



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

ANÁLISIS DE DEFORMACIONES ESTÁTICAS EN MUROS DE DEPÓSITOS DE RELAVES TRADICIONALES

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

PAULA CONSTANZA QUIROZ ROJO

PROFESOR GUÍA:
ROBERTO GESCHE SCHÜLER

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
GONZALO CORRAL JOFRÉ
GONZALO SUAZO FUENTEALBA

SANTIAGO DE CHILE
2021

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL
POR: PAULA CONSTANZA QUIROZ ROJO
FECHA: 2021
PROF. GUÍA: ROBERTO GESCHE SCHÜLER

ANÁLISIS DE DEFORMACIONES ESTÁTICAS EN MUROS DE DEPÓSITOS DE RELAVES TRADICIONALES

Chile tiene una larga historia con la industria minera. El proceso de extracción y refinación del material trae consigo la producción de desechos, que son conocidos como relaves. Para disponer de éstos, las empresas mineras construyen obras llamadas depósitos de relaves, que consisten de un muro trapezoidal de suelo que cierra una cuenca, que es llenada con los desechos. Existen distintos tipos de depósitos de relaves, sin embargo, este trabajo de título se centrará sólo en dos; tranque de relaves, el muro es construido con la fracción gruesa de los relaves(arenas) y embalse de relaves, el muro es construido con material de empréstito(gravas y ripio) de una cantera cercana.

Debido a la naturaleza granular del material que compone a los muros de los depósitos de relaves, es que se produce un fenómeno llamado asentamiento. Este es el tópico principal de estudio para este trabajo de título, en particular, las deformaciones producidas durante la construcción, operación y posterior al cierre de la obra, sin considerar las generadas por los sismos.

Actualmente la mayor parte de la investigación de estas estructuras en Chile se centra en lo que sucede durante los sismos, en consecuencia no describen precisamente las deformaciones estáticas. Sin embargo estos estudios indican valores para las propiedades de los materiales y sugerencias respecto a los modelos constitutivos que se ajustan mejor a los suelos chilenos. Si bien en Chile no existen publicaciones que aborden el tema de este trabajo de título, es posible encontrar investigaciones realizadas en el extranjero sobre muros de embalses de agua y sobre algunos depósitos de relave, lo que hace posible extraer sugerencias y supuestos para las metodologías que se deberán seguir para calcular la deformación.

Para estimar las deformaciones en este trabajo de título se usaron tres distintos métodos, el método empírico se basa en una investigación sobre presas de agua en las que se midieron las deformaciones y definieron ecuaciones para determinar sus deformaciones. El método analítico consiste en utilizar la teoría elástica de Hooke en conjunto con la teoría desarrollada del creep de los materiales para estimar las deformaciones. El método numérico, es un software que utiliza FEM, al cual se le entregan propiedades de los materiales, el modelo constitutivo y se define una geometría. Con esto es capaz de simular el comportamiento del muro y así obtener las deformaciones.

Los resultados son comparables entre los tres métodos para las arenas, sin embargo no es así para los empréstitos. Estos resultados evidencian la importancia de la caracterización geotécnica de los materiales de los muros, ya que los resultados de ésta alimentan los distintos modelos y mientras más información haya disponible, más preciso pareciera ser. Para comprobar esta precisión, es que se hace necesario un catastro de depósitos y deformaciones de obras chilenas u obras que sean similares en geometría y materiales a las del país para poder comprobar que los resultados obtenidos sean correctos.

Para mis abuelos.

Agradecimientos

Quiero agradecer a mi familia, por apoyarme durante estos(largos) años de universidad. En especial a mis hermanas; Javiera y Daniela, por siempre demostrarme que es posible y por ser los mejores ejemplos que pude tener.

A mis amigos del colegio, que siempre estaban dispuestos a escucharme hablar de mi vida en Beauchef, a mis amigos de la universidad, que estaban dispuestos a acompañar el estudio del traspasado y hacían la vida en la universidad(incluyendo la escuelita on-line) la mejor experiencia, a mis amigos de debate, que me recordaban que no todo era ingeniería y a Sebastián, que me ha apoyado en todo y me ha acompañado en todas las decisiones que he tomado.

A los profesores del área de geotecnia del departamento, en especial a mi profesor guía; Don Roberto Gesche, que en la primera clase del curso de Geotecnia me mostró las maravillas de esta subdisciplina de la Ingeniería Civil y finalmente, a todos quienes hicieron posible mi experiencia en la universidad.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Introducción General	1
1.2. Motivación	4
1.3. Objetivos	6
1.3.1. Objetivo General	6
1.3.2. Objetivos Específicos	6
1.4. Alcances	7
2. Marco Teórico	8
2.1. Conceptos de Deformaciones	8
2.1.1. Asentamiento	8
2.1.2. Deformación Instantánea	9
2.1.3. Deformación por recompresión y compresión virgen	10
2.1.4. Creep	12
2.2. Ensayos de Laboratorio	12
2.2.1. Ensayo Triaxial	12
2.2.2. Ensayo de Compresión Edométrica	13
2.2.2.1. Carga Incremental	13
2.2.2.2. Carga Constante	13
2.3. Depósitos de relaves chilenos.	13
2.3.1. Geometría	14
2.3.2. Métodos Constructivos	16
2.4. Definición de parámetros geotécnicos de suelos chilenos y similares	16
2.4.1. Tranques	17
2.4.2. Embalses	22
2.4.3. Suelo de Fundación	24
2.5. Casos documentados en literatura de análisis de deformaciones de muros de presas.	25
2.5.1. Análisis de Deformaciones de la Presa de Agua Ritschard	25
2.5.2. Análisis de Deformaciones de la Presa de Agua Nam Ngum 2	26
2.5.3. Estudio de deformaciones de presas de agua en Australia	26
2.5.4. Estimación de parámetros geotécnicos para masas de arenas	27
2.5.5. Análisis de Deformación Presa de Agua Heiquan	27
2.5.6. Estimación de parámetros geotécnicos para presa de relaves	28
2.6. Estudio Empírico de Deformaciones	28
2.7. Modelos Constitutivos	29

2.7.1.	Modelo Elasto-Plástico(Mohr-Coulomb)	30
2.7.2.	Modelo Hiperbólico	30
2.7.3.	Modelo Cam-Clay Modificado	31
2.7.4.	Hardening Soil Model	31
2.7.5.	Soft Soil Model	33
2.7.6.	Soft Soil Model con Creep	34
3.	Metodología	35
3.1.	Selección de Parámetros de Suelo y Definición de Geometría y Secuencia Constructiva	35
3.1.1.	Propiedades Materiales	35
3.1.2.	Geometrías y Métodos Constructivos de los Muros	37
3.2.	Cálculo de deformaciones mediante el método empírico	38
3.3.	Cálculo de deformaciones mediante el método analítico	38
3.4.	Cálculo de deformaciones mediante el método numérico	39
4.	Resultados	42
4.1.	Tranques	42
4.1.1.	Durante la construcción y operación	42
4.1.1.1.	Resultados obtenidos mediante formulaciones empíricas	42
4.1.1.2.	Resultados obtenidos mediante métodos analíticos	43
4.1.1.3.	Resultados obtenidos mediante métodos numéricos	45
4.1.2.	Después del cierre	47
4.1.2.1.	Resultados obtenidos mediante formulaciones empíricas	47
4.1.2.2.	Resultados obtenidos mediante métodos analíticos	47
4.1.2.3.	Resultados obtenidos mediante métodos numéricos	48
4.2.	Embalses	49
4.2.1.	Durante la construcción y operación	49
4.2.1.1.	Resultados obtenidos mediante formulaciones empíricas	49
4.2.1.2.	Resultados obtenidos mediante métodos analíticos	50
4.2.1.3.	Resultados obtenidos mediante métodos numéricos	51
4.2.2.	Después del cierre	52
4.2.2.1.	Resultados obtenidos mediante formulaciones empíricas	52
4.2.2.2.	Resultados obtenidos mediante métodos analíticos	53
4.2.2.3.	Resultados obtenidos mediante métodos numéricos	53
5.	Análisis	55
5.1.	Diferencias en los modelos	55
5.2.	Comparación deformación durante la construcción y operación	56
5.3.	Comparación deformación posterior al cierre	59
6.	Conclusiones	62
6.1.	Conclusiones generales	62
6.2.	Conclusiones específicas	63
7.	Recomendaciones	65
	Bibliografía	66

A. Anexo	69
A.1. Tranque	69
A.1.1. Tabla comparativa de los métodos utilizados para la estimación de deformaciones durante la construcción y operación.	69
A.1.2. Tablas comparativas de las deformaciones posterior al cierre de los depósitos.	69
A.2. Embalse	70
A.2.1. Tabla comparativa de los métodos utilizados para la estimación de deformaciones durante la construcción y operación.	71
A.2.2. Tablas comparativas de las deformaciones posterior al cierre de los depósitos.	71

Índice de Tablas

1.1.	Distribución regional del estado de depósitos de relaves del país, año 2020. Fuente SERNAGEOMIN [42].	5
2.1.	Tabla resumen con los valores de parámetros geométricos asociados a tranques	15
2.2.	Tabla resumen con los valores de parámetros geométricos asociados a tranques	15
2.3.	Tabla resumen de los parámetros del Tranque el Torito. Figueroa (2017) [22] .	17
2.4.	Tabla resumen con propiedades índice de dos embalses chilenos. Barrios(2019)[3]	22
2.5.	Tabla resumen con los valores del sondaje. Mendoza(2019)[34].	24
3.1.	Propiedades de los materiales, utilizados para el tranque.	36
3.2.	Propiedades de los materiales, utilizados para el embalse.	36
3.3.	Tabla resumen con los parámetros de geometría y método constructivo de los muros del tranque y el embalse	37
A.1.	Tabla comparativa de asentamientos en tres instantes de la construcción del tranque.	69
A.2.	Tabla comparativa de las deformaciones en tres puntos a 2 años del cierre del tranque.	69
A.3.	Tabla comparativa de las deformaciones en tres puntos a 10 años del cierre del tranque..	70
A.4.	Tabla comparativa de las deformaciones en tres puntos a 25 años del cierre del tranque.	70
A.5.	Tabla comparativa de las deformaciones en tres puntos a 75 años del cierre del tranque.	70
A.6.	Tabla comparativa de las deformaciones en tres puntos a 200 años del cierre del tranque..	70
A.7.	Tabla comparativa de asentamientos en tres instantes de la construcción del embalse.	71
A.8.	Tabla comparativa de las deformaciones en tres puntos a 2 años del cierre del embalse.	71
A.9.	Tabla comparativa de las deformaciones en tres puntos a 10 años del cierre del embalse.	71
A.10.	Tabla comparativa de las deformaciones en tres puntos a 25 años del cierre del tranque.	72
A.11.	Tabla comparativa de las deformaciones en tres puntos a 75 años del cierre del embalse.	72
A.12.	Tabla comparativa de las deformaciones en tres puntos a 200 años del cierre del embalse.	72

Índice de Ilustraciones

1.1.	Partes de un depósito de relaves. Fuente: SONAMI(2016)[43]	2
1.2.	Embalse de Relaves La Brea, Comuna de Tierra Amarilla. Vista NE en el año 2018. Fuente: SNIFA 2018 [28]	2
1.3.	Tranque de Relaves El Mauro, Comuna de Los Vilos. Vista NE del muro. Fuente: Bernetti(2019)[4]	3
1.4.	Descripción gráfica de la construcción con los tres métodos. Fuente: Figueroa et al. 2017 [22]	3
1.5.	Importancia relativa de las distintas técnicas de depositación de relaves utilizadas en Chile, año 2019. Fuente SERNAGEOMIN[42]	5
1.6.	Volumen acumulado y autorizado de relaves a la fecha. Fuente: Valenzuela et al.(2020)[47]	6
2.1.	Gráfico de variación del índice de vacíos ante la tensión. Fuente Alberto(2019)[1]	10
2.2.	Influencia carga trapezoidal. Osterberg(1957)[39]	11
2.3.	a) Arena depositada en el talud desde el coronamiento y b) Arena depositada en celdas. Fuente: Valenzuela (2016)[46]	16
2.4.	Propiedades Índice de las arenas ensayadas por Campaña(2011) [12]	18
2.5.	Resultados de un ensayo triaxial en una de las muestras ensayadas para la investigación. Campaña(2011)[12]	19
2.6.	Envoltentes de Resistencia Drenada en el plano q-p' para las arenas del tranque Las Tórtolas. Campaña(2011)[12]	20
2.7.	Ensayos edométricos de arenas de relaves. Carmi(2013)[14]	21
2.8.	Variación del valor del índice C_α según la presión vertical. Fuente Osses(2019)[38]	22
2.9.	Variación del ángulo de fricción, según la presión de confinamiento(2006)[50] .	23
2.10.	Variación del módulo de deformación según la presión confinamiento en ripios. Fuente: Verdugo(2006)[50]	23
2.11.	Ensayo edométrico en ripos. Fuente: Wachtendorff(2015) [51]	24
2.12.	Muro de la presa de agua Ritschard, en Colorado, Estados Unidos. Fuente: Lorenz[32]	25
2.13.	Muro de la Presa Nam Ngum 2, en Laos. Fuente: CKPower [15]	26
2.14.	Diagrama de la composición del Reservorio Heiquan. Fuente: Da & Su [20] . .	27
2.15.	Asentamiento relativo del coronamiento de la presa después de la construcción vs la altura de la presa. Kermani(2016)[27]	28
2.16.	Asentamiento relativo del coronamiento de la presa durante del llenado vs la altura de la presa. Kermani(2016)[27]	29
2.17.	Asentamiento relativo del coronamiento de la presa después del llenado vs la altura de la presa. Kermani(2016)[27]	29

2.18.	Relación tensión-deformación hiperbólica para la carga primaria en un ensayo triaxial. Fuente: Van der Sloot(2021)[48]	33
3.1.	Secuencia constructiva.	38
3.2.	Geometría final para el embalse.	41
4.1.	Asentamiento esperado medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando la Ec. 2.8	43
4.2.	Asentamiento esperado medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando la Ec. 2.1	44
4.3.	Asentamiento acumulado esperado, medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando la Ec. 2.7	44
4.4.	Asentamiento esperado, medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando la Ec. 2.7	45
4.5.	Carga distribuida en las capas inferiores	45
4.6.	Asentamiento esperado, medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando el modelo constitutivo Hardening Soil Model en PLAXIS	46
4.7.	Asentamiento esperado, medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando el modelo constitutivo Mohr-Coulomb en PLAXIS	46
4.8.	Asentamiento esperado después del cierre del depósito, comparando la deformación en tres puntos del muro.	47
4.9.	Asentamiento esperado después del cierre del depósito, comparando la deformación en tres puntos del muro, usando la Ec. 2.7	48
4.10.	Asentamiento esperado después del cierre del depósito, comparando la deformación en tres puntos del muro, usando el modelo constitutivo Soft Soil con Creep.	48
4.11.	Asentamiento esperado medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando la Ec. 2.8	49
4.12.	Asentamiento esperado, medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando la Ec. 2.1	50
4.13.	Asentamiento acumulado esperado, medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando la Ec. 2.7	50
4.14.	Asentamiento acumulado esperado, medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando la Ec. 2.7	51
4.15.	Asentamiento esperado, medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando el modelo constitutivo Hardening Soil Model en PLAXIS	51
4.16.	Asentamiento esperado, medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando el modelo constitutivo Mohr-Coulomb en PLAXIS	52
4.17.	Asentamiento esperado después del cierre del depósito, comparando la deformación en tres puntos del muro, usando la Ec. 2.7	53
4.18.	Asentamiento esperado después del cierre del depósito, comparando la deformación en tres puntos del muro, usando el modelo constitutivo Soft Soil con Creep.	54
5.1.	Gráfico comparativo de los modelos simplificados para el cálculo de deformaciones durante la construcción y operación del tranque	56
5.2.	Gráfico comparativo de los modelos complejos para el cálculo de deformaciones durante la construcción y operación del tranque	57
5.3.	Gráfico comparativo de los modelos simplificados para el cálculo de deformaciones durante la construcción y operación del embalse.	58

5.4.	Gráfico comparativo de los modelos complejos para el cálculo de deformaciones durante la construcción y operación del embalse.	58
5.5.	Gráfico comparativo de los modelos para el cálculo de deformaciones posterior al cierre del tranque, a 25 años del fin de la obra.	60
5.6.	Gráfico comparativo de los modelos para el cálculo de deformaciones posterior al cierre del embalse, a 25 años del fin de la obra.	61

1 | Introducción

1.1. Introducción General

La historia de la minería en Chile (Ministerio de Minería[35]) remonta hasta la época precolombina. Se dice que el pueblo de los atacameños explotaba el sector de la actual Chuquicamata por cobre y oro, usando hornos en las altas montañas con el fin de refinar el material para ser utilizado en la elaboración de objetos ceremoniales. Con la invasión y conquista española, la minería de Chile se comienza a enfocar en la extracción de oro. Sin embargo, durante el siglo XVII se genera un cambio en la industria chilena y es necesario pasar más mano de obra hacia la agricultura, lo que genera un declive en la producción minera. Con la independencia de Chile, al disminuir las trabas impuestas por el imperio español al comercio, ocurre un nuevo auge en la minería, tal que un poco más de 20 años posterior a la independencia, Chile se había convertido por primera vez en el primer productor de cobre a nivel mundial. Desde el siglo XIX hasta la actualidad, la relación del país con esta industria ha sido de vital importancia para su desarrollo y crecimiento.

