             |   |
| 19  | 00:04:30:00             | 270   | 1.692                         | 15    | -0.011      |   |
| 20  | 00:04:45:00             | 285   | 1.648                         | 10    |             |   |
| 21  | 00:05:00:00             | 300   | 1.648                         | 10    | -0.044      |   |
| 22  | 00:05:15:00             | 315   | 1.612                         | 5     |             |   |
| 23  | 00:05:30:00             | 330   | 1.611                         | 5     | -0.037      |   |
| 24  | 00:05:45:00             | 345   | 1.638                         | 10    |             | RECOMPRESIÓN  |
| 25  | 00:06:00:00             | 360   | 1.638                         | 10    | 0.027       |   |
| 26  | 00:06:15:00             | 375   | 1.663                         | 15    |             |   |
| 27  | 00:06:30:00             | 390   | 1.667                         | 15    | 0.029       |   |
| 28  | 00:06:45:00             | 405   | 1.69                          | 20    |             |   |
| 29  | 00:07:00:00             | 420   | 1.689                         | 20    | 0.022       |   |
| 30  | 00:07:15:00             | 435   | 1.708                         | 25    |             |   |
| 31  | 00:07:30:00             | 450   | 1.712                         | 25    | 0.023       |   |
| 32  | 00:07:45:00             | 465   | 1.792                         | 30    |             |   |
| 33  | 00:08:00:00             | 480   | 1.799                         | 30    | 0.087       |   |

Tabla 6.11. Ensayo de consolidación para la muestra del coronamiento de la presa del embalse de relaves.

| UNIVERSIDAD DE TALCA  |                         |       |                               |       |             |   |
|---|-------------------------|-------|-------------------------------|-------|-------------|---|
| FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL EN MINAS   |                         |       |                               |       |             |   |
|  | Ensayo de consolidación |       |                               |       |             |  |
|   | Nombre estudiante       |       | Jorge Ignacio Barrios Rosales |       |             |   |
|   | Suelo                   |       | Arena arcillosa               |       |             |   |
|   | Descripción             |       | M3-MC                         |       |             |   |
|   | Sitio                   |       | Muro arriba Relave Chépica    |       | Fecha       |   |
| Reading No.   | Time                    | Time  | Registro                      | Carga | Deformación | Procesos  |
| -   | (dd.hh.mm.ss)           | (min) | mm                            | kgf   | mm          |   |
| 1   | 00:00:00:00             | 0     | 0                             | 5     | 0           | COMPRESIÓN  |
| 2   | 00:00:15:00             | 15    | 0.31                          | 5     |             |   |
| 3   | 00:00:30:00             | 30    | 0.311                         | 5     | 0.311       |   |
| 4   | 00:00:45:00             | 45    | 0.576                         | 10    |             |   |
| 5   | 00:01:00:00             | 60    | 0.597                         | 10    | 0.286       |   |
| 6   | 00:01:15:00             | 75    | 0.807                         | 15    |             |   |
| 7   | 00:01:30:00             | 90    | 0.831                         | 15    | 0.234       |   |
| 8   | 00:01:45:00             | 105   | 1.01                          | 20    |             |   |
| 9   | 00:02:00:00             | 120   | 1.023                         | 20    | 0.192       |   |
| 10  | 00:02:15:00             | 135   | 1.174                         | 25    |             |   |
| 11  | 00:02:30:00             | 150   | 1.193                         | 25    | 0.17        |   |
| 12  | 00:02:45:00             | 165   | 1.324                         | 30    |             |   |
| 13  | 00:03:00:00             | 180   | 1.345                         | 30    | 0.152       |   |
| 14  | 00:03:15:00             | 195   | 1.343                         | 25    |             |   |
| 15  | 00:03:30:00             | 210   | 1.343                         | 25    | -0.002      |   |
| 16  | 00:03:45:00             | 225   | 1.339                         | 20    |             |   |
| 17  | 00:04:00:00             | 240   | 1.339                         | 20    | -0.004      |   |
| 18  | 00:04:15:00             | 255   | 1.322                         | 15    |             |   |
| 19  | 00:04:30:00             | 270   | 1.319                         | 15    | -0.02       |   |
| 20  | 00:04:45:00             | 285   | 1.283                         | 10    |             |   |
| 21  | 00:05:00:00             | 300   | 1.283                         | 10    | -0.036      |   |
| 22  | 00:05:15:00             | 315   | 1.26                          | 5     |             |   |
| 23  | 00:05:30:00             | 330   | 1.259                         | 5     | -0.024      |   |
| 24  | 00:05:45:00             | 345   | 1.274                         | 10    |             |   |
| 25  | 00:06:00:00             | 360   | 1.274                         | 10    | 0.015       |   |
| 26  | 00:06:15:00             | 375   | 1.295                         | 15    |             |   |
| 27  | 00:06:30:00             | 390   | 1.295                         | 15    | 0.021       |   |
| 28  | 00:06:45:00             | 405   | 1.327                         | 20    |             |   |
| 29  | 00:07:00:00             | 420   | 1.327                         | 20    | 0.032       |   |
| 30  | 00:07:15:00             | 435   | 1.353                         | 25    |             |   |
| 31  | 00:07:30:00             | 450   | 1.354                         | 25    | 0.027       |   |
| 32  | 00:07:45:00             | 465   | 1.402                         | 30    |             |   |
| 33  | 00:08:00:00             | 480   | 1.409                         | 30    | 0.055       |   |
|   |                         |       |                               |       |             | DESCOMPRESIÓN   |
|   |                         |       |                               |       |             | RECOMPRESIÓN  |

Tabla 6.12. Ensayo de consolidación para la muestra del relave obtenido de las cercanías de la laguna de aguas claras.