Según datos del SERNAGEOMIN[42], la producción de la industria minera aportó el 9.4% del PIB en el año 2019. Actualmente Chile genera el 28.4% de la producción mundial de cobre, siendo el principal productor del mineral. Adicionalmente, Chile produce el 18.4% de la producción mundial de molibdeno, siendo el segundo mayor productor de este mineral. Con la amplia explotación de varios minerales metálicos y rocas es que se producen desechos asociados a la extracción y refinación de estos. Según el Ministerio de Minería[36] se define relave como 'el residuo, mezcla de mineral molido con agua y otros compuestos, que queda como resultado de haber extraído los minerales sulfurados en el proceso de flotación.'

Los depósitos de relaves son obras de ingeniería especialmente diseñadas para separar estos desechos del ecosistema circundante (Ministerio de Minería[41]). Estos se construyen, usualmente, cerrando una cuenca con un muro trapezoidal y alcanzando alturas de más de 150m. Estas obras están compuestas por varias partes como se ve en la Fig. 1.1. Para esta memoria, 'Análisis de Deformaciones Estáticas en Muros Depósitos de Relaves Tradicionales', se centrará específicamente en dos tipos de depósitos de relaves; embalses y tranques de relaves. Ambas son geoestructuras que necesitan del crecimiento del muro para aumentar su capacidad, sin embargo, presentan diferencias en los materiales y su forma de construcción.

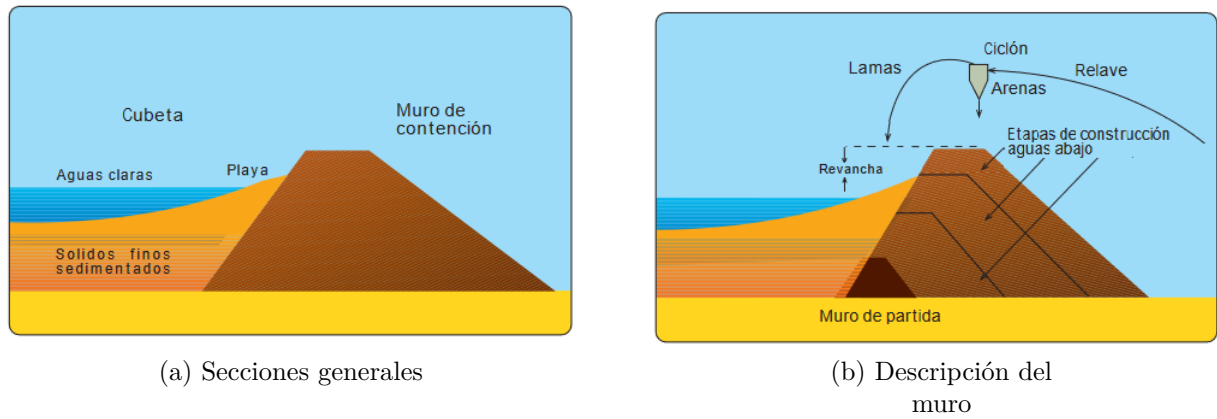


Figura 1.1: Partes de un depósito de relaves. Fuente: SONAMI(2016)[43]

Un embalse de relaves (Ministerio de Minería[41]) se caracteriza por ser construido con material de empréstito, extraído de canteras aledañas al sector, el cual es impermeabilizado en la cara aguas arriba del muro, ya sea con una capa de hormigón o una sección arcillosa del muro. Un ejemplo de este tipo de estructura se puede apreciar en la Fig. 1.2.

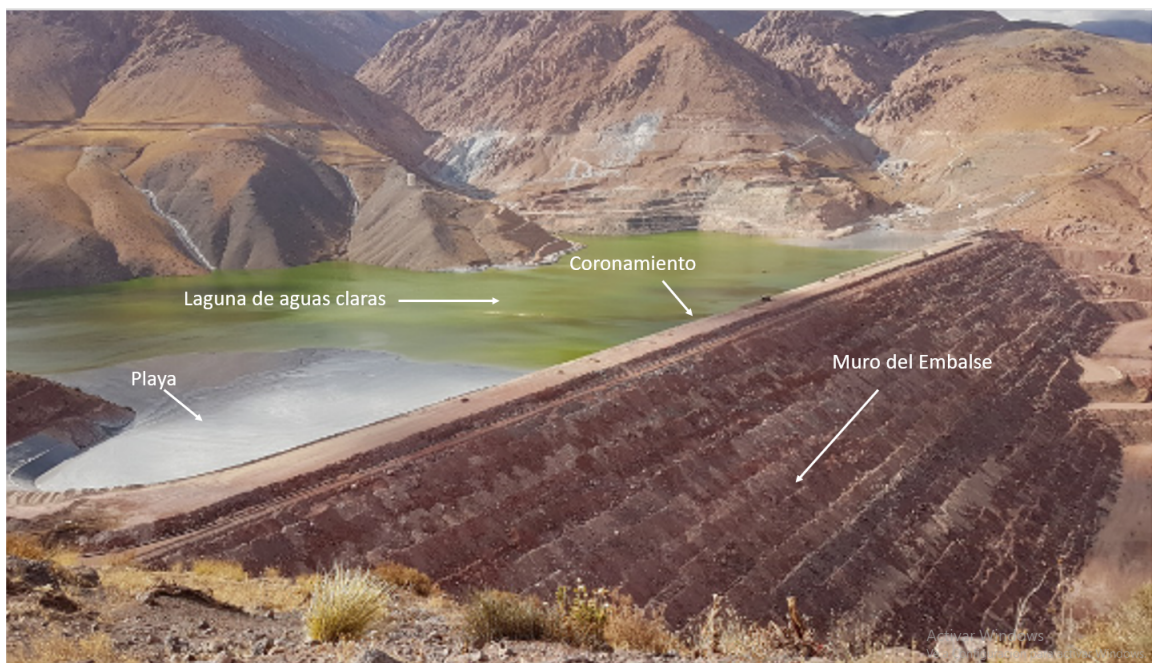


Figura 1.2: Embalse de Relaves La Brea, Comuna de Tierra Amarilla. Vista NE en el año 2018. Fuente: SNIFA 2018 [28]

Un tranque de relaves (Ministerio de Minería[41])(Falcón[21]) es un depósito construido por la fracción gruesa de los relaves, para luego ser compactado y formar el muro. La sección fina de los relaves son depositados en la cubeta, los que al sedimentar forman la laguna de aguas claras del depósito. En la Fig.1.3 se observa un ejemplo de este tipo de depósito



Figura 1.3: Tranque de Relaves El Mauro, Comuna de Los Vilos. Vista NE del muro. Fuente: Bernetti(2019)[4]

A pesar de la diferencia en su composición, la forma mecánica de crecimiento es la misma. Existen tres formas de crecimiento del muro; Método Aguas Arriba, donde el muro al aumentar en altura, para mantener la misma inclinación inicial, va creciendo hacia la cuenca, teniendo un pie del muro en las lamas. Método Línea Central, el crecimiento del muro se hace manteniendo la posición del coronamiento, evitando poner carga sobre las lamas y además permitiendo un crecimiento aguas abajo del muro controlado, ocupando poco espacio. Método de Aguas Abajo, el crecimiento del muro en este método se va expandiendo hacia afuera de las lamas, manteniendo el ángulo del talud aguas arriba del muro. En la Fig. 1.4 se pueden apreciar estos tres métodos. En Chile(Verdugo[49]), desde el terremoto de La Ligua en 1975, que se prohíbe la construcción con el método aguas arriba, debido a su vulnerabilidad ante los eventos sísmicos.

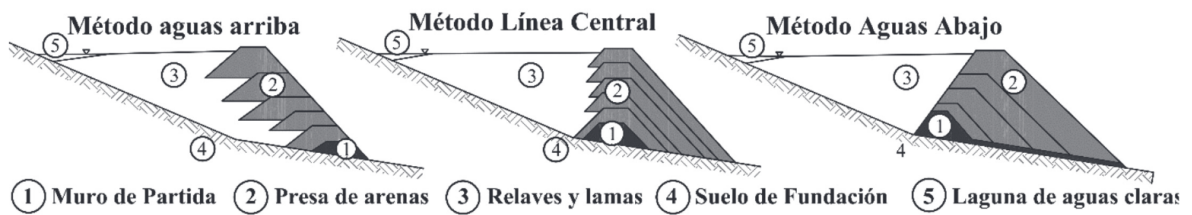


Figura 1.4: Descripción gráfica de la construcción con los tres métodos. Fuente: Figueroa et al. 2017 [22]

Dada la magnitud y naturaleza de estas estructuras es que sufren deformaciones(Budhu[10]) debido a las distintas cargas que se presentan tanto como en la construcción y operación de los depósitos. Al ser construidas con materiales granulares, es que aparecen vacíos entre las partículas del material, los cuales pueden ser llenados por agua o gases. A causa de esta disposición, cualquier tipo de carga (sísmica o estática) puede afectar la forma en que se aco-

modan, disminuyendo los vacíos generando deformaciones en las estructuras. Incluso, estas cargas podrían producir la falla del material, rompiendo las partículas en partes más pequeñas, generando una acomodación del material ubicado sobre estas.

Está dentro del interés de este trabajo de título entender el fenómeno de deformaciones causadas por cargas estáticas, es decir, de carácter permanente en depósitos de relaves en Chile. Se debe tener en cuenta que el suelo tiene un comportamiento complejo(Kok et al.[29]), que puede incluir anisotropía y no linealidad. La historia de carga del suelo afecta en la forma que este se comporta, incluso presentando comportamiento no lineal antes de alcanzar la condición de falla. Los suelos saturados o con presencia de agua presentan otra serie de comportamientos complejos, como el colapso de las estructuras ante la adición de agua, cuando la teoría sugiere que sucederá una expansión.

Un simple modelo elasto-plástico no puede definir a cabalidad el comportamiento de los suelos ante diferentes historiales de carga o de nivel de agua. Sin embargo, dado que necesita de menos parámetros geotécnicos del suelo y tiene una formulación simple desde la ley de Hooke para la deformación elástica, este modelo (Mohr-Coulomb) es utilizado ampliamente como modelo constitutivo de suelo. Es por esto que es necesario para esta memoria investigar sobre los diferentes modelos constitutivos del suelo, entendiendo sus ventajas y desventajas(Brinkgreve[9]), logrando determinar que modelo es el adecuado para comenzar esta investigación y como ésta debería desarrollarse a futuro.

Para modelar las deformaciones estáticas, se utilizará un modelo numérico en base a elementos finitos, la teoría de deformaciones del suelo y modelos estadísticos. Se comenzará con modelos simplificados y luego incluir modelos más complejos, que tomen en consideración más variables para obtener un modelo más preciso de la evolución de las deformaciones en los muros de los depósitos de relaves para el caso de tranques y embalses.

1.2. Motivación

Debido a la larga relación de Chile con la industria minera es que ha existido una necesidad de construir estos depósitos durante mucho tiempo. Hasta 2020, en Chile hay 757(SERNAGEOMIN[42]) depósitos de relaves conocidos, de los cuales el 96.9%(SERNAGEOMIN[42]) corresponden a embalses y tranques de relave. Como se puede ver en la Tabla 1.1 la mayoría de los depósitos de relaves se encuentran entre las regiones de Atacama y Coquimbo. Es fácil notar que el número de depósitos inactivos es alto en comparación a los activos.

Tabla 1.1: Distribución regional del estado de depósitos de relaves del país, año 2020. Fuente SERNAGEOMIN [42]

Región	Activos	Inactivos	Abandonados	En construcción	Total
Total	112	467	173	5	757
Tarapacá	2	-	6	-	8
Antofagasta	12	24	16	-	52
Atacama	31	109	23	5	168
Coquimbo	39	244	106	-	389
Valparaíso	15	54	11	-	80
Metropolitana	6	14	6	-	26
O'Higgins	3	15	1	-	19
Maule	4	2	-	-	6
Aysén	-	5	4	-	9

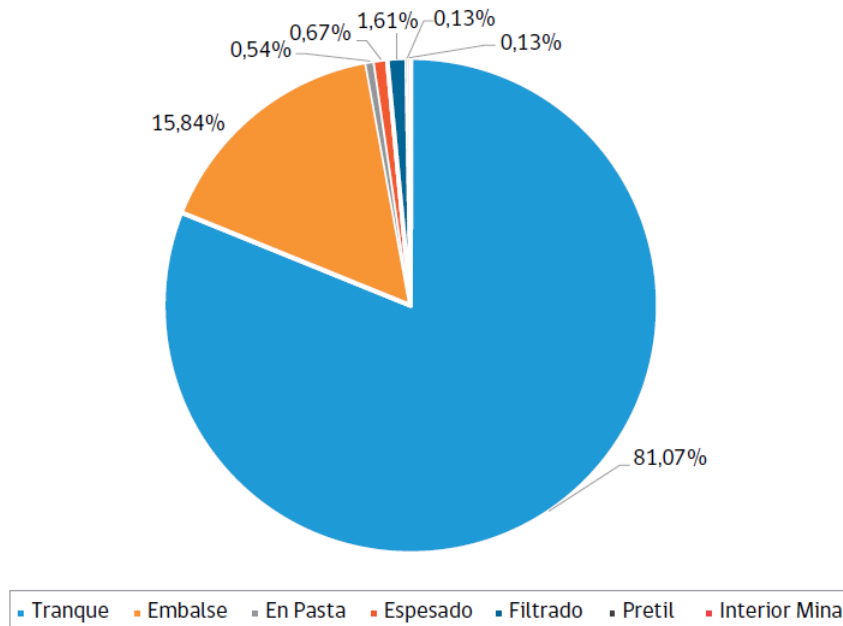


Figura 1.5: Importancia relativa de las distintas técnicas de depositación de relaves utilizadas en Chile, año 2019. Fuente SERNAGEOMIN[42]

Por otro lado, teniendo en cuenta que la mayor producción minera en Chile es el cobre(Consejo Minero[18]), según datos de COCHILCO[17], la ley del cobre ha ido bajando con los años y se espera que siga en descenso, por lo que la producción de cobre refinado generará mayores desechos en el futuro. Esto sumado a que se pronostica el aumento de la producción de cobre(COCHILCO[16]), es seguro asumir que el volumen de relaves aumentará. En 2020, Valenzuela et al.[47] presenta el gráfico de la Fig. 1.6, que su eje vertical izquierdo presenta los valores de volumen acumulado de relaves y en su eje vertical derecho indica el volumen de relaves autorizados por año. En particular, en esta figura se puede apreciar el crecimiento explosivo del volumen acumulado del relave a partir de la década de los noventa.

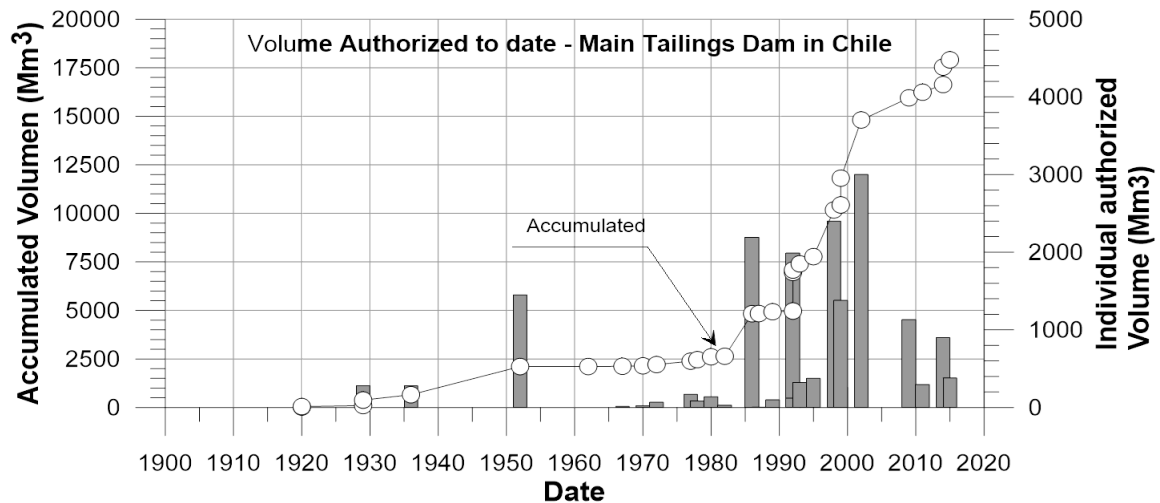


Figura 1.6: Volumen acumulado y autorizado de relaves a la fecha. Fuente: Valenzuela et al.(2020)[47]

Además, en vista de la naturaleza sísmica del país, la investigación está centrada principalmente en como las cargas sísmicas afectan las diferentes estructuras, la forma en que otros tipos de carga, que suceden durante la construcción y la operación, afectan la deformación y estabilidad de las estructuras no es un foco de atención particular.

Considerando lo anterior, es que nace la necesidad de estudiar los efectos de las cargas estáticas sobre las deformaciones de las estructuras, en específico, las geoestructuras utilizadas para almacenar los desechos de la producción minera. Al desarrollar un estudio sobre este tema, se espera lograr entender mejor manera las tasas de deformación de los muros de depósitos de relaves frente a cargas originadas por el peso propio y por la operación y peraltamiento de los mismos.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

- Analizar el efecto de las cargas estáticas en la deformación de muros de depósitos de relaves tradicionales.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Revisar los modelos constitutivos del suelo y encontrar el o los que se adapte mejor a las condiciones de los muros depósitos de relaves que típicamente se construyen en Chile.
- Definir rangos de deformaciones para embalses y tranques de relaves en Chile, como consecuencia de cargas estáticas originadas por peso propio durante etapas de operación y peraltamiento.
- Proponer una metodología de cálculo de deformaciones estáticas que permita estimar de manera más representativa las deformaciones que sufren estas estructuras durante su operación y peraltameinto.

1.4. Alcances

- Análisis de sensibilidad de deformaciones ante cargas estáticas.
 - Estimación de deformaciones mediante el uso de modelos con formulaciones empíricas; se utilizará modelos empíricos estadísticos para estimar valores de deformaciones admisibles, que relacionen la altura con su deformación.
 - Estimación de deformaciones mediante el uso de modelos analíticos; se utilizarán las ecuaciones de deformación del modelo elasto-plástico y la formulación de la teoría de la deformación por creep para estimar manualmente deformaciones verticales en el coronamiento.
 - Estimación de deformaciones mediante el uso de modelos numéricos; con un software que utiliza FEM para resolver las ecuaciones de los modelos constitutivos, se generarán simulaciones para modelar las deformaciones en casos definidos.
- Definición de rangos de deformación esperados según tipos de depósitos.

2 | Marco Teórico

En este capítulo, se presenta la recopilación de información necesaria para el desarrollo de este trabajo de título. La estructuración de este capítulo comienza en la descripción de conceptos básicos sobre las deformaciones volumétricas del suelo, seguido por los ensayos de laboratorio necesarios para alimentar los modelos que predicen las deformaciones del suelo. Con las bases cubiertas, se presenta una recopilación de las geometrías de depósitos de relaves tradicionales en Chile y los métodos constructivos asociados a cada estructura.

Debido a que la información sobre las propiedades de los materiales que son utilizados para la construcción de muros de los depósitos de relaves es propiedad de las empresas que los construyen, es que estos datos son escasos y difíciles de encontrar. Teniendo esto en cuenta se presenta la información sobre materiales de depósitos encontrada, presentando los resultados de distintos ensayos de laboratorio y de pruebas in situ al suelo.

Con el caso chileno descrito, se pasa a revisar estudios similares en otras partes del mundo, lo que permite entender y revisar las condiciones iniciales del análisis y la metodología utilizada para cada trabajo. Después se presenta un estudio estadístico con datos empíricos de distintos depósitos de agua y de relaves, donde se establece una relación entre la altura de un depósito, el tiempo desde la construcción y el asentamiento sufrido por el mismo. Finalmente se listan y describen los modelos constitutivos del suelo, que fueron relevantes en los casos documentados en otras partes del mundo.

2.1. Conceptos de Deformaciones

En esta sección se definen los conceptos básicos discutidos en este trabajo de título. Estos conceptos presentan uno de los fenómenos sufridos por el suelo ante la presencia de cargas, ya sea externas o debido al peso propio.

2.1.1. Asentamiento

El suelo es un material compuesto entre partículas sólidas (generadas por la degradación física o química de las rocas, que podrían incluir material orgánico.), aire y generalmente agua. Debido a esta composición es que este material tiene un comportamiento particular. Dada su naturaleza granular, el material no es continuo y a menos que existan condiciones especiales, como presencia de arcillas y agua, no presenta cohesión entre sus partículas. Lo que permite por ejemplo la circulación de agua a través de este y, ante la presencia de tensiones, su deformación volumétrica, entre otros fenómenos.

La deformación volumétrica del suelo se conoce como asentamiento(Budhu[10])(Terzaghi[45]), como el suelo es un material compuesto, sus partes reaccionan de manera diferente ante las cargas; la sección gaseosa del suelo se comprime, debido a la baja compresibilidad del agua, esta se mueve hacia otras secciones donde la carga no le afecte y si no puede escapar, esta puede tomar un porcentaje de carga. Por otro lado, las partículas sólidas, se reacomodan en una posición más estable y dependiendo de las cargas, estas pueden presentar deformaciones. Este comportamiento genera una disminución del volumen del suelo.

Al estudiar la deformación volumétrica del suelo en su estado natural, se tiene en consideración su historial de cargas y las futuras cargas a las que estará sometido(Brinkgreve[9]). Si bien, no es posible saber con exactitud qué y cómo se cargó el suelo en el pasado se puede hacer una estimación a través de ensayos de laboratorio. Un suelo que tomó mucha carga en el pasado, es más resistente hoy ante cargas similares a las pasadas, una vez sobrepasado el nivel de carga anterior, este continúa la compresibilidad virgen del suelo, hasta la descarga, donde se expande.

El asentamiento considera deformaciones por distintas reacciones. La deformación instantánea sucede, tal como lo dice su nombre, al cargar el suelo y el material en su reacción elástica se deforma. La deformación asociada a la etapa de recompresión del suelo, que sucede mientras el suelo toma cargas menores a la carga mayor que alguna vez tomó. La deformación asociada a la etapa de compresión virgen, al tomar una carga mayor a la carga más grande alguna vez tomada.

Finalmente, para propósitos de esta memoria, la deformación por creep, que está asociada a la deformación plástica de los materiales, cuando los gránulos ya no pueden tomar más carga, estos empiezan un proceso de deformación antes de la ruptura, lo que permite una disminución del volumen del suelo. En teoría, estas deformaciones se pueden estimar por separado, sin embargo, es un fenómeno que sucede simultáneamente en el suelo. En la práctica, la medición de la deformación ante la aplicación de una carga incluye todas las deformaciones descritas anteriormente.

2.1.2. Deformación Instantánea

Esta deformación está asociada a la deformación elástica(Budhu[10])(Terzaghi[45]) y es posible estimarla a través de la ley de Hooke (Brinkgreve[9]), por lo que la deformación queda definida por la siguiente ecuación.

$$\delta = \frac{q(h)}{E(\sigma'_{v-u})} \quad (2.1)$$

Donde δ es la deformación lineal en profundidad en m, $q(h)$ es la carga que se va disipando en profundidad en kN/m y $E(\sigma'_{v-u})$ es el módulo de Young, que va aumentando según el aumento de la presión de poros en kN/m^2 , que se calculará como:

$$\sigma'_{v-u} = \gamma' \cdot H \quad (2.2)$$

Donde γ' es el peso unitario del suelo en unidades de peso sobre unidades de volumen y H es la profundidad a la que se encuentra.

2.1.3. Deformación por recompresión y compresión virgen

Este tipo de deformaciones se produce ante la presencia de agua y sucede en dos partes, la recompresión, mientras el suelo alcanza la carga máxima pasada y la compresión virgen donde se sobrepasa la carga máxima pasada (Budhu[10])(Terzaghi[45]). Tal como se ve en la Fig. 2.1

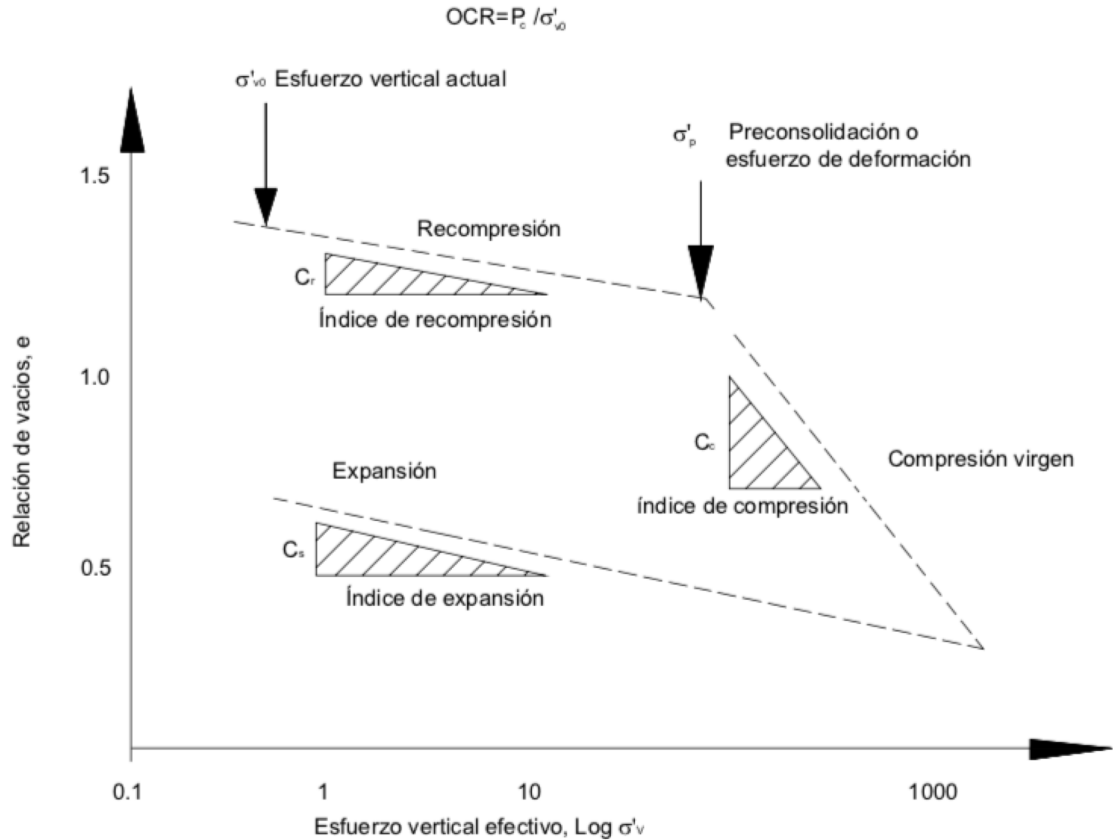


Figura 2.1: Gráfico de variación del índice de vacíos ante la tensión. Fuente Alberto(2019)[1]

La razón de sobreconsolidación (OCR), ayuda a definir el estado del suelo, al considerar el esfuerzo de deformación y el esfuerzo vertical efectivo inicial del suelo. Si el esfuerzo de deformación es mayor que el esfuerzo vertical efectivo inicial el suelo se encuentra en la etapa de recompresión. Si son iguales es que el suelo entrará a compresión virgen. Esta relación se define como (Terzaghi[45]):

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \geq 1 \quad (2.3)$$

Donde OCR es la razón de sobreconsolidación, σ'_p es el esfuerzo de deformación y σ'_{v0} es el esfuerzo vertical efectivo inicial. Esta relación siempre debe ser mayor o igual a 1. Si fuese menor que 1 significa que la muestra que fue ensayada para obtener estos parámetros está alterada.

Para hacer una estimación del valor de deformación generado por ambos fenómenos se utiliza la siguiente ecuación(Terzaghi[45]):

$$s = \frac{H_0}{1 + e_0} \cdot (C_r \log_{10} \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} + C_c \log_{10} \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p}) \quad (2.4)$$

Donde s es el asentamiento en [m], H_0 es el grosor inicial de la capa en [m], e_0 el índice de vacíos inicial, C_r y C_c provienen de un gráfico como el de la Fig. 2.1, donde C_r es la pendiente de la sección de recompresión y C_c es la pendiente de la sección de compresión virgen. σ_{vo} es el esfuerzo vertical actual en [kN/m^2]. Cabe mencionar que esta fórmula es general y que dependiendo del estado del suelo puede que solo una de las partes sea válida en el cálculo y se ignore la otra sección.