| UNIVERSIDAD DE TALCA  |                         |               |                               |       |             |   |
|---|-------------------------|---------------|-------------------------------|-------|-------------|---|
| FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL EN MINAS   |                         |               |                               |       |             |   |
|  | Ensayo de consolidación |               |                               |       |             |  |
|   | Nombre estudiante       |               | Jorge Ignacio Barrios Rosales |       |             |   |
|   | Suelo                   | Relave laguna |                               |       |             |   |
|   | Descripción             | M4-RL         |                               |       |             |   |
| Reading No.   | Time                    | Time          | Registro                      | Carga | Deformación | Procesos  |
| -   | (dd.hh.mm.ss)           | (min)         | mm                            | kgf   | mm          |   |
| 1   | 00:00:00:00             | 0             | 0                             | 5     | 0           | COMPRESIÓN  |
| 2   | 00:00:15:00             | 15            | 303                           | 5     |             |   |
| 3   | 00:00:30:00             | 30            | 0.303                         | 5     | 0.303       |   |
| 4   | 00:00:45:00             | 45            | 0.417                         | 10    |             |   |
| 5   | 00:01:00:00             | 60            | 0.417                         | 10    | 0.114       |   |
| 6   | 00:01:15:00             | 75            | 0.417                         | 15    |             |   |
| 7   | 00:01:30:00             | 90            | 0.417                         | 15    | 0           |   |
| 8   | 00:01:45:00             | 105           | 0.417                         | 20    |             |   |
| 9   | 00:02:00:00             | 120           | 0.417                         | 20    | 0           |   |
| 10  | 00:02:15:00             | 135           | 0.417                         | 25    |             |   |
| 11  | 00:02:30:00             | 150           | 0.417                         | 25    | 0           |   |
| 12  | 00:02:45:00             | 165           | 0.417                         | 30    |             |   |
| 13  | 00:03:00:00             | 180           | 0.417                         | 30    | 0           |   |
| 14  | 00:03:15:00             | 195           | 0.417                         | 25    |             | DESCOMPRESIÓN   |
| 15  | 00:03:30:00             | 210           | 0.417                         | 25    | 0           |   |
| 16  | 00:03:45:00             | 225           | 0.417                         | 20    |             |   |
| 17  | 00:04:00:00             | 240           | 0.417                         | 20    | 0           |   |
| 18  | 00:04:15:00             | 255           | 0.417                         | 15    |             |   |
| 19  | 00:04:30:00             | 270           | 0.417                         | 15    | 0           |   |
| 20  | 00:04:45:00             | 285           | 0.417                         | 10    |             |   |
| 21  | 00:05:00:00             | 300           | 0.417                         | 10    | 0           |   |
| 22  | 00:05:15:00             | 315           | 0.417                         | 5     |             |   |
| 23  | 00:05:30:00             | 330           | 0.417                         | 5     | 0           |   |
| 24  | 00:05:45:00             | 345           | 0.417                         | 10    |             | RECOMPRESIÓN  |
| 25  | 00:06:00:00             | 360           | 0.417                         | 10    | 0           |   |
| 26  | 00:06:15:00             | 375           | 0.417                         | 15    |             |   |
| 27  | 00:06:30:00             | 390           | 0.417                         | 15    | 0           |   |
| 28  | 00:06:45:00             | 405           | 0.417                         | 20    |             |   |
| 29  | 00:07:00:00             | 420           | 0.417                         | 20    | 0           |   |
| 30  | 00:07:15:00             | 435           | 0.417                         | 25    |             |   |
| 31  | 00:07:30:00             | 450           | 0.417                         | 25    | 0           |   |
| 32  | 00:07:45:00             | 465           | 0.417                         | 30    |             |   |
| 33  | 00:08:00:00             | 480           | 0.417                         | 30    | 0           |   |

Tabla 6.13. Ensayo de consolidación para la muestra del relave obtenido de las cercanías de la presa del embalse de relaves.

| UNIVERSIDAD DE TALCA  |                         |  |                               |       |             |   |
|---|-------------------------|--|-------------------------------|-------|-------------|---|
| FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL EN MINAS   |                         |  |                               |       |             |   |
|  | Ensayo de consolidación |  |                               |       |             |  |
|   | Nombre estudiante       |  | Jorge Ignacio Barrios Rosales |       |             |   |
|   | Suelo                   | Relave cercano a talud aguas arriba muro |                               |       |             |   |
|   | Descripción             | M5-RM                                    |                               |       |             |   |
|   | Sitio                   | Relave (Muro) Chépica                    |                               | Fecha | 25-09-2019  |   |
| Reading No.   | Time                    | Time                                     | Registro                      | Carga | Deformación | Procesos  |
| -   | (dd.hh.mm.ss)           | (min)                                    | mm                            | kgf   | mm          |   |
| 1   | 00:00:00:00             | 0  | 0                             | 5     | 0           | COMPRESIÓN  |
| 2   | 00:00:15:00             | 15                                       | 0.286                         | 5     |             |   |
| 3   | 00:00:30:00             | 30                                       | 0.286                         | 5     | 0.286       |   |
| 4   | 00:00:45:00             | 45                                       | 0.356                         | 10    |             |   |
| 5   | 00:01:00:00             | 60                                       | 0.356                         | 10    | 0.07        |   |
| 6   | 00:01:15:00             | 75                                       | 0.356                         | 15    |             |   |
| 7   | 00:01:30:00             | 90                                       | 0.356                         | 15    | 0           |   |
| 8   | 00:01:45:00             | 105                                      | 0.356                         | 20    |             |   |
| 9   | 00:02:00:00             | 120                                      | 0.356                         | 20    | 0           |   |
| 10  | 00:02:15:00             | 135                                      | 0.356                         | 25    |             |   |
| 11  | 00:02:30:00             | 150                                      | 0.356                         | 25    | 0           |   |
| 12  | 00:02:45:00             | 165                                      | 0.356                         | 30    |             |   |
| 13  | 00:03:00:00             | 180                                      | 0.356                         | 30    | 0           |   |
| 14  | 00:03:15:00             | 195                                      | 0.356                         | 25    |             | DESCOMPRESIÓN   |
| 15  | 00:03:30:00             | 210                                      | 0.356                         | 25    | 0           |   |
| 16  | 00:03:45:00             | 225                                      | 0.356                         | 20    |             |   |
| 17  | 00:04:00:00             | 240                                      | 0.356                         | 20    | 0           |   |
| 18  | 00:04:15:00             | 255                                      | 0.356                         | 15    |             |   |
| 19  | 00:04:30:00             | 270                                      | 0.356                         | 15    | 0           |   |
| 20  | 00:04:45:00             | 285                                      | 0.356                         | 10    |             |   |
| 21  | 00:05:00:00             | 300                                      | 0.356                         | 10    | 0           |   |
| 22  | 00:05:15:00             | 315                                      | 0.356                         | 5     |             |   |
| 23  | 00:05:30:00             | 330                                      | 0.356                         | 5     | 0           |   |
| 24  | 00:05:45:00             | 345                                      | 0.356                         | 10    |             | RECOMPRESIÓN  |
| 25  | 00:06:00:00             | 360                                      | 0.356                         | 10    | 0           |   |
| 26  | 00:06:15:00             | 375                                      | 0.356                         | 15    |             |   |
| 27  | 00:06:30:00             | 390                                      | 0.356                         | 15    | 0           |   |
| 28  | 00:06:45:00             | 405                                      | 0.356                         | 20    |             |   |
| 29  | 00:07:00:00             | 420                                      | 0.356                         | 20    | 0           |   |
| 30  | 00:07:15:00             | 435                                      | 0.356                         | 25    |             |   |
| 31  | 00:07:30:00             | 450                                      | 0.356                         | 25    | 0           |   |
| 32  | 00:07:45:00             | 465                                      | 0.356                         | 30    |             |   |
| 33  | 00:08:00:00             | 480                                      | 0.356                         | 30    | 0           |   |

---

### 6.3. Procedimiento estándar de cálculo de los índices de compresibilidad y descompresión

El cálculo de los índices de compresibilidad y descompresión se obtuvieron a partir de una representación gráfica de la curva de consolidación:

- En primer lugar, se debe ubicar el valor de índice de vacíos inicial y trazar una línea horizontal ( $e_0$ ).
- Trazar una línea recta horizontal al valor de  $0.42 * e_0$  (Terzaghi).
- Trazar una línea recta que pase por la mayor cantidad de puntos de la curva de consolidación de laboratorio hasta interceptar la línea dibujada anteriormente ( $C_{cLAB}$ ).
- Desde la intersección de (Terzaghi) con ( $C_{cLAB}$ ) trazar una línea recta hasta interceptar con el valor de esfuerzo de preconsolidación ( $\sigma_c'$ ), esta línea representa  $C_c$ .
- El índice de descompresión ( $C_s$ ) está representado por la línea recta que pasa por la mayor cantidad de puntos del tramo de descarga o descompresión.