El esfuerzo de deformación, σ_p en [kN/m^2] y $\Delta\sigma_z$ se define por la ecuación.

$$\Delta\sigma_z = I_z \cdot q \quad (2.5)$$

Donde q se considera la carga externa, que para el caso de esta memoria se debe considerar trapezoidal. Tal como se ve en la Fig. 2.2

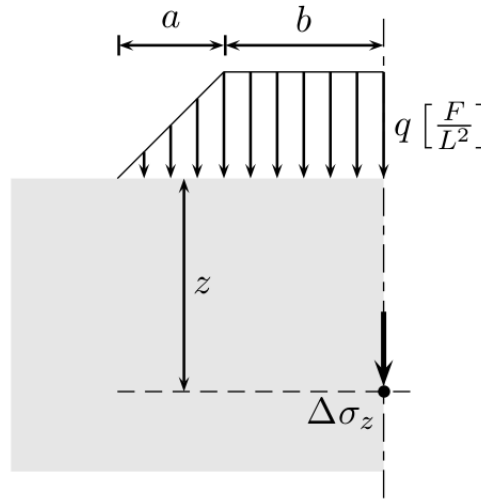


Figura 2.2: Influencia carga trapezoidal. Osterberg(1957)[39]

El valor de I_z , que es el factor de influencia, permite determinar la influencia que tiene la carga en profundidad, para eso se utiliza la ecuación descrita por Osterberg[39] para cargas trapezoidales.

$$I_z = \frac{1}{\pi} \cdot \left[\frac{m+n}{m} \arctan(m+n) - \frac{n}{m} \arctan(n) \right] \quad (2.6)$$

$$m = \frac{a}{z} \quad ; \quad n = \frac{b}{z}$$

Donde a , b y z son los valores descritos en la Fig. 2.2. Por ejemplo en el caso del Tranque Los Quillayes, en el talud aguas abajo, $a = 792$ m y $b = 20$ m.

2.1.4. Creep

Creep(Budhu[10])(Terzaghi[45])(Garlanger[23]) es la deformación asociada a los materiales que sufren una tensión constante por un tiempo prolongado, lo que hace que los materiales se deformen lentamente, sin necesariamente fracturarse. Este fenómeno sucede muy lentamente y es un proceso que afectará a las estructuras mientras estas existan. Para la estimación de la deformación por creep se usa la ecuación:

$$s = \frac{H_0}{1 + e_0} \cdot (C_\alpha \log_{10} \frac{t_1 + t}{t_1}) \quad (2.7)$$

Esta ecuación es muy similar a la deformación anterior, sólo que en vez de depender de la historia tensional del suelo, depende del tiempo. C_α es una constante que se obtiene de un gráfico como el de la Fig.2.1, sólo que en vez de sacar la carga y comenzar un período de relajación, el suelo se mantiene cargado por largos períodos de tiempo, lo que genera un cambio de pendiente. La pendiente de la nueva sección es el valor asociado a C_α . El tiempo inicial, t_1 , en el que ya se deforma instantáneamente y t el tiempo que ha pasado en el que se quiere medir la deformación por creep.

2.2. Ensayos de Laboratorio

En esta sección del capítulo se describen dos ensayos de laboratorio que permiten la obtención de ciertos parámetros geotécnicos de los materiales, que permiten la calibración de los modelos utilizados para la predicción de las deformaciones volumétricas del suelo.

2.2.1. Ensayo Triaxial

Dada la naturaleza del suelo como un material de construcción, es que la medición de resistencia de este material es variable dependiendo de las condiciones que se presenten. El ensayo triaxial, permite el cálculo de la resistencia cortante del suelo y su relación con la tensión normal efectiva(Bishop[5]).

Para esto se debe preparar una muestra de suelo en una probeta cilíndrica, la cual estará sometida a una presión de confinamiento(σ_c) constante, generada por un fluido, el que habitualmente es agua(MecaCiSA[33]) y una carga vertical creciente, que aumenta a velocidad constante. Estos esfuerzos son aplicados hasta alcanzar la falla del material.

Durante la realización del ensayo se van recopilando datos de la deformación sufrida por el suelo y las cargas asociadas a estas. Lo que permite realizar figuras que grafiquen la relación Tensión-Deformación del suelo ensayado. Esto se debe realizar con tres presiones de confinamiento diferentes para poder realizar las estimaciones necesarias para determinar el ángulo de fricción(ϕ) y la cohesión(c).

Este ensayo además puede probar condiciones drenadas o no drenadas del suelo y con o sin consolidación de la probeta, dependiendo de las condiciones naturales del suelo en terreno. Permitiendo así estimar con mayor exactitud las propiedades geotécnicas del material.

2.2.2. Ensayo de Compresión Edométrica

El ensayo de compresión edométrica, también conocido como ensayo de consolidación o ensayo de compresión unidimensional, permite la caracterización del comportamiento de tensión deformación del suelo durante compresión unidimensional o la dilatación. Las probetas de suelo saturadas son ensayadas y a partir de los resultados es posible estimar los parámetros de consolidación del suelo (ASTM[2]).

La probeta cilíndrica de suelo saturada, que puede ser tallada, es decir, a partir de un bloque de suelo. O reformada, a partir de suelo suelto. La muestra es puesta en un anillo metálico y puesta en una roca porosa. La muestra tiene una roca porosa en ambos extremos, para que el agua pueda fluir. Una vez preparada la probeta, esta es montada en la celda de consolidación y es cargada. El agua se debe agregar a la celda, para mantenerla saturada durante el ensayo. A partir de esta configuración se pueden realizar dos tipos de ensayos edométricos, que son de importancia para esta memoria, a continuación se describen ambos casos.

2.2.2.1. Carga Incremental

Tal como lo dice el nombre, para el caso de la carga incremental, se aplica una carga vertical que va aumentando en etapas. La deformación en el ancho de la capa de suelo es medido en el tiempo durante cada incremento de la carga estática. La duración de cada etapa de carga dependerá del tipo de suelo y sus características de consolidación. Una vez es alcanzado el equilibrio se inicia la nueva etapa de carga del suelo, con una nueva carga al doble de la anterior.

De este ensayo, al procesar los datos será posible generar un gráfico como el mostrado en la Fig. 2.1, lo que permitirá entonces usar la Ec. 2.4 para estimar la deformación secundaria de un suelo ante cargas (NGI[37])

2.2.2.2. Carga Constante

El ensayo de consolidación a carga constante (IITG[25]) (Wissa[52]) es usado para determinar las características de compresibilidad de bajo una carga axial controlada. En este ensayo sólo se permite la deformación vertical. Se deben rescatar los valores de la carga axial, el desplazamiento axial y el exceso de presión de poros. A diferencia del ensayo anterior, para obtener el valor de la constante de creep, descrita en la sección anterior, esta debe ser estimada a partir de un gráfico de tiempo vs variación en el índice de vacíos del suelo ante la carga. La pendiente que se genera en este es considerada la constante de creep C_α .

2.3. Depósitos de relaves chilenos.

Para definir un depósito de relaves típico chileno, en esta sección se presenta la recopilación de información sobre los casos presentes en el país. En particular los parámetros geométricos asociados a cada tipo de depósito de relaves y su forma de construcción. Se separan además por tipo de depósito, lo que permite evidenciar sus diferencias.

2.3.1. Geometría

En esta sección se hizo una recopilación de las geometrías asociadas a depósitos de relaves chilenos. Se separaron según tipo de depósito. La información es en su mayoría tomada desde la base de datos mantenida por el Consejo Minero[19]. Si bien esta fuente presenta una base de datos muy rica sobre distintos aspectos de los depósitos, carece de datos relativos a los parámetros geotécnicos de los materiales que componen los muros de los depósitos.

Tabla 2.1: Tabla resumen con los valores de parámetros geométricos asociados a tranques

<i>Tranque</i>	<i>Los Quillayes</i>	El Torito	Las Tórtolas	El Mauro	Ovejería
Razón aguas arriba	1:2	1:2	1:2	1:2	1:2
Razón aguas abajo	1:4	1:3.5	1:3.5	1:3	1:4
Altura del muro, m	198	94.5	103	237	62
Coronamiento, m	20	10	15	10	15
Material	Arenas cicloneadas	Arenas cicloneadas	Arena Cicloneada	Arenas cicloneadas	Arenas cicloneada
Tipo	Aguas Abajo	Aguas Abajo	Eje Central	Aguas Abajo	Aguas Abajo
Fuente	Campana 2015[13]	Figuroa 2017[22]	Consejo Minero[19]	Consejo Minero[19]	Consejo Minero [19]

Tabla 2.2: Tabla resumen con los valores de parámetros geométricos asociados a tranques

Embalse	Pampa Austral	Pampa Pabellon	Alto Norte	Centinela(sur)	Laguna Seca	Caren	Zaldívar
Razón aguas arriba	1:2.5	1:1.6	1:2.5	1:2	1:1.8	1:1.6	1:1.5
Razón aguas abajo	1:2	1:1.8	1:2.5	1:2.5	1:2	1:1.6	1:2
Altura de Muro, m	45	63	31	41	107	137	45
Coronamiento, m	7	40	6	-	10	-	8
Material	Empréstito.	Material estéril	-	Empréstito	Empréstito	Empréstito.	Ripios lixiviados
Tipo	Aguas Abajo	Eje central	-	Aguas Abajo	Aguas Abajo	Aguas Abajo	Aguas Abajo
Fuente[19]	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM

2.3.2. Métodos Constructivos

Para la construcción de un tranque (Valenzuela[46]), es necesario comenzar con un muro de partida de empréstito. El muro de un tranque de relaves está compuesto por el material grueso de los desechos generados durante la extracción del material. A través de procesos de cicloneamiento, la fracción gruesa es separada de los finos y depositada en el muro. Esta puede ser depositada hidráulicamente de dos formas, tal como se ve en la Fig.2.3. El crecimiento en este tipo de depósitos es constante, ya que la producción de desechos está activa mientras dure la producción minera.

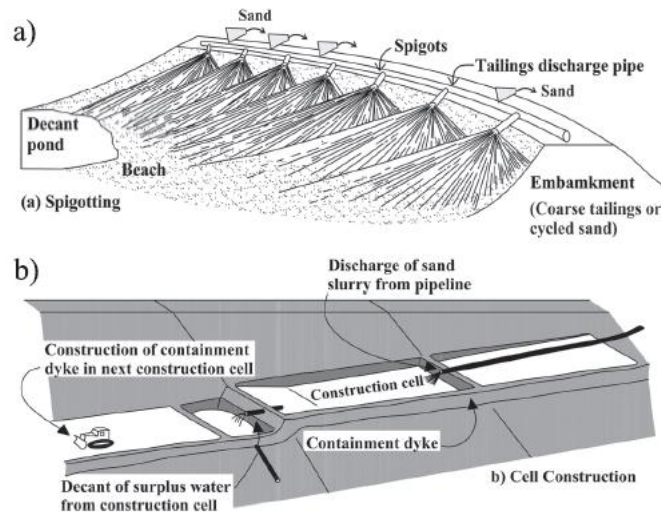


Figura 2.3: a) Arena depositada en el talud desde el coronamiento y b) Arena depositada en celdas. Fuente: Valenzuela (2016)[46]

Para la construcción de embalses (Stephens[44]), se debe tener en cuenta el acceso a un lugar de extracción de material de empréstito. Luego, este es construido por secciones, para las etapas de crecimiento del muro posterior al muro inicial, se realiza un crecimiento en escalones hasta llegar a la altura de coronamiento inicial. En esta parte se hace crecer en altura al muro, se hace en capas de aproximadamente 0.5 m hasta llegar a la nueva altura de coronamiento. Una vez alcanzada esa altura, se detiene la construcción hasta que sea necesario nuevamente hacer crecer el muro. La construcción del nuevo muro puede llegar a tardar un año por etapa.

2.4. Definición de parámetros geotécnicos de suelos chilenos y similares

Al querer estudiar en este trabajo de título los distintos resultados generados por tres distintos métodos para casos chilenos, es que es necesario la alimentación de los modelos utilizados por parámetros geotécnicos de suelos chilenos o suelos que sean similares. Si bien, para esta investigación no se realizan ensayos de laboratorio para determinar los parámetros necesarios, se recurre a la literatura. En esta sección se presentan los resultados de algunos ensayos en suelos chilenos y similares en ambos tipos de estructuras, lo que permitirá definir

más precisamente las condiciones iniciales de cada caso.

2.4.1. Tranques

A continuación se presentarán algunas tablas y figuras que contienen datos de arenas de relaves. La Tabla 2.3 se encuentra el resumen con parámetros de el Torito, tranque de relaves en la ciudad El Melón.

Tabla 2.3: Tabla resumen de los parámetros del Tranque el Torito. Figueroa (2017) [22]

<i>Parámetro</i>	<i>Unidad</i>	Suelo de Fundación	Muro de Partida	Arenas de Relaves	Lamas
Peso Unitario	kN/m ²	22	20	18	18
Ángulo de fricción interna	°	35	38	35	30
Cohesión c	kPa	0	0	0	0
Mdulo de deformación estático Es	kPa	95000(Z) ^{0.5}	900(σ _v) ^{0.5}	720(σ _v) ^{0.5}	60(σ _v) ^{0.5}
Módulo de Deformación dinámico Ed	kPa	3Es	3Es	3Es	3Es
Resistencia no drenada	kPa	-	-	0.25σ _v	0.05σ _v
Razón de Poisson	-	0.3	0.25	0.3(condición drenada)	
				0.49(condición no drenada)	

Campaña(2011)[12] en su tesis de magíster, hace varios test de laboratorio a distintas arenas de relaves, una de las arenas era del tranque Las Tórtolas, otras dos arenas de tranques chilenos que no menciona y una cuarta arena de un tranque en Perú. Se presentan algunas en las siguientes figuras.

En la Fig. 2.4 se presentan las propiedades índice para las arenas distintas arenas ensayadas por Campaña, para cada tipo de arena este ensaya varias muestras.

USCS Clasif.	% Finos	Gs	e_{max}	e_{min}	Cc	Cu	PM		PE	
							DMCS (t/m ³)	w _{opt} (%)	DMCS (t/m ³)	w _{opt} (%)
Arena S1 - Las Tórtolas										
SM	15	2,73	1,100	0,460	1,4	3,3	1,710	14,0	1,620	18,0
SM	18	2,73	1,068	0,444	1,5	3,6	1,730	14,0	1,670	16,0
SM	21	2,73	1,084	0,414	1,0	4,0	1,770	12,5	1,670	16,0
Arena S2										
SM (§)	10	2,74	1,015	0,557	-	-	1,700	16,3	-	-
SM (§)	15	2,73	1,068	0,517	-	-	1,740	12,8	-	-
SM	15	2,75	1,310	0,647	1,2	1,7	1,700	10,0	1,560	14,0
SM (§)	16	2,67	1,054	0,543	-	-	1,690	14,7	-	-
SM (§)	18	2,69	0,992	0,537	-	-	1,720	13,8	-	-
SM	21	2,75	1,331	0,571	1,2	1,8	1,720	11,0	1,630	18,0
Arena S3										
SM	12	2,70	0,942	0,525	1,2	4,2	1,780	13,5	1,680	15,5
SM	18	2,70	0,956	0,484	3,1	12,9	1,860	11,0	1,710	14,5
Arena S4										
SM	24	2,70	0,915	0,406	2,7	165	1,920	8,0	1,770	12,5
SM	20	2,69	1,280	0,601	1,2	4,2	1,680	15,0	1,570	18,0
SM	30	2,69	1,280	0,592	3,1	12,9	1,820	11,5	1,720	14,0
% finos: partículas < 0,074 mm					PM: Proctor Modificado					
Gs: Peso específico					PE: Proctor Estándar					
e_{max} : Índice de Vacíos Máximo					w _{opt} : Humedad óptima					
e_{min} : Índice de Vacíos Mínimo					DMCS: Densidad Máxima Compactada Seca					
Cu: Coeficiente de Uniformidad					USCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos					
Cc: Coeficiente de Curvatura					(§) Ensayadas a bajas presiones ($\sigma'_3 < 8 \text{ kg/cm}^2$)					

Figura 2.4: Propiedades Índice de las arenas ensayadas por Campaña(2011)
[12]

Para obtener los gráficos presentados en la Fig. 2.5 se deben realizar ensayos triaxiales a distintas presiones de confinamiento, obteniendo la relación Tensión-Deformación del suelo. Con esto es posible cambiar los parámetros obtenidos la espacio p'-q, donde es posible calcular propiedades como el ángulo de fricción y la cohesión de los materiales y además explorar el tipo de comportamiento que presentará ante la compresión.

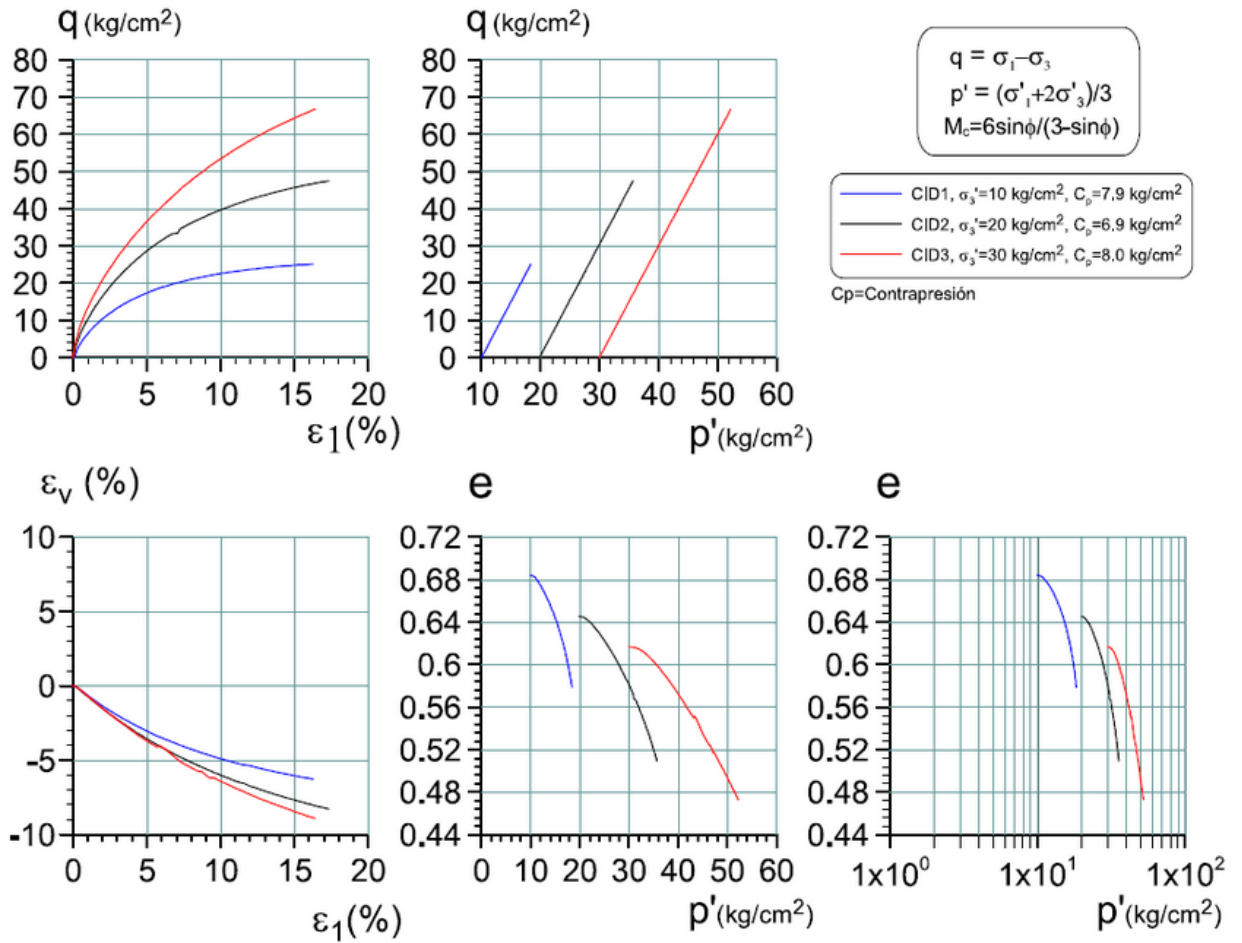


Figura 2.5: Resultados de un ensayo triaxial en una de las muestras ensayadas para la investigación. Campaña(2011)[12]

La Fig. 2.6, es obtenida a partir de un ensayo triaxial, tal como lo muestra la Fig. 2.5. Pero en particular esta figura muestra la relación del espacio p' - q para distintas condiciones iniciales de las muestras de arena.

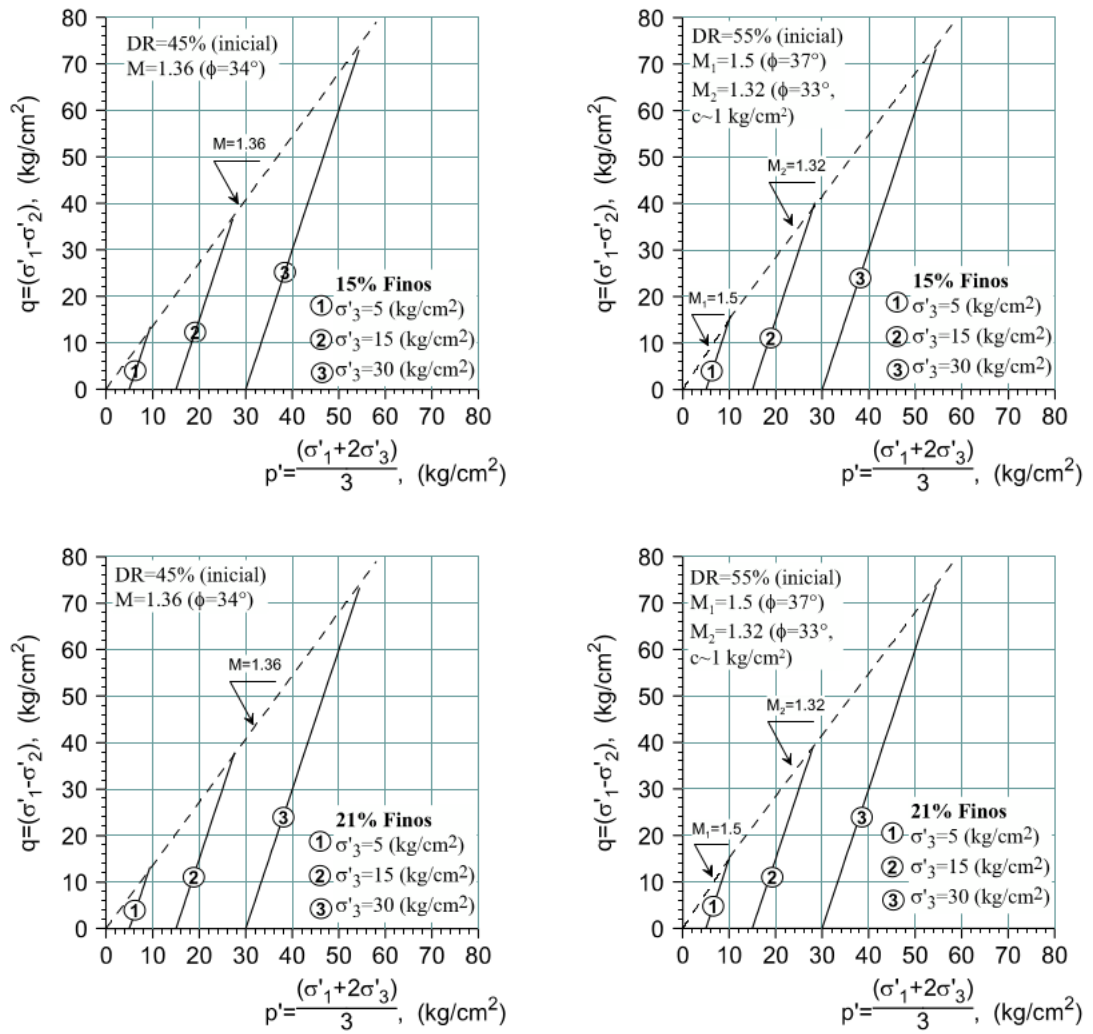


Figura 2.6: Envolturas de Resistencia Drenada en el plano q-p' para las arenas del tranque Las Tórtolas. Campaña(2011)[12]

Otro ensayo importante a considerar cuando se trabaja con arenas es el ensayo edométrico, que permite obtener los valores importantes para la predicción del asentamiento de los suelos. A continuación se presentan dos figuras, en la Fig.2.7 se puede apreciar un test edométrico, donde se puede diferenciar la sección de preconsolidación y la de consolidación de arenas de relaves, Carmi(2013)[14] no menciona de donde proviene su muestra, más que es de Chile.

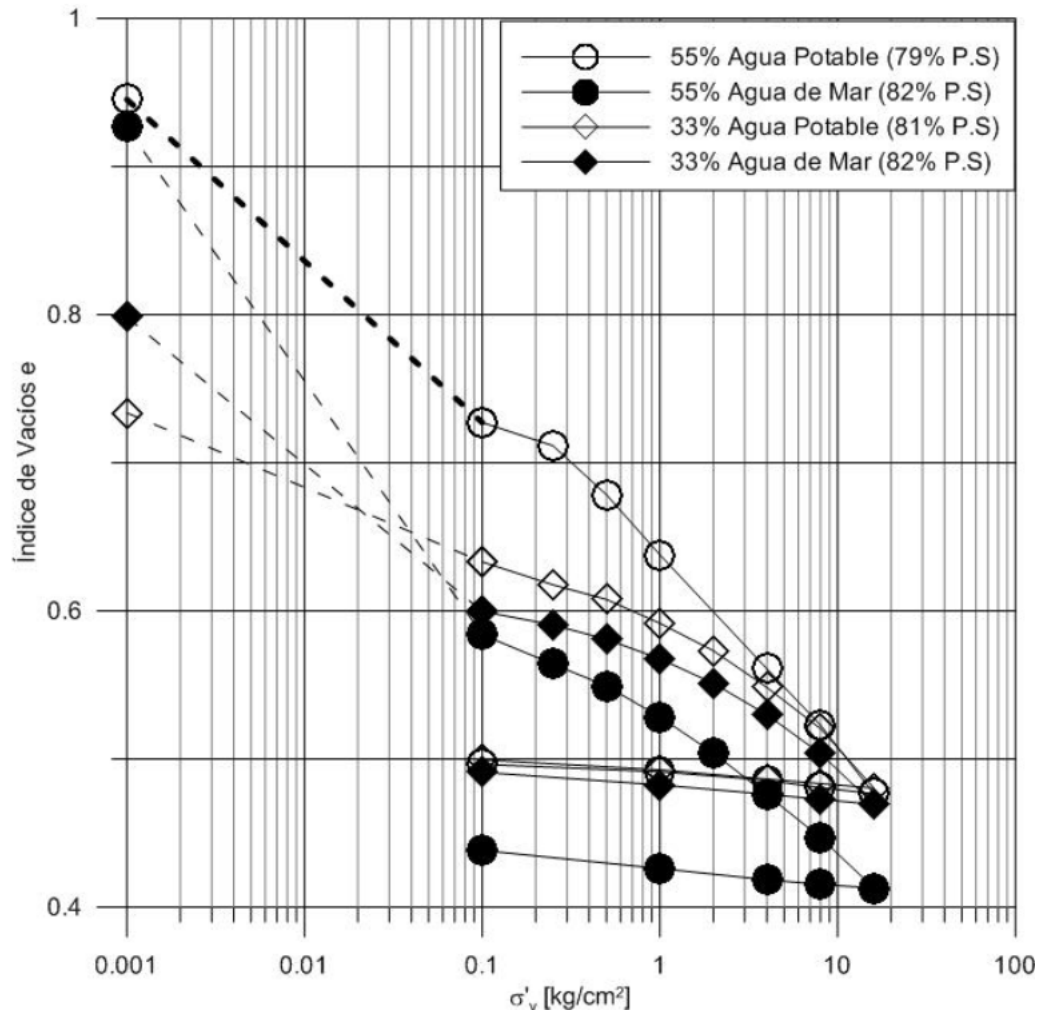


Figura 2.7: Ensayos edométricos de arenas de relaves. Carmi(2013)[14]

En la Fig. 2.8, usando arenas de una cantera de la comuna de Colina, Región Metropolitana, realizan una serie de ensayos edométricos con distintas muestras donde se alcanzó creep y como la variable C_α varía según la presión vertical. Los distintos casos presentados por Osses, están asociados a las propiedades de succión(que se define como la propiedad de los materiales porosos de atraer y retener agua que en términos de ingeniería es considerado como presión de poros negativa) de las arenas, este fenómeno no es considerado para el desarrollo de este trabajo de título.

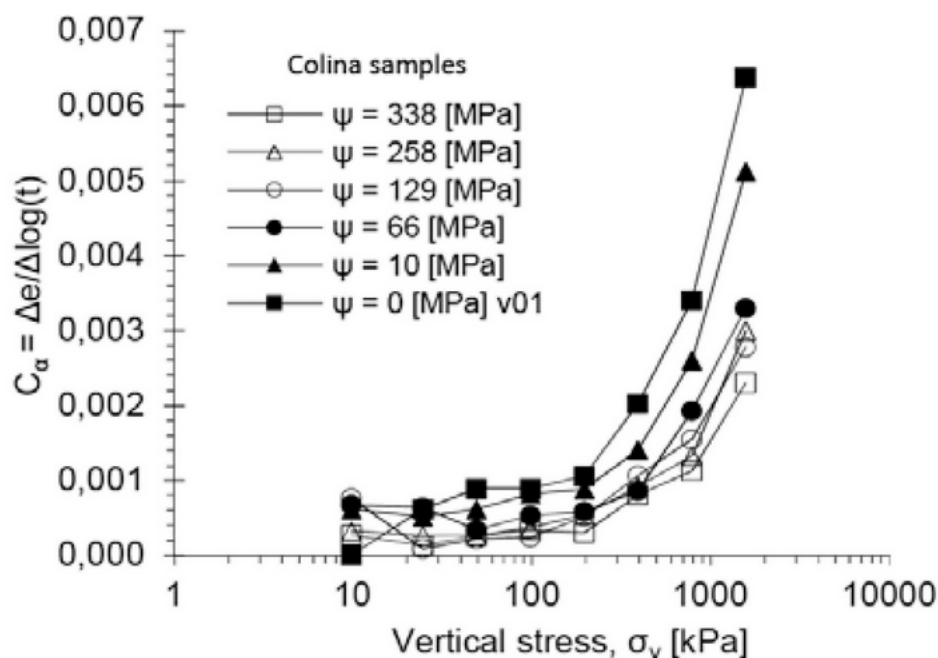


Figura 2.8: Variación del valor del índice C_α según la presión vertical. Fuente Osses(2019)[38]

2.4.2. Embalses

Para este tipo de depósitos se encontró menos información relativa a Chile. Se presentan los valores encontrados en la literatura para distintos embalses de relaves chilenos o valores de estudio de gravas y rípios que podrían actuar como material de empréstito.