Una vez realizado este procedimiento gráfico, se procedió a realizar el siguiente cálculo:

$$c_c = \frac{e_1 - e_2}{\log P_1 - \log P_2} \quad [23]$$

Para  $C_c$ :

$e_1$ , corresponde al valor de índice de vacíos en el punto de intersección de  $C_c$  con  $\sigma_c'$  (0,584).

$e_2$ , corresponde al valor del índice de vacíos en el punto de interacción de  $C_c$  con Terzaghi (0,25).

$P_1$ , corresponde al valor de tensión vertical efectiva en el punto de intersección de  $C_c$  con  $\sigma_c'$  (50)

$P_2$ , corresponde al valor de tensión vertical efectiva en el punto de intersección de  $C_c$  con Terzaghi (800).

Por lo tanto, el valor de  $C_c = \frac{0.584-0.25}{\log 50-\log 800} = - 0,2813 = 0,2813$ .

Para  $C_s$ :

$e_1$ , corresponde al valor de índice de vacíos en un punto de la recta  $C_s$  (0,42).

$e_2$ , corresponde al valor del índice de vacíos en un punto de la recta  $C_s$  (0,382).

$P_1$ , corresponde al valor de tensión vertical efectiva en un punto la recta  $C_s$  (8).

$P_2$ , corresponde al valor de tensión vertical efectiva en el punto de la recta  $C_s$  (100).

Por lo tanto, el valor de  $C_s = \frac{0.42 - 0.382}{\log 8 - \log 100} = -0,0181 = 0,0181$ .

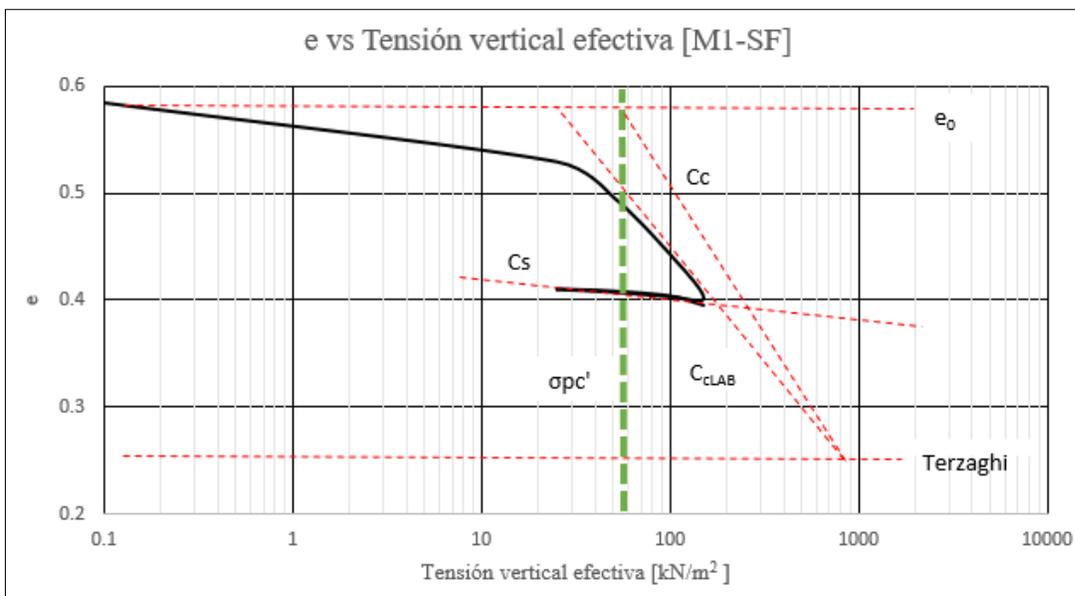


Figura 6.1. Gráfica ejemplificativa para obtener valores de  $C_c$  y  $C_s$  por el método de Terzaghi para el suelo de fundación [M1-SF].

El esfuerzo de preconsolidación del suelo de fundación [M1-SF] es de  $50$   $\text{kPa}$ ; la muestra obtenida desde el suelo de fundación se encontraba a una profundidad de  $1$   $\text{m}$  y la densidad del suelo de fundación es de  $18$   $\text{kg/m}^3$  por lo tanto el valor del esfuerzo vertical *in situ* es igual a  $18 * 1 = 18$   $\text{kPa}$ , por lo tanto, el valor del  $\text{OCR} = \frac{50}{18} = 2,8$ , es decir, corresponde a un tipo de suelo preconsolidado en teoría.

El mismo procedimiento se aplicó para las 4 muestras restantes.

## 6.4. Determinación del coeficiente de consolidación

- Método de Casagrande:

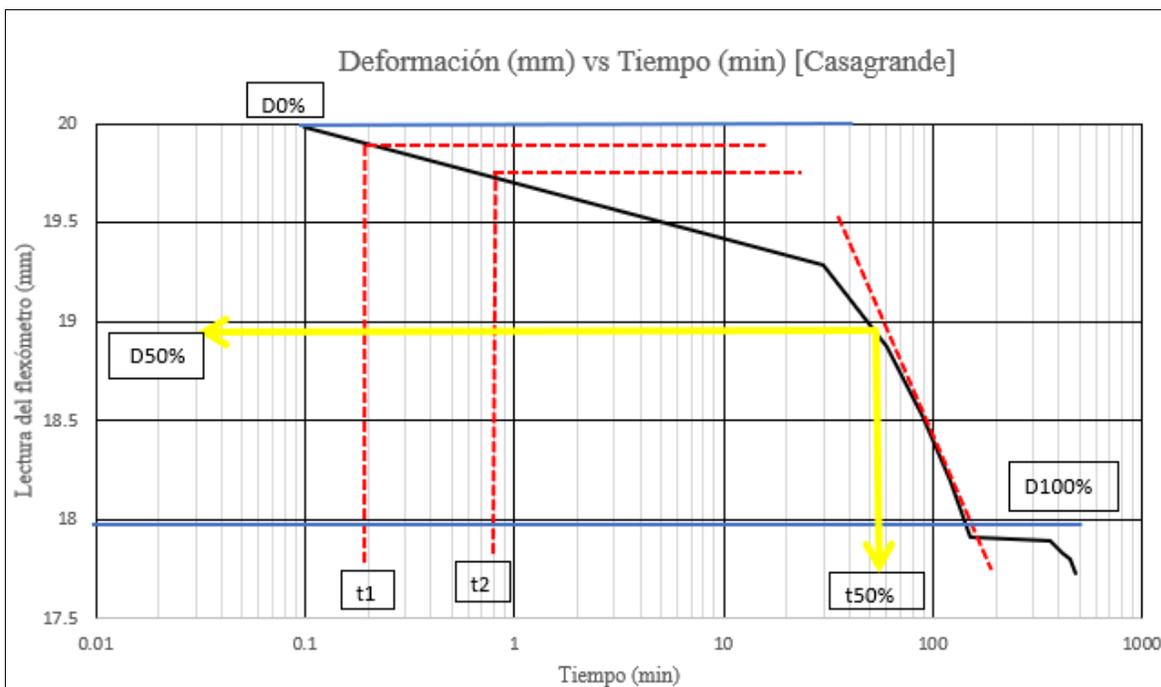


Figura 6.2. Gráfica que representa la deformación vs el tiempo para el suelo de fundación, a través del método de Casagrande.

La siguiente gráfica representa el método de Casagrande para la obtención del  $C_v$ :

Donde:

$t_1$  y  $t_2$ , son 2 puntos algún tramo de la curva de consolidación.

$D_{0\%}$ , lectura inicial del flexómetro para este caso es igual a 19,985 mm.

$D_{100\%}$ , lectura final del flexómetro para este caso es igual a 17,9 mm.

$D_{50\%}$ , valor obtenido desde el promedio entre  $D_{0\%}$  y  $D_{100\%}$ , para este caso es  $(19,985 + 17,9) / 2 = 18,95$  mm. Luego de obtener este valor se procedió a proyectar dicho valor hasta interceptarlo con la curva de consolidación, el punto de intercepción proyectado sobre el eje de las abscisas corresponde al valor de  $t_{50}$ , para este caso son 55 min.

Ahora se procede a realizar el cálculo (fórmula [20]) de la velocidad de consolidación, es decir,  $C_v$ :

$$C_v = (0,99925 \text{ [cm]})^2 * (0,197) / (55 \text{ min} * 60 \text{ seg/min}) = 0,00006 \text{ cm}^2/\text{seg}.$$

Este cálculo representa los valores de coeficiente de consolidación por el método de Casagrande asociado al suelo de fundación [M1-SF], de la misma manera se calcularon los 4 materiales restantes.

- Método de Taylor:

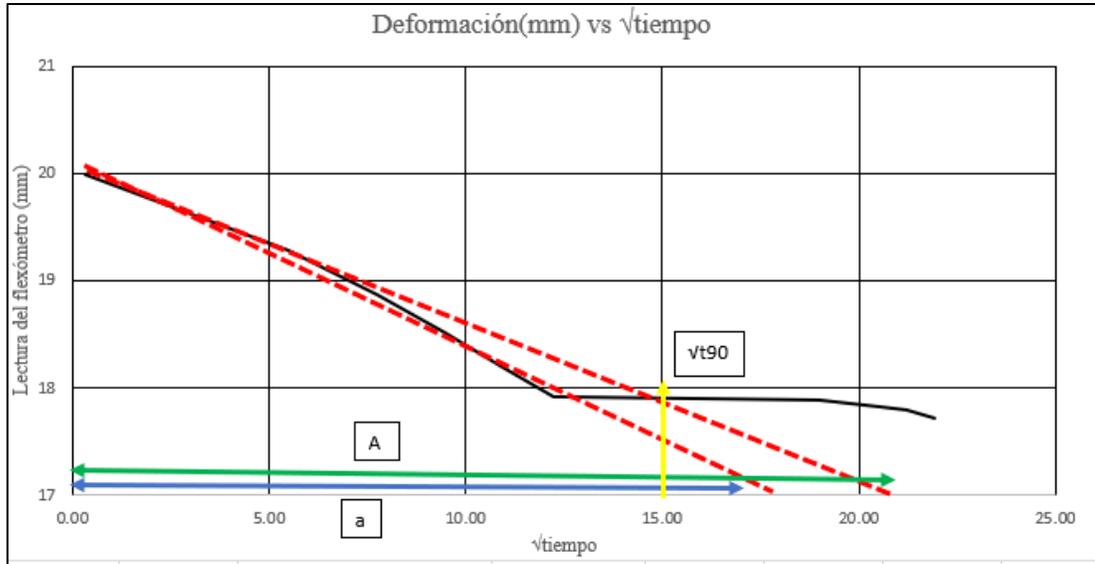


Figura 6.3. Gráfica que representa la deformación vs el tiempo para el suelo de fundación, a través del método de Taylor.

Todos estos parámetros pueden ser obtenidos desde la curva de consolidación obtenida desde el ensayo edométrico que representa la relación de vacíos ( $e$ ) vs la tensión vertical efectiva ( $\sigma'$ ).

Donde:

$$a = 17,9 \text{ min}^{1/2}.$$

$$A = a + 0,15a = 20,585 \text{ min}^{1/2}.$$

$$vt_{90} = 15 \text{ min}^{1/2} = 225 \text{ min}.$$

Ahora se procedió a realizar el cálculo (fórmula [21]) de la velocidad de consolidación, es decir,  $C_v$ :

$$C_v = (0,99925 \text{ cm})^2 * (0,848) / (225 \text{ min} * 60 \text{ seg/min}) = 0,000063 \text{ cm}^2/\text{seg}.$$

Este cálculo representa los valores de coeficiente de consolidación por el método de Taylor asociado al suelo de fundación [M1-SF], de la misma manera se calcularon los 4 materiales restantes.

### 6.5. Determinación del módulo de elasticidad para materiales del sitio en estudio

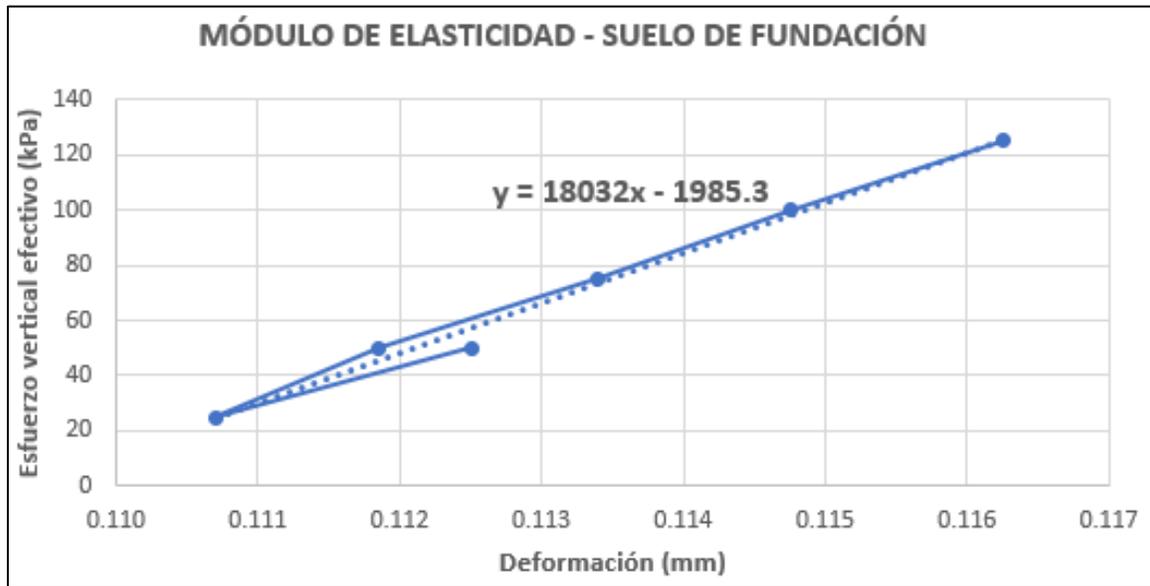


Figura 6.4. Gráfica del módulo de elasticidad suelo de fundación en el tramo de recompresión.