Tabla 2.4: Tabla resumen con propiedades índice de dos embalses chilenos. Barrios(2019)[3]

	<i>Unidad</i>	Talabre	Caren
Peso Uniatrío	kPa	22.5	21.2
Ángulo de Fricción interna	°	43	45-50
Cohesión	kPa	20	10
Módulo de Deformación Estático	kg/cm ²	$300(\sigma_v)^{0.5}$	-
Módulo de Deformación Dinámico	kg/cm ²	2.5Es	-
Presión de Confinamiento	kPa	300	-

A continuación se presentan tres figuras de resultados sacados de ensayos de laboratorio para rípios. En la Fig. 2.9 se presenta una tendencia de la variación del ángulo de fricción dentro de un par de muestras según la presión de confinamiento. En la Fig.2.10 se presenta la deformación del módulo de deformación según la presión de confinamiento y en la Fig. 2.11 se presenta un ensayo edométrico en ripio, lo que permite obtener valores para el cálculo de asentamientos.

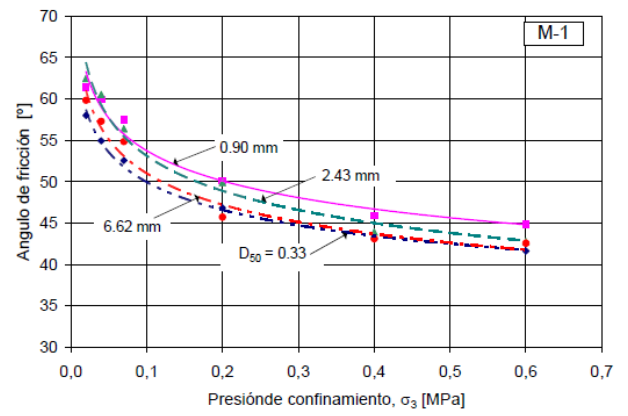
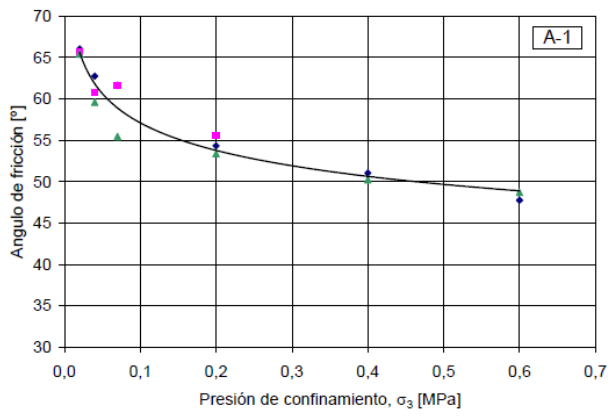


Figura 2.9: Variación del ángulo de fricción, según la presión de confinamiento(2006)[50]

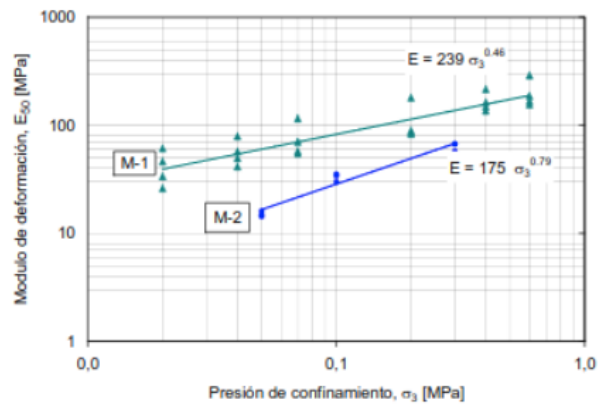
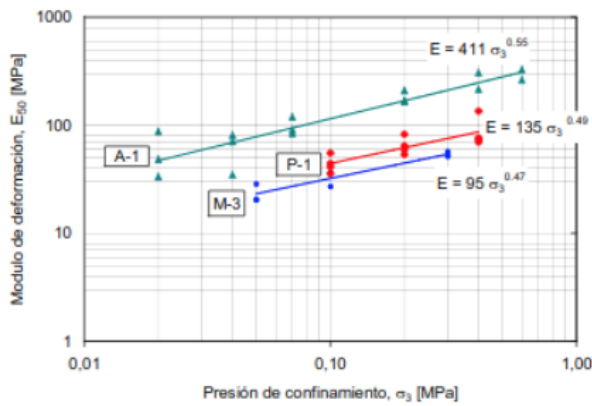


Figura 2.10: Variación del módulo de deformación según la presión confinamiento en ripios. Fuente: Verdugo(2006)[50]

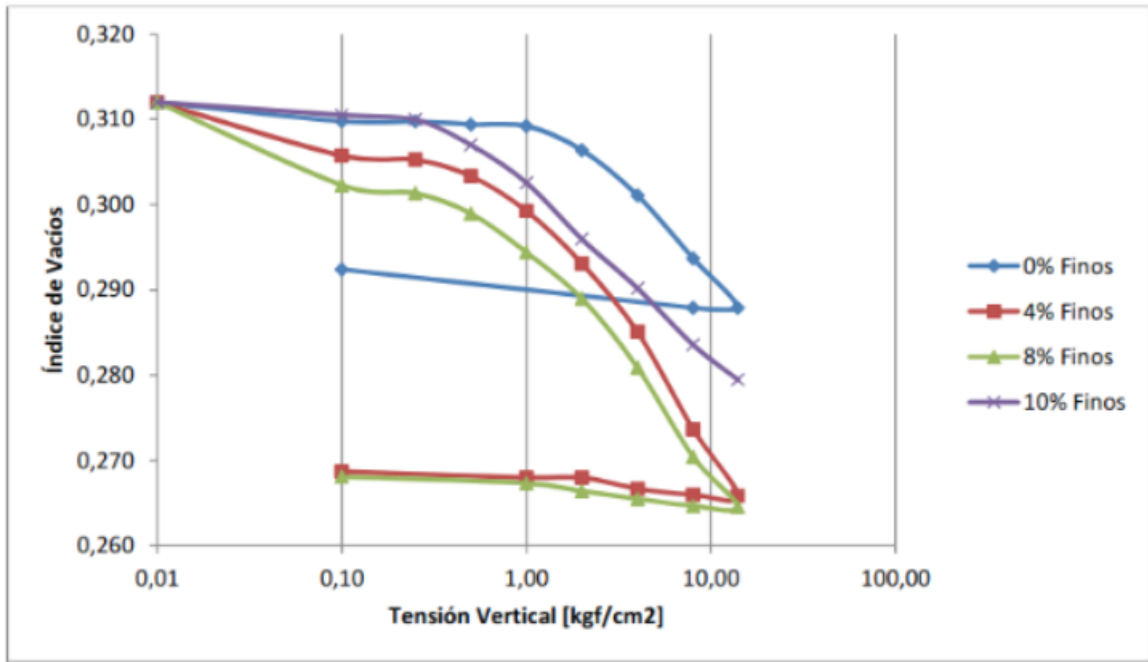


Figura 2.11: Ensayo edométrico en ripos. Fuente: Wachtendorff(2015) [51]

2.4.3. Suelo de Fundación

Ya que la motivación para presentar los datos encontrados de parámetros geotécnicos de casos chilenos es contar con una base de datos de las condiciones iniciales de los modelos predictivos a utilizar, es que fuera del comportamiento del muro es necesario contar con información sobre el suelo de fundación de los depósitos, es por esto que se buscó información sobre el lecho rocoso en Chile.

A continuación se presenta una tabla resumen de un sondaje realizado en el embalse de Catemu, en la Región de Valparaíso. Este sondaje estudia las propiedades de la estratigrafía del suelo de fundación de la zona. Además se agrega la interpretación de los resultados para relacionarlos con el módulo de elasticidad.

Tabla 2.5: Tabla resumen con los valores del sondaje. Mendoza(2019)[34].

Tramo	RQD	σ_c [MPa]	UL	RMR	E(GPa)
0.5-16.5	70	150	5.25UL	75	16.25
16.5-35	70	100	$6.5 \cdot 10^{-5}$	65	13.75
35-50.8	25	150		55	11.25
50.8-63.5	50	150		63	13.25
63.5-75	25	50		29	4.75
75-80	90	150		79	17.25

2.5. Casos documentados en literatura de análisis de deformaciones de muros de presas.

2.5.1. Análisis de Deformaciones de la Presa de Agua Ritschard

Esta presa zonificada(Kafash[26]), esta compuesta por un centro delgado de arcilla usado como impermeabilizante y enrocados como la gran parte del muro, tiene una altura de 38.1 m y el coronamiento tiene un largo de 609.6 m, el talud tiene aproximadamente una inclinación en razón 1.0V:8.0H. Se ubica en el estado de Colorado en Estados Unidos, y es una reserva de agua de la zona.



Figura 2.12: Muro de la presa de agua Ritschard, en Colorado, Estados Unidos. Fuente: Lorenz[32]

Dado que la presa presenta un asentamiento mayor al esperado, se decide ajustar modelos para predecir el posible comportamiento a futuro y la seguridad de la presa. Se hacen simulaciones con el programa FLAC, para esto se utiliza el modelo hiperbólico para ajustar los parámetros para la sección de enrocado de la presa y el soft soil model para modelar la arcilla del muro.

Los resultados que fueron obtenidos a partir de las simulaciones son similares a los datos obtenidos hasta ese momento.

2.5.2. Análisis de Deformaciones de la Presa de Agua Nam Ngum 2

El objetivo principal de este paper (Pramthawee[40]) no es realizar un análisis de deformaciones a la presa CFRD Nam Ngum 2, si no que aplicar la modificación del hardening soil model para incluir creep, el análisis de deformaciones de la presa es consecuencia de comparar el modelo generado con los datos reales obtenidos.

Nam Ngum 2 es una presa de enrocado con una pantalla de hormigón, que tiene una altura de 182 m y un largo del coronamiento de 512 m, el talud tiene una inclinación de 1.4H:1V. aguas arriba y aguas abajo de la presa. Esta presa está ubicada en la República Democrática Popular de Laos.



Figura 2.13: Muro de la Presa Nam Ngum 2, en Laos. Fuente: CKPower [15]

Se hacen simulaciones utilizando el programa ABAQUS, se implementa el hardening soil model, agregándole un modelo de creep derivado de los ensayos triaxiales de creep. Las simulaciones que realizaron comparaban los casos con y sin creep. A partir de esto se obtuvo que los modelos sin creep muestran una subestimación del asentamiento, pero al incluir el creep se presentan valores mayores que están más cercanos a los valores medidos de la presa.

2.5.3. Estudio de deformaciones de presas de agua en Australia

Este reporte (Hunter & Fell [24]) estudia varios casos de presas de agua ubicadas en Australia. El estudio se centra en las presas zonificadas con un centro de arcilla, las alturas, largos e inclinaciones varían según la ubicación de las presas.

Se evalúan dos etapas de las presas, se estudian las deformaciones que ocurren durante la construcción de la presa y posteriormente las deformaciones ocurridas durante el llenado de la presa.

El reporte utiliza el modelo elasto-plástico para modelar el comportamiento de los centros de arcilla de las presas. En general los resultados asociados a la deformación vertical de las presas son similares a los valores obtenidos de las simulaciones generadas.

2.5.4. Estimación de parámetros geotécnicos para masas de arenas

Este análisis(Byrne[11]) no tiene como objetivo el análisis de deformación de una presa, sólo estima algunos parámetros usando modelos constitutivos del suelo. Si bien no entrega resultados de precisión asociados al modelo de deformaciones es importante realizar esta revisión dado que hasta el momento se tiene mucha más información para embalses que para tranques de relaves. Dada que la construcción de tranques utiliza la fracción gruesa del desecho, que es clasificada como arenas, es que se hace necesario ampliar la búsqueda de información.

Se realizan ensayos de laboratorio en arenas de Ottawa, para luego usar el programa de elementos finitos CONOIL para generar un análisis de los parámetros implementando un modelo hiperbólico para arenas. Se comprueban los valores obtenidos del laboratorio con el análisis de elementos finitos.

2.5.5. Análisis de Deformación Presa de Agua Heiquan

Esta presa ubicada en la República Popular China, tiene una altura de 123.5 m y el largo del coronamiento es de 438.0 m . El talud aguas arriba de la presa está en razón 1.0V:1.55H y el talud aguas abajo está en razón 1.0V:1.5H. Es una presa con pantalla de hormigón y el material principal del muro es una arena gravosa.

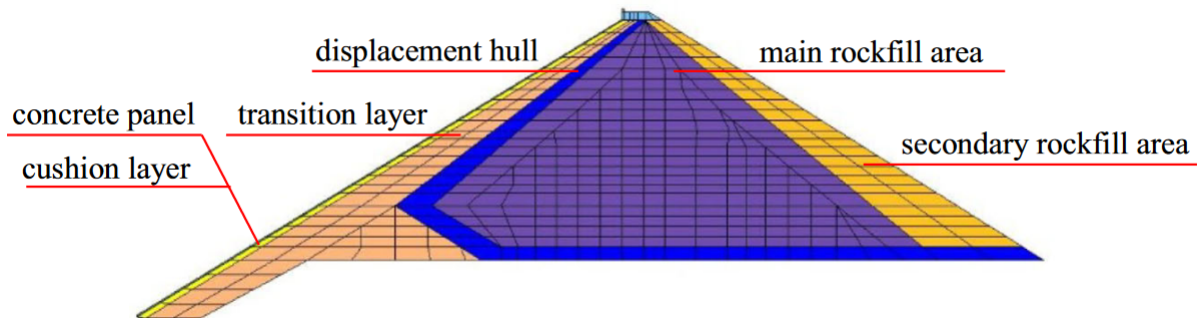


Figura 2.14: Diagrama de la composición del Reservoirio Heiquan. Fuente: Da & Su [20]

Este paper [20] busca ampliar el estudio de deformaciones al incluir el creep entre las variables a considerar. Para esto utiliza un modelo hiperbólico para describir las arenas y agrega un modelo de plasticidad que permite agregar creep a los análisis de deformaciones. Los resultados de estas simulaciones predicen valores similares a los observados en terreno.

2.5.6. Estimación de parámetros geotécnicos para presa de relaves

La finalidad de este paper (Da & Su[30]) es presentar un estudio sobre como el modelo elegido para estimar los parámetros de suelo de la presa de relaves influye en el análisis de deformaciones.

Los autores utilizan el modelo hiperbólico para hacer una estimación de parámetros para un embalse de relaves en Chengde, Provincia de Hebei, China. No se especifica ninguna geometría en particular para la presa, solo se especifica que es una presa de enrocado. Para estimar los parámetros realizan un estudio de elementos finitos usando el programa MIDAS, de las simulaciones se concluye que el modelo aplicado se comporta mejor para casos de tensión-deformación pequeños.