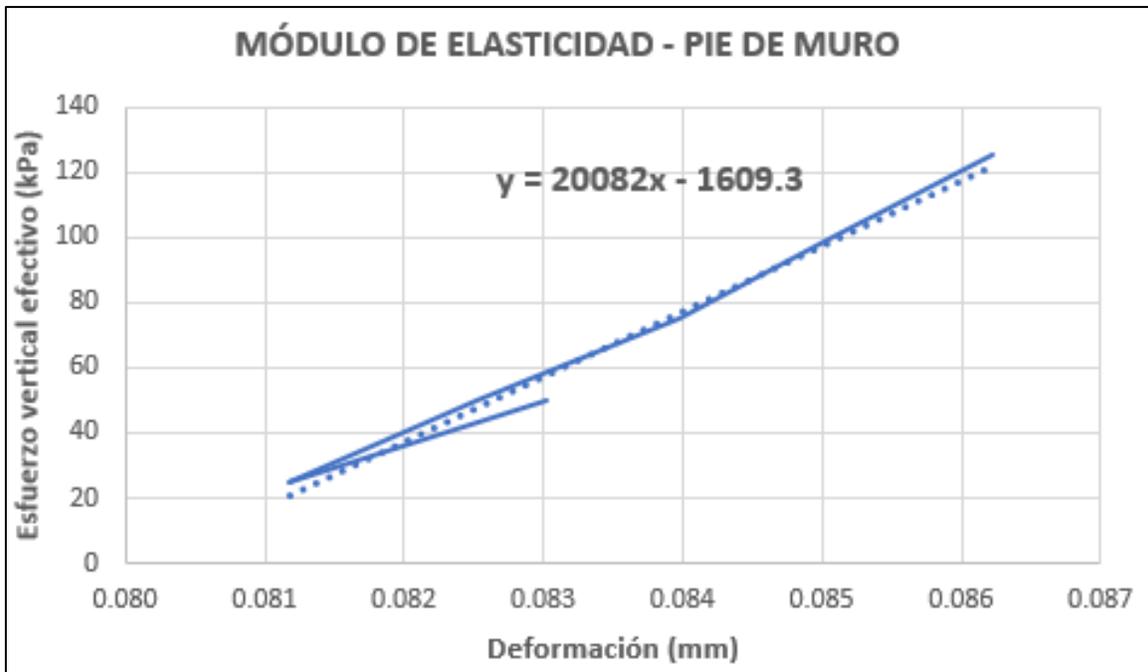


Figura 6.5. Gráfica del módulo de elasticidad pie de muro en el tramo de recompresión.

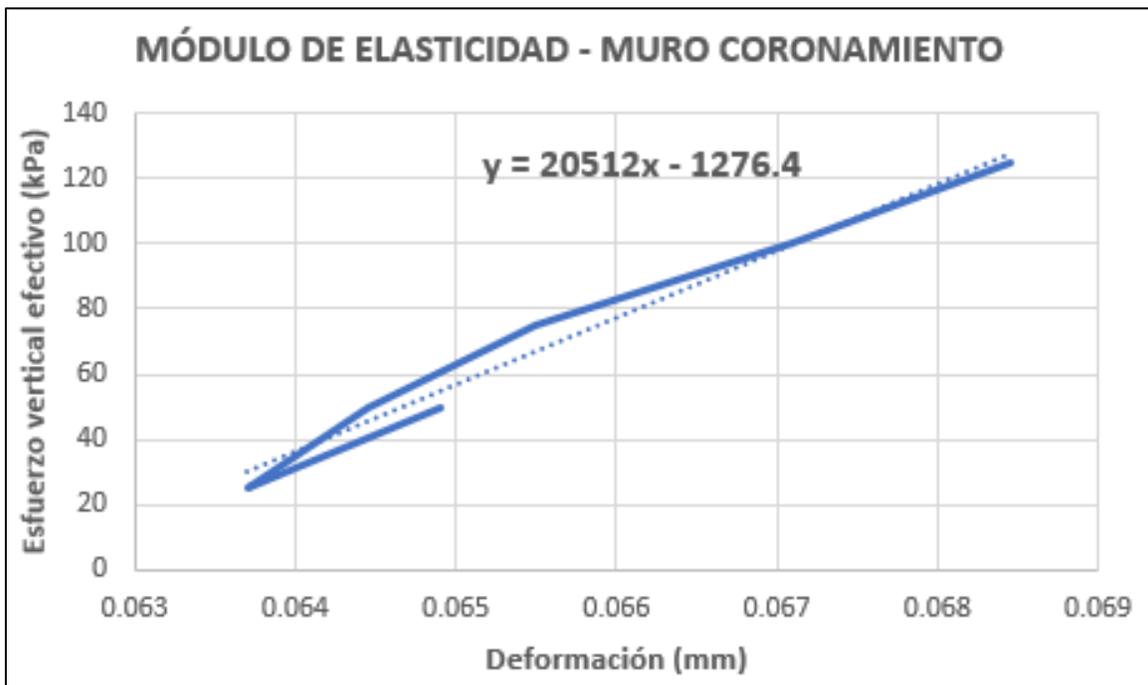


Figura 6.6. Gráfica del módulo de elasticidad muro coronamiento en el tramo de recompresión.

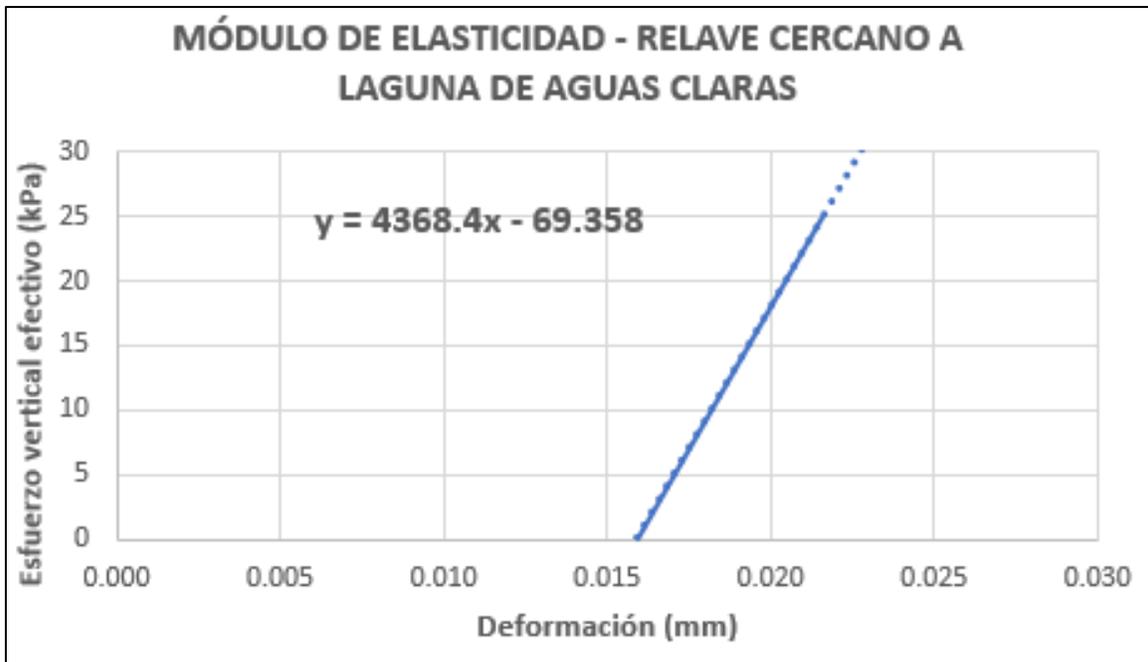


Figura 6.7. Gráfica del módulo de elasticidad muro relave cercano a laguna de aguas claras en el tramo de carga.

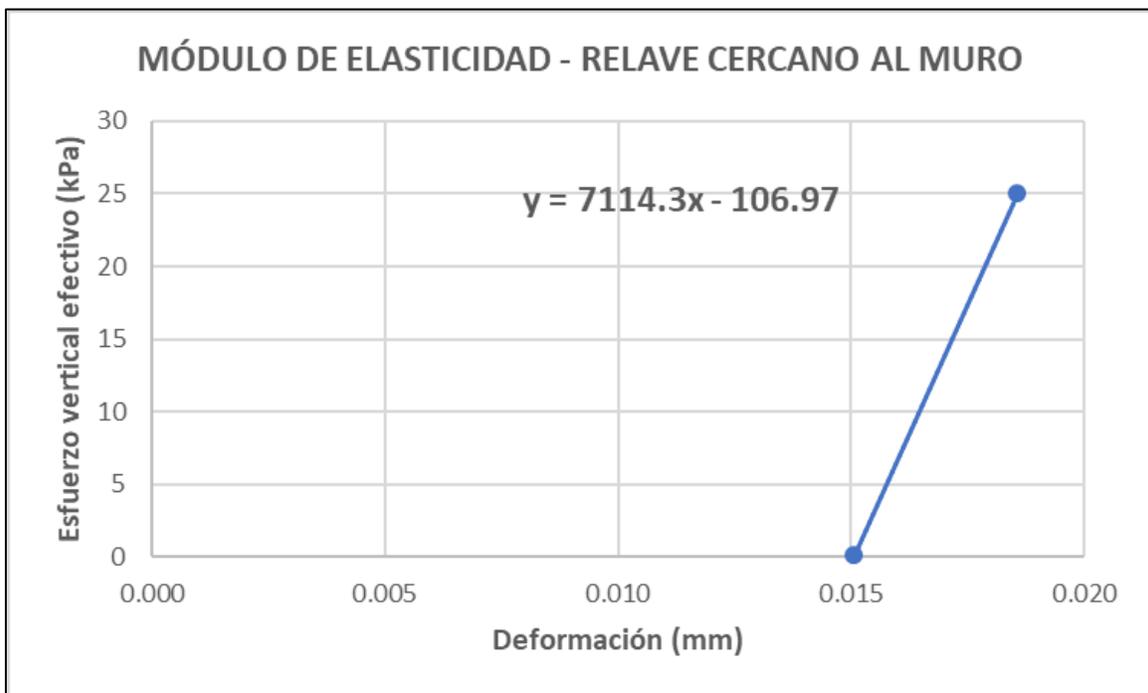


Figura 6.8. Gráfica del módulo de elasticidad muro relave cercano a la presa del embalse en el tramo de carga.

### 6.5.1. Validación del módulo de elasticidad

Se realizó un proceso de validación para el parámetro del módulo de elasticidad, una comparación entre el desplazamiento vertical registrado por el software SIGMA/W y el desplazamiento registrado por los ensayos edométricos para cada una de las 5 muestras extraídas del terreno que se realizaron en laboratorio, utilizando el parámetro de elasticidad ( $E'$ ) obtenido mediante los ensayos edométricos en la etapa de recompresión de la muestra para ambos métodos.

Se replicaron las mismas condiciones para dicha modelación numérica: dimensiones de la pastilla (2 cm de alto X 5 cm de diámetro), porcentaje de humedad de la muestra, ciclos de carga, descarga y recompresión, todo esto con la finalidad de simular el comportamiento de la manera óptima posible.

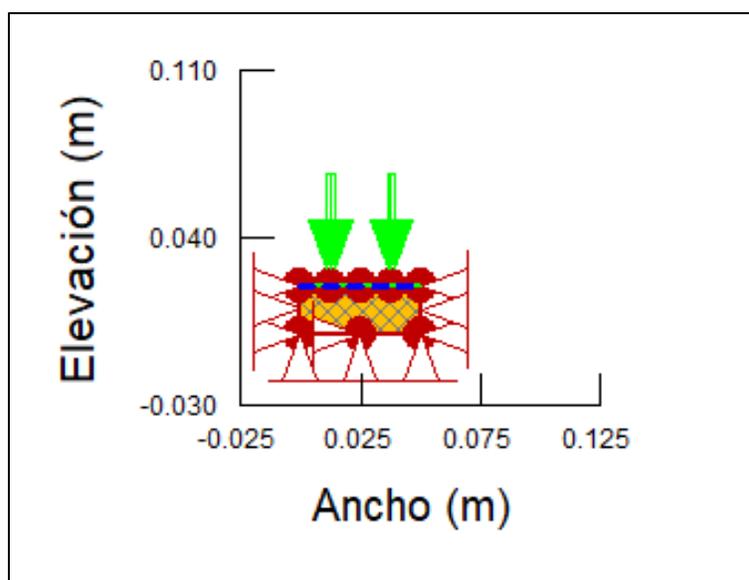


Figura 6.9. Modelación estándar para las 5 muestras ensayadas en laboratorio, SIGMA/W.

Por consiguiente, las figuras correspondientes a la validación del módulo de elasticidad se presentan 2 curvas representativas de los asentamientos registrados por ambos métodos; La traza naranja correspondiente a los asentamientos registrados por el ensayo edométrico y la traza azul a los asentamientos registrados por el software SIGMA/W. Se puede apreciar que no existen diferencias significativas entre ambas curvas, por lo tanto, el parámetro de elasticidad para cada material se valida de esta manera.