2.6. Estudio Empírico de Deformaciones

Kermani (2016) [27] realiza un estudio estadístico de las deformaciones medidas en varias presas de agua de distintos lugares del mundo y llega a tres gráficos que pueden ser usados para la estimación de la deformación de una presa debido a su altura y el tiempo que ha pasado desde su construcción. Para esto define un valor al que se refiere como α que se define como:

$$\alpha_i = \frac{\%Altura}{\log(years/0.1)} \quad (2.8)$$

Con esta definición genera tres gráficos, uno que mide el asentamiento después de la construcción de la presa (Fig. 2.15), uno que mide el asentamiento durante el llenado de la presa (Fig. 2.16) y un tercero que mide el asentamiento después del llenado de la presa (Fig. 2.17)

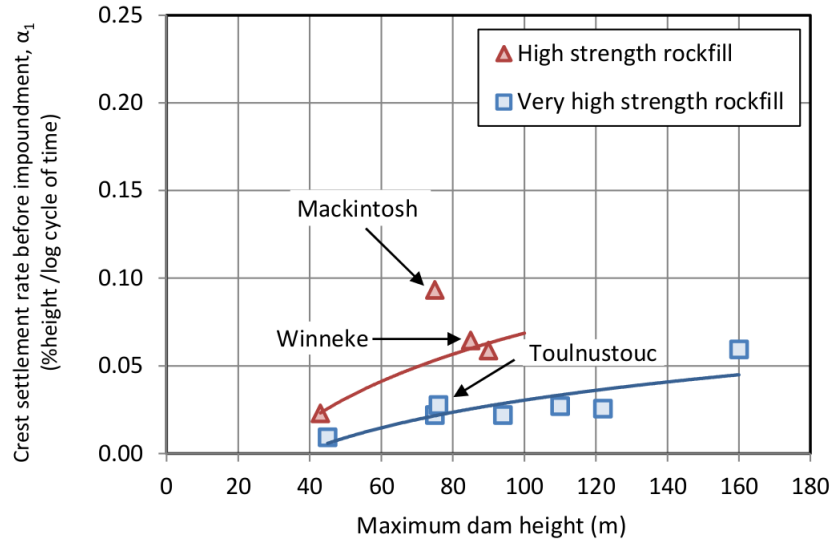


Figura 2.15: Asentamiento relativo del coronamiento de la presa después de la construcción vs la altura de la presa. Kermani(2016)[27]

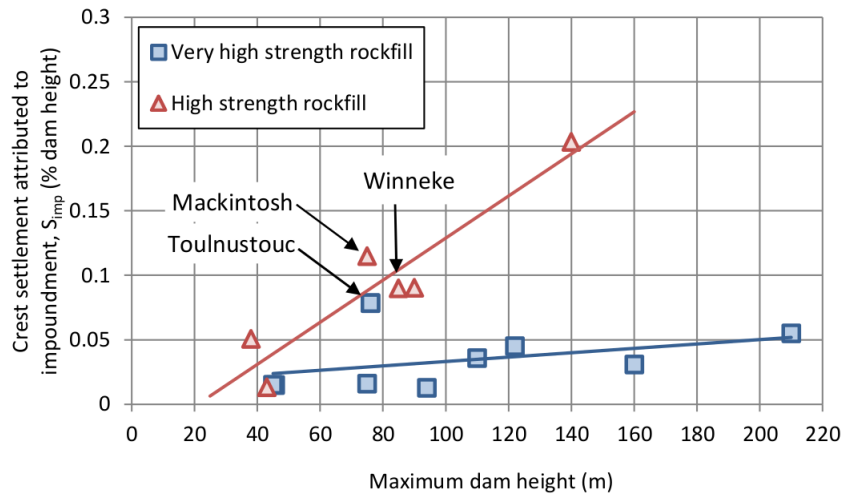


Figura 2.16: Asentamiento relativo del coronamiento de la presa durante del llenado vs la altura de la presa. Kermani(2016)[27]

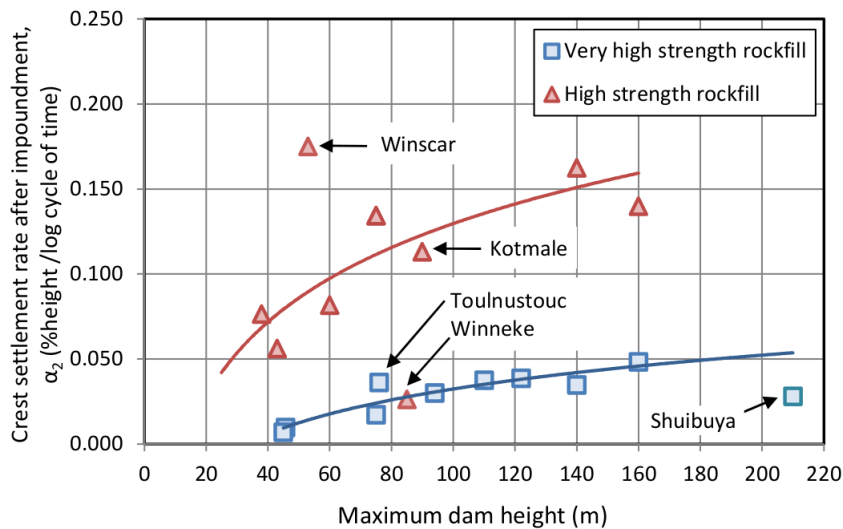


Figura 2.17: Asentamiento relativo del coronamiento de la presa después del llenado vs la altura de la presa. Kermani(2016)[27]

Para estimar el asentamiento, el autor propone, usando la altura, ubicándola en el gráfico que más se adecue a la situación, estimar el α y usando la ecuación 2.8 estimar el asentamiento relativo de la presa.

2.7. Modelos Constitutivos

Los modelos constitutivos(Briaud[7]) del suelo son utilizados para describir numéricamente el comportamiento de suelos bajo carga. Usualmente se relacionan los esfuerzos aplicados en

el suelo con las deformaciones que experimenta. A continuación se describen algunos modelos constitutivos del suelo que son de relevancia para esta memoria.

2.7.1. Modelo Elasto-Plástico(Mohr-Coulomb)

Este modelo indica(Briaud[7]) que las deformaciones y los esfuerzos están relacionados linealmente. Se asumen condiciones de isotropía y simetría, lo que permite generar una ecuación que sólo depende de una constante conocida, el módulo de elasticidad (E), lo que queda presentado como:

$$\sigma' = E^e \epsilon^e \quad (2.9)$$

Donde ϵ^e es la deformación total menos la deformación plástica y E^e el módulo de elasticidad.

Se debe considerar que(Brinkgreve[9]) este es un modelo de primer orden y que, si bien, modela adecuadamente la falla en casos no drenados, el comportamiento de la deformación antes de llegar a valores de falla es modelado pobremente. A pesar de esto, este modelo puede ser usado para generar una estimación de las deformaciones, pero que no presentan más de un 50 % de precisión.

De acuerdo la teoría clásica de plasticidad(PLAXIS[48]), la deformación plástica es proporcional a la derivada de la función de fluencia con respecto a las tensiones. Esto significa que los rangos de deformaciones plásticas pueden ser representados como vectores perpendiculares a la superficie de fluencia. Esta forma clásica de la teoría de plasticidad sobrestima la dilatación.

2.7.2. Modelo Hiperbólico

Este modelo(Brinkgreve[9])(Kok[29]) se basa en la idea de que la curva de tensión-deformación en ensayos de compresión triaxial drenados puede ser aproximado por una hipérbola y que la rigidez del suelo puede relacionarse como un parámetro dependiente del nivel de tensión.

Se ha encontrado(Boscardin[6]) que se puede modelar el comportamiento de tensión-deformación del suelo hasta alcanzar la falla con la siguiente ecuación:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (2.10)$$

Donde $(\sigma_1 - \sigma_3)$ es la diferencia de tensión principal, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ es el valor asintótico de la diferencia de tensiones en una deformación axial grande, ϵ es la deformación axial y E_i es el módulo tangencial inicial. Ésta última constante presentará valores distintos según el tipo de carga que se esté aplicando, el modelo establece una diferencia para la carga primaria dependiente de la tensión y para la carga y descarga del suelo.

Una de las desventajas de este modelo se presenta debido a que no hay diferencias en la carga y descarga, lo que provoca que sea inconsistente en cargas neutras. A pesar de esto se considera una buena aproximación de primer orden para modelar el comportamiento del suelo.

2.7.3. Modelo Cam-Clay Modificado

Debido al comportamiento no lineal del suelo, es que se producen deformaciones irreversibles(Kok[29]) mucho antes de alcanzar las tensiones máximas admisibles.

Este modelo(Briaud[7]) se basa en la teoría del estado crítico en mecánica de suelos, la que asume que todas las trayectorias de tensiones alcanzan la falla en la línea de estado crítico. Se presume una relación logarítmica entre el valor del índice de vacíos(e) y la tensión efectiva promedio (p').

$$e = e_0 - \lambda \text{Ln}\left(\frac{p'}{p'_0}\right) \quad (2.11)$$

y se relaciona con la deformación con:

$$\epsilon = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (2.12)$$

Donde e_0 es el índice de vacíos inicial correspondiente a la tensión efectiva promedio inicial(p'_0), e es el índice de vacíos correspondiente a la tensión promedio efectiva(p'), λ es el índice logarítmico de compresión o la pendiente de la curva, Δe es la variación en el índice de vacíos y ϵ es la deformación axial.

Las ventajas de este modelo (Brinkgreve[9]), que son principalmente asociadas al endurecimiento plástico, hacen que este describa de mejor manera situaciones que incluyen condiciones de carga como la construcción de presas. El modelo se ajusta de mejor manera a suelos blandos como arcillas casi normalmente consolidadas.

A pesar de lo anterior, cuando se encuentra ante suelos sobreconsolidados(Brinkgreve[9]), este modelo lo describe con la ley de Hooke, lo que genera la predicción de un estado elástico mucho más altos que la realidad, entregando valores de tensiones muy por encima de la línea de estado crítico, que luego comienza un comportamiento de ablandamiento y alcanza la ésta línea desde el lado superior. Este tipo de comportamiento genera problemas en programas de simulaciones que utilizan el método de elementos finitos.

2.7.4. Hardening Soil Model

En la medida que se cargue y descargue el suelo(Brinkgreve[8]), se genera una deformación permanente, que va disminuyendo el índice de vacíos, lo que aumenta la rigidez del suelo. Se puede realizar(Kok[29]) una distinción entre dos tipos de endurecimiento, debido a las tensiones de corte y compresión. El endurecimiento debido al corte se usa para modelar deformaciones irreversibles debidos a carga primaria debiatoria, el modelo de endurecimiento por compresión se usa para modelar deformaciones plásticas irreversibles debido a cargas incrementales y cargas isotrópicas.

Para modelar el comportamiento de la rigidez(Brinkgreve[9]) se utiliza una formulación similar a la del modelo hiperbólico para simular los resultados del ensayo triaxial drenado. Dado que el modelo de endurecimiento del suelo está basado en el endurecimiento de la plasticidad en vez de la no linealidad de la sección elástica, no tiene las mismas limitaciones que el modelo hiperbólico.

El modelo de endurecimiento de suelos necesita 10 (Brinkgreve[9]) parámetros para poder utilizarlo en todos sus casos; 3 parámetros de rigidez referenciales (E_{50}^{ref} para compresión

triaxial, E_{ur}^{ref} para descarga triaxial y E_{oed}^{ref} para carga odométrica) en un nivel de tensión referencial p^{ref} , una potencia, m , para la sección de rigidez dependiente de las tensiones, el módulo de Poisson, ν_{ur} , el ángulo de fricción, ϕ , la cohesión, c , el ángulo de dilatación, Ψ , el valor K_0 en compresión primaria en una dimensión, y un parámetro llamado la razón de falla, R_f , que determina el nivel de deformación en la falla, este valor también es utilizado en el modelo hiperbólico y puede ser generalmente tomado con un valor de 0.9

Para el ensayo triaxial estándar las curvas se pueden modelar de la siguiente forma (Brinkgreve[8]):

$$\epsilon = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(q_a - (\sigma_1 - \sigma_3))} \quad (2.13)$$

para

$$q < q_f$$

$$q_f = \frac{6 \sin(\phi_p)}{3 - \sin(\phi_p)} (p + c \cot(\phi_p)) \quad (2.14)$$

con

$$q_a = \frac{q_f}{R_f}$$

Para el caso de carga primaria, la rigidez se define como:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot(\phi_p)}{\sigma^{ref} + c \cot(\phi_p)} \right)^m \quad (2.15)$$

Para simular la dependencia logarítmica de la tensión en arcillas blandas, la potencia debería ser 1.0.

Para el caso de carga y descarga se define el módulo de rigidez como:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot(\phi_p)}{\sigma^{ref} + c \cot(\phi_p)} \right)^m \quad (2.16)$$

Para estimar los valores de E_{50}^{ref} , E_{ur}^{ref} y E_{oed}^{ref} , se debe utilizar la relación de tensión deformación generada por un ensayo triaxial, el manual (Van der Sloor(2021)[48]) describe en la Fig. 2.18 como se estima el valor de E_{50}^{ref} y habiendo obtenido ese valor es posible usar aproximaciones para estimar las otras propiedades necesarias.

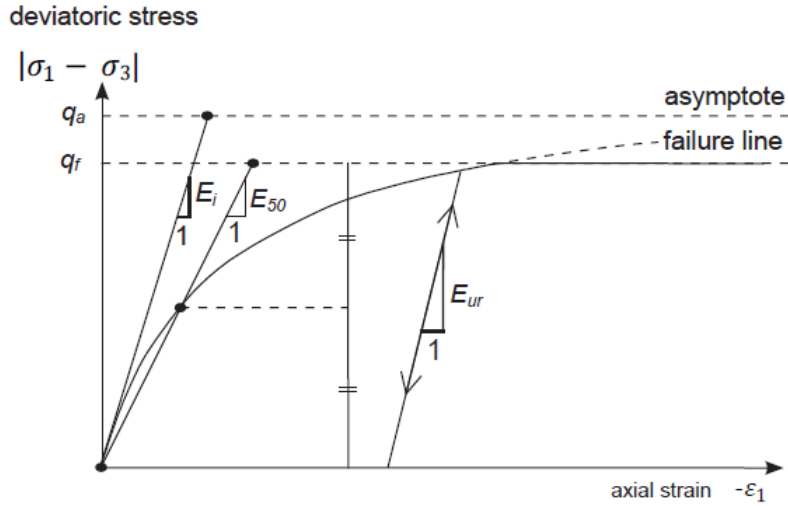


Figura 2.18: Relación tensión-deformación hiperbólica para la carga primaria en un ensayo triaxial. Fuente: Van der Sloot(2021)[48]

En las siguientes ecuaciones se describe la relación entre E_{50}^{ref} y el resto, es necesario mencionar que estos son rangos típicos para estos valores y son sólo una aproximación al valor real.

$$E_{ur}^{ref} = E_{50}^{ref} \cdot 3 \quad (2.17)$$

$$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} \cdot 1.25 \quad (2.18)$$

Para casos de carga no drenada, el modelo muestra adecuadamente la reducción del esfuerzo efectivo promedio, como es observado en suelos blandos, a la vez que muestra el aumento en el esfuerzo efectivo promedio para suelos dilatantes. Este modelo puede ser usado para predecir el desplazamiento y la falla de varios tipos de suelo ya que incorpora varios parámetros. A pesar de lo anterior, este modelo no es muy útil para aplicaciones dinámicas y no es capaz de modelar el creep.