Dicha comparación arroja los siguientes resultados:

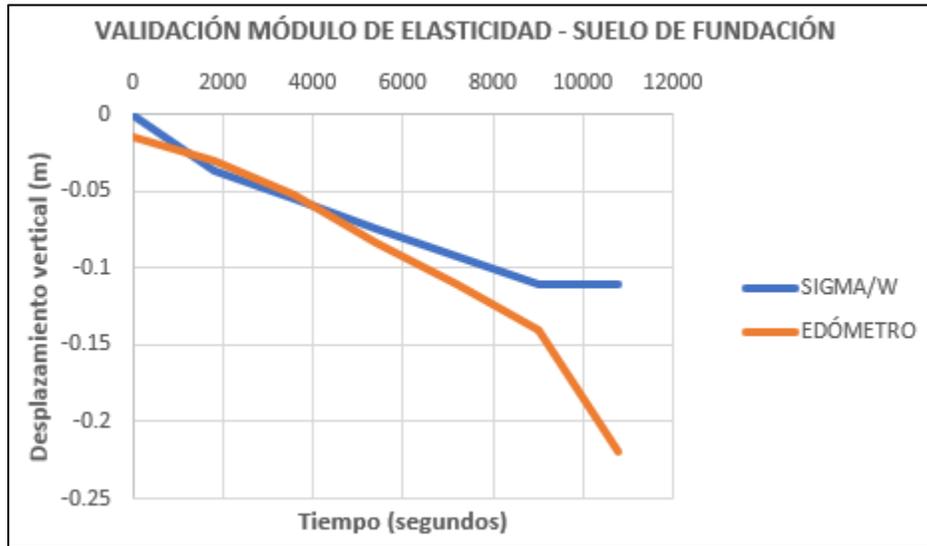


Figura 6.10. Gráfica comparativa de la deformación de la pastilla asociada suelo de fundación, SIGMA/W y ensayo edométrico

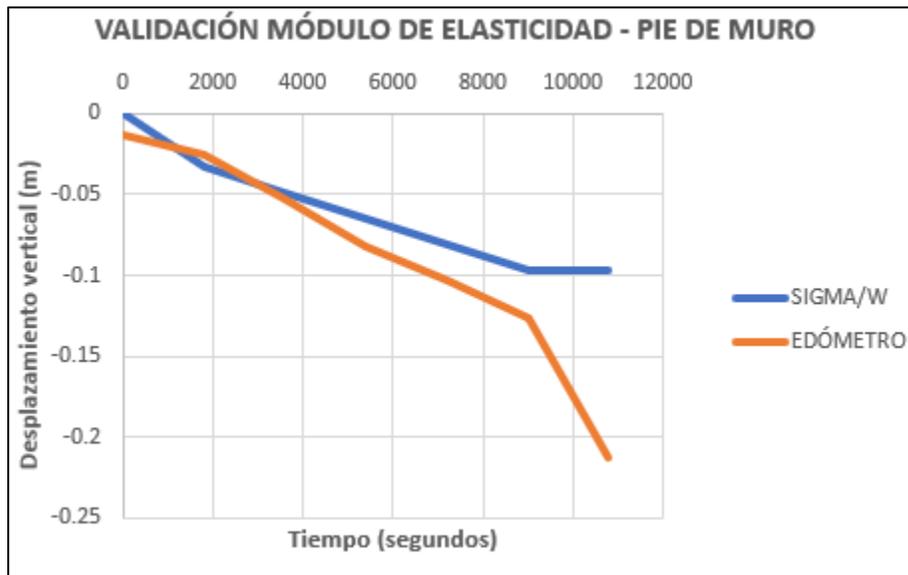


Figura 6.11. Gráfica comparativa de la deformación de la pastilla asociada al pie de muro, SIGMA/W y ensayo edométrico

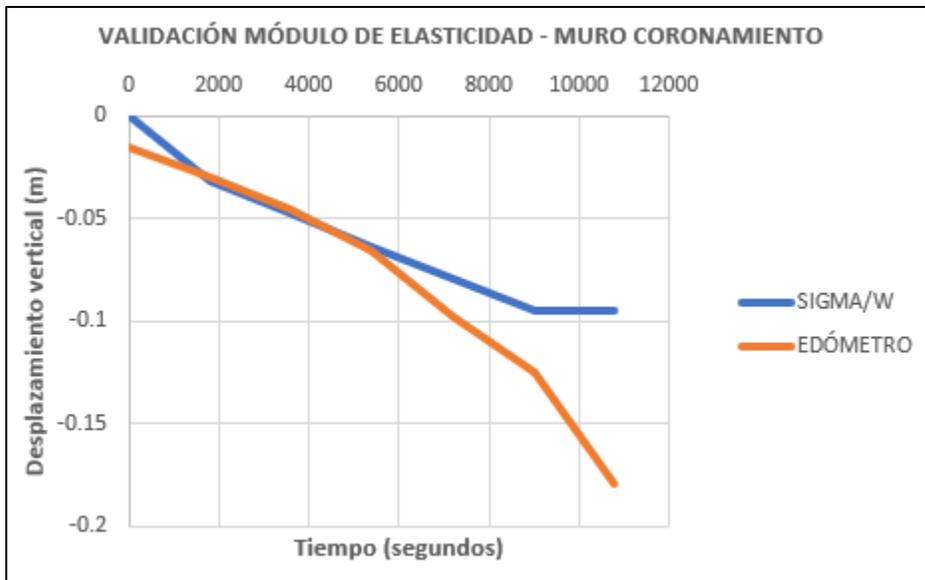


Figura 6.12. Gráfica comparativa de la deformación de la pastilla asociada al coronamiento del muro, SIGMA/W y ensayo edométrico.

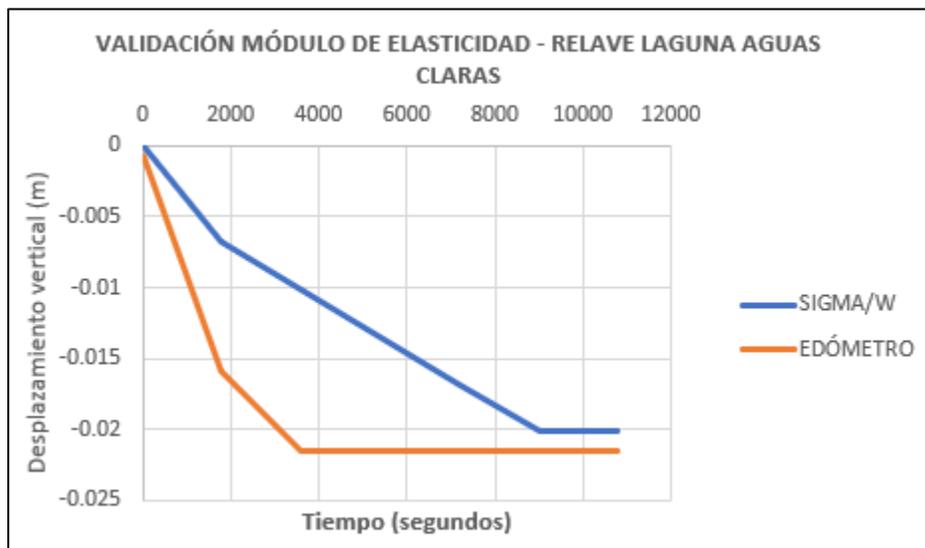


Figura 6.13. Gráfica comparativa de la deformación de la pastilla asociada a las cercanías de la laguna de aguas claras del embalse, SIGMA/W y ensayo edométrico.

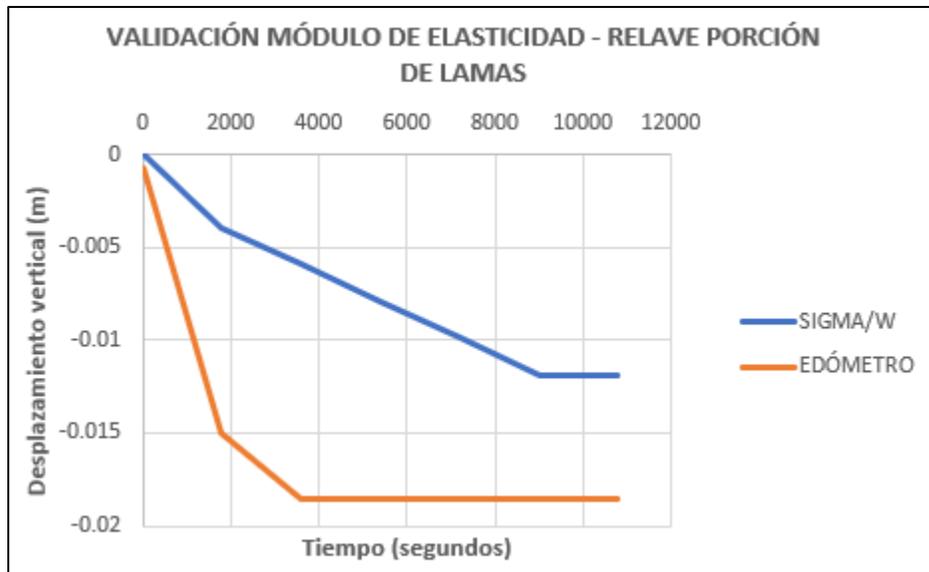


Figura 6.14. Gráfica comparativa de la deformación de la pastilla asociada a las cercanías de la presa del embalse, SIGMA/W y ensayo edométrico.

## 6.6. Estimación analítica de asentamientos totales

### 1. Cálculo de asentamientos por consolidación primaria:

Profundidad del punto en estudio: La profundidad del punto en estudio se encuentra a 2,5 m de profundidad del suelo de fundación bajo el terraplén.

Utilizando la fórmula [15], se tiene densidad del suelo y profundidad del punto en estudio se obtiene el valor del esfuerzo efectivo en ese punto  $\sigma' = 2,5 \text{ m} * (20 - 9,81) \text{ kg/m}^3 = 25,475 \text{ kPa}$ . Se ocupa dicha fórmula ya que en las consideraciones se deja en claro que el suelo de fundación se encuentra completamente saturado, es por esto por lo que el peso unitario del suelo de fundación es de  $20 \text{ kN/m}^3$ , en cuanto a la densidad del agua es de  $9,81 \text{ kg/m}^3$ .

Utilizando nuevamente la fórmula [15], el esfuerzo efectivo provocado en el suelo por la carga que significa soportar el terraplén es  $\Delta\sigma' = 10 \text{ m} * 19 \text{ kN/m}^3 = 190 \text{ kPa}$ .

El esfuerzo de preconsolidación para el suelo de fundación obtenido de la curva de consolidación descrita anteriormente es de  $\sigma_c' = 50 \text{ kPa}$ . Por lo tanto, al cumplirse la siguiente condición  $\sigma_0' + \Delta\sigma' > \sigma_c'$  se utiliza para el cálculo de consolidación primaria la fórmula [9]:

$$S_p = 2,5 * \left[ \left( \frac{0,0181}{1+0,584} \right) * \left( \log \frac{50}{25,475} \right) + \left( \frac{0,2183}{1+0,584} \right) * \left( \log \frac{215,475}{50} \right) \right] = 0,24 \text{ m.}$$

---

El asentamiento primario obtenido de manera analítica es de 0,24 m.

4. Cálculo de asentamiento por consolidación secundario:

El asentamiento por consolidación secundario equivale al asentamiento que ocurre luego de la disminución total de la presión de poros dentro del sistema, es decir, el escurrimiento o drenaje completo de la presencia de agua dentro del suelo de fundación inducido por los fenómenos de carga, está representado por la siguiente fórmula:

$$S_s = C'_a * H * \log \frac{t_2}{t_1} \quad [24]$$

Donde:

$C'_a$ : índice de compresibilidad secundaria.

H: profundidad del punto en estudio.

$t_1, t_2$ : tiempo.

Para este caso el valor de asentamiento secundario es  $S_s = 0,009 * 2,5 * \log \frac{17}{1} = 0,027$  m.

El asentamiento total se expresa de la siguiente fórmula:

$$S_t = S_s + S_p \quad [25]$$

Por lo tanto, el valor de asentamiento total es  $S_t = 0,24 + 0,027 \sim 0,27$  m.

## 6.7. Licencias softwares de modelamiento numérico

|   |  |
|---|--|
|  <b>GEOSLOPE</b> |  |
| <b>Licensee:</b>  | Universidad de Talca<br>Camino a Los Niches KM 1<br>Curicó Región del Maule<br>Chile |
| <hr/>   |  |
| <h1>License Certificate</h1>  |  |
| <b>Serial Number:</b>   | <b>7808-195027-201407-0593</b>   |
| <b>Licensed Product:</b>  | GeoStudio Universal 25-User Network License  |
| <b>Maintenance Expires:</b>   | July 31, 2020  |
| <hr/>   |  |
| <b>Date of Issue:</b>   | July 9, 2019   |
|                |  |
| <small>GEOSLOPE International Ltd.</small>  | <small>1200, 700 - 6 Ave SW<br/>Calgary, AB T2P 0T8<br/>Canada</small>               |
|   | <small>Tel +1 403 269 2002<br/>Fax +1 888 436 2239</small>                           |
|   | <small>sales@geoslope.com<br/>www.geoslope.com</small>                               |

Figura 6.15. Licencia Geostudio 2012 (SIGMA/W).

# Clave de acceso para programas de

| Company Name                  | Type | Key Code   | PID             | PKID            | Version Com | Plan |
|-------------------------------|------|------------|-----------------|-----------------|-------------|------|
| Jorge Ignacio Barrios Rosales | web  | WWWB-64255 | MSENGT00000304  | 4G8RQL1Q88A7W57 | 2019 v1.1   | Rent |
| Jorge Ignacio Barrios Rosales | web  | WWWB-64254 | MSENGNS00000265 | LP7JL70SGACCM9  | 2019 v1.1   | Rent |

| Starting Date | Programa         | Módulo | Observation |
|---------------|------------------|--------|-------------|
| 30/08/2019    | GTS NX PRE/P-OST | FULL   | Agreement   |
| 30/08/2019    | GTS NX Solver    | FULL   | Agreement   |

Figura 6.16. Licencia MIDAS GTS NX.