2.7.5. Soft Soil Model

Este modelo está basado en (Brinkgreve[9]) en el Modified Cam-Clay model, pero se mejoran algunas de las fallas de este último, como por ejemplo, este modelo no sobrestima los valores de deformación elástica en suelos sobreconsolidados. Fue diseñado con el fin de poder modelar arcilla, limos arcillosos y suelos orgánicos, todos estos tipos de suelo tienen en común su gran capacidad para contraerse.

El comportamiento de la rigidez de este modelo está basado en la relación logarítmica entre el esfuerzo efectivo promedio, p' , y la deformación volumétrica, ϵ_v , por lo que este modelo no requiere de un valor inicial de índices de vacíos. Como se puede ver en la ecuación descrita a continuación.

$$\epsilon = -\lambda^* \cdot \ln(-\sigma'_1) \quad (2.19)$$

Donde el valor de λ^* queda definido en la siguiente ecuación.

$$\lambda^* = \frac{p^{ref}}{E_{oed}^{ref}} \quad (2.20)$$

Donde p^{ref} y E_{oed}^{ref} están definidos de la misma manera que para el modelo Hardening Soil.

Este modelo puede ser considerado de segundo orden para arcillas casi normalmente consolidadas con un tipo de carga primaria. Si bien, los suelos blandos también pueden ser modelados con Hardening Soil, para suelos muy blandos con muy alta compresibilidad, el mejor modelo es el Soft Soil.

2.7.6. Soft Soil Model con Creep

Este modelo se ajusta mejor a materiales que exhiben un alto nivel de compresibilidad y que además muestran altos niveles de creep (Van Der Sloot[48])= Es una ampliación del modelo anterior, que permite establecer una rigidización del módulo de Young con la variación de la tensión vertical. El principal supuesto tomado en cuenta para el comportamiento por creep es que las deformaciones elásticas son instantáneas y las deformaciones plásticas sólo son viscosas y se desarrollarán en el tiempo.

La deformación volumétrica por creep se calcula con la siguiente ecuación:

$$\dot{\epsilon}_r^c = \frac{\mu^*}{\tau} \left(\frac{p^{eq}}{p_p^{eq}} \right)^{\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\mu^*}} \quad (2.21)$$

En la ecuación de arriba, λ y κ son los índices de compresión y de expansión modificados y pueden ser obtenidos desde ensayos de compresión isotrópica que incluyan carga y descarga. μ es el índice de creep modificado, p^{eq} es una medición de tensión que es calculada en base al estado de tensional actual, p_p^{eq} es la presión generalizada de preconsolidación equivalente y τ es equivalente a 1 día. La relación de los índices de compresión y expansión modificados con los índices originales se definen en las ecuaciones siguientes.

Donde:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e} = \frac{C_c}{2.3(1+e)} \quad (2.22)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e} \approx \frac{2C_r}{2.3(1+e)} \quad (2.23)$$

En la ecuación de abajo p y q son valores tensionales calculados basados en el estado tensional actual. M es la pendiente de la línea de estado crítico, c y ϕ son la cohesión y el ángulo de fricción del material.

$$p^{eq} = p + \frac{q^2}{M^2(p + c \cot \phi)} \quad (2.24)$$

3 | Metodología

Este capítulo se divide en dos grandes temas. En primer lugar la descripción de las propiedades geotécnicas y geométricas y los procesos constructivos de los casos a utilizar en esta memoria, estas propiedades y procesos provienen de la recopilación de datos hecha en el marco teórico de este trabajo de título.

El siguiente tema a discutir en este capítulo detalla los métodos utilizados para el cálculo de deformaciones de los casos definidos. Se detalla el uso de las ecuaciones y modelos descritos en el capítulo anterior y como aplicarlos según los datos disponibles.

3.1. Selección de Parámetros de Suelo y Definición de Geometría y Secuencia Constructiva

3.1.1. Propiedades Materiales

Con lo expuesto en las primeras secciones del capítulo de marco teórico se presenta la siguiente selección de las propiedades de los materiales para los casos a modelar. Con los ensayos de laboratorio disponibles a través de la literatura de suelos chilenos es posible hacer un supuesto de los valores para un depósito genérico. Para evitar inconsistencias, para la etapa de construcción y operación del tranque se utilizarán los datos asociados a la arena S3 que estudia Campaña en su memoria de magíster[12] y para la construcción y operación del embalse, la muestra M-1 de los ripios estudiados por Verdugo [50]. Para el período posterior al cierre, los datos obtenidos desde Carmi(2013)[14] para el tranque, Wachtendorff(2015)[51] para el embalse y Osses(2019)[38] para el creep en ambas estructuras.

A continuación, en la Tabla 3.1, se presentan los parámetros geotécnicos asignados al tranque de relaves que se modelará para este trabajo de título.

Tabla 3.1: Propiedades de los materiales, utilizados para el tranque.

Arena Tranque		
Propiedad	Valor	Unidad
E_{50ref}	11840	kPa
p_{ref}	1000	kPa
E_{uref}	42220	kPa
E_{oedref}	9472	kPa
e_{max}	0.96	-
e_{min}	0.48	-
ϕ	33.00	°
γ_{dry}	18.22	kN/m3
m	0.5	-
ν	0.2	-
ω	0.15	-
ρ_{sat}	20.86	kN/m3
C_c	0.06	-
C_s	0.01	-
C_α	$6.08E - 6\sigma_v + 0.0001$	-

En la Tabla 3.2 se encuentran los valores de las propiedades de materiales para el embalse a modelar. Cabe destacar que la información encontrada sobre este tipo de material es menos detallada que la encontrada para el tranque de relaves.

Tabla 3.2: Propiedades de los materiales, utilizados para el embalse.

Empréstimo Embalse		
Propiedad	Valor	Unidad
E_{50ref}	113991.30	KPa
p_{ref}	200	kPa
E_{uref}	341973.89	kPa
E_{oedref}	91193.04	kPa
e	0.5	-
ϕ	48	°
γ_{dry}	20.1	kN/m3
m	0.5	-
ν	0.2	-
ω	0.145	-
ρ_{sat}	23.01	kN/m3
C_c	0.012	-
C_s	0.0026	-
C_α	-	-

3.1.2. Geometrías y Métodos Constructivos de los Muros

Una vez elegidos las propiedades de los materiales es posible definir una geometría y un método constructivo. En la Tabla 3.3 se reflejan las decisiones tomadas según lo visto en el marco teórico. Se decide usar un muro de partida de empréstito para ambos depósitos. Que será del mismo material para ambos y corresponde con los valores del material del embalse. El muro intermedio, se entiende como la altura de muro en la que se iniciará el análisis, se decide usar esta altura ya que permite utilizar los gráficos para el análisis empírico de Kermani(2016)[27].

A pesar de que en el marco teórico se describe el crecimiento del tranque como constante, para esta memoria solo se medirá la deformación en el coronamiento, es por esto que se estiman que dos meses de llenado permiten el crecimiento en el coronamiento de 0.5 m. Si bien, el muro del embalse también crece por capas, se consideró que era más acertado estudiarlo mediante etapas de construcción. Por lo que el tranque crecerá por capas y el embalse por etapas.

La altura final del depósito se decide debido a los recursos necesarios para poder calcular las deformaciones, debido al tiempo y los recursos computacionales disponibles se acota a 60 m. Los taludes y el coronamiento, son un reflejo de las tablas que describían geometrías de depósitos en Chile. En la Fig. 3.1 se puede apreciar como se modela la carga durante la construcción. La deformación será medida en el coronamiento en su extremo más cercano al talud aguas abajo; en la Fig. 3.1 IV, representados aproximadamente por los puntos A,B y C.

Tabla 3.3: Tabla resumen con los parámetros de geometría y método constructivo de los muros del tranque y el embalse

Parámetro	<i>Tranque</i>	<i>Embalse</i>	<i>Unidad</i>
Inclinación Talud Aguas Arriba	1:2	1:2	-
Inclinación Talud Aguas Abajo	1:3.5	1:2.5	-
Ancho de Coronamiento	10	10	[m]
Altura del Muro de Partida	10	10	[m]
Altura del Muro Intermedio	40	40	[m]
Altura Fina del Murol	60	60	[m]
Método de Construcción	Aguas Abajo	Aguas Abajo	-
Espesor Crecimiento por Etapa	0.5	10	[m]
Espaciamiento Temporal entre Capa	60	1460	[días]
Duración de Construcción de Capa	7	60	[días]

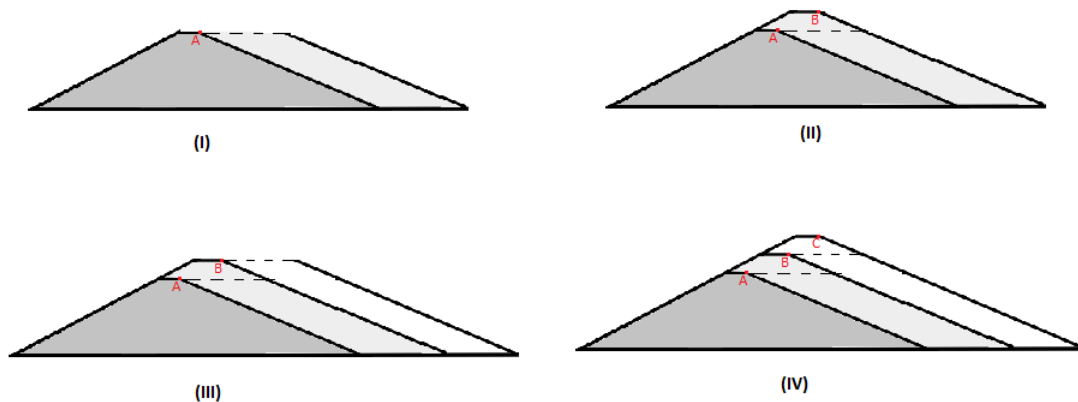


Figura 3.1: Secuencia constructiva.

3.2. Cálculo de deformaciones mediante el método empírico

Para esta sección de la memoria, se utilizan los gráficos que se presentan en el marco teórico. La publicación estudia presas de agua CFRD (Concrete Faced Rockfilled Dam), que por lo general, se construyen en una sola etapa, generan su llenado de una sola vez y presentan una variación del nivel de agua pequeña entorno a ese límite. A diferencia de los depósitos de relaves que están en constante llenado, teniendo en cuenta las características seleccionadas en la sección anterior, se decide usar el gráfico que hace referencia a las deformaciones post llenado del embalse y con súper alta resistencia.

Para el muro del tranque, se estima la deformación relativa de a la altura de cada capa, desde los 40 m hasta llegar a los 60 m. Se estima el valor de α para cada altura, cómo se asignó un valor de tiempo a la construcción de cada capa del tranque, es posible darse un estimado de tiempo de cuando alcanza cada altura. Utilizando la Ec. (2.8) se puede estimar la deformación en el coronamiento para cada capa depositada.

La deformación relativa del muro del embalse se estima de forma análoga al tranque, teniendo en consideración que el crecimiento de este tipo de depósito es por etapas y por lo tanto el tiempo pasado entre etapa y etapa es mayor que el del tranque.

3.3. Cálculo de deformaciones mediante el método analítico

En primer lugar es importante aclarar que para el cálculo de las deformaciones mediante el método analítico, se está considerando una sección 2D del muro. Además, agregar, que para la simplificación de los cálculos se asume que no hay agua en el muro, ya que el nivel del agua dentro de un muro de suelo sigue una hipérbola y se dificulta el estudio analítico en la sección. Con estas dos consideraciones es posible entonces estimar la deformación instantánea

del suelo y la deformación por creep.

Al ir creciendo el muro, cada capa nueva, significa una nueva carga en las capas anteriores. En el caso del tranque, la primera capa depositada después de los 40[m] deberá tomar la carga de cada capa depositada posteriormente hasta llegar a los 60[m]. Debido a que se considera sólo la deformación instantánea, cada capa debería deformar a las anteriores un porcentaje, pero como está más lejos de las iniciales, la última capa deforma más a la capa anterior, que a la primera capa depositada.

Utilizando la Ec. (2.1), se define q , tal que dependa de la distancia que se encuentra la carga de la capa a la que se le está midiendo la deformación. Para esto se consideran dos cosas, primero que q es una carga trapezoidal como en la Fig.2.2, que depende del peso unitario del suelo y lo segundo es que la presión, Ec. (2.5), se puede transformar en una carga lineal multiplicando por un ancho unitario. Con estas dos consideraciones se genera un $q(h)$, que a medida que la capa está más profunda, menos efecto tiene sobre esta. Para la estimación del módulo de deformación se debe tomar en cuenta la presión de confinamiento, que mientras a mayor profundidad se encuentre, aumenta, tal como se define en la Ec. (2.2). Por lo que el módulo de deformación de cada capa irá en aumento por cada depositación encima de esta.

Con lo anterior se define la deformación por capa debido a la depositación de cada capa siguiente, lo que permite generar un estimado de la deformación en cada altura. El proceso es el mismo tanto como para tranques y para embalses.

Para el cálculo de la deformación por creep se utiliza la Ec. (2.7). Según la información recopilada, el valor de la constante de creep C_α es variable según la presión de confinamiento para arenas. El ensayo edométrico para suelos más gruesos que arenas no es un experimento que se pueda realizar con facilidad, para poder realizarlo es necesario tener las máquinas para un triaxial gigante. Sin embargo, debido a su escasez en el mundo, las máquinas no pueden permanecer ocupadas con un mismo experimento durante un período extendido de tiempo. Por lo que los valores de la constante de creep C_α para materiales granulares gruesos chilenos no ha sido definida. Se sabe que la constante de creep en suelos gruesos debería ser menor que en arenas y suelos finos[23], pero debido a la forma en que el valor está descrito para las arenas se decide usar la misma constante para los cálculos analíticos.

Al definir el tiempo que toma la construcción de cada capa para ambos depósitos, es posible estimar el tiempo que las capas anteriores a la capa que se está midiendo, han estado consolidándose. Los valores del índice de vacíos se tomaron de los ensayos edométricos mencionados en las Fig. 2.7 y Fig. 2.11. Finalmente se aplica la Ec. (2.7) en cada aumento del tiempo, estimando así la deformación.

3.4. Cálculo de deformaciones mediante el método numérico

PLAXIS es un programa de simulaciones para problemas de ingeniería geotécnica, desarrollado específicamente para el análisis de deformaciones de suelos y rocas. Para generar sus simulaciones usa el método de elementos finitos. Este método divide el modelo en secciones

más pequeñas, llamado mallado, donde, dentro de cada segmento resuelve las ecuaciones que dominan el modelo (Garlanger[31]), en particular en este programa utiliza las ecuaciones de los modelos constitutivos de suelo que tiene implementadas.

Para realizar las simulaciones de los casos de estudio, el primer paso es definir los materiales que se considerarán en el modelo. Para el caso de este trabajo de título se deben definir cuatro materiales. Para los suelos del muro se utilizan los valores definidos en las Tablas 3.1 y 3.2, es aquí donde también se deben definir los modelos constitutivos del suelo con los que se estimarán los valores de deformación para cada material. Las arenas y el empréstito de material grueso, que son los posibles materiales del muro se definen tres veces, para asignarles distintos modelos constitutivos.

Se utilizan los modelos Mohr-Coulomb, Hardening Soil y Soft Soil con Creep. Lo que permite hacer comparaciones entre las simulaciones con cada definición. Los otros dos materiales que se definen son; la fundación que se asume como roca basal, por lo que se le entregan algunos valores asociado al empréstito y una rigidez muy alta, descrita por el suelo basal de la Tabla 2.5 para restringir las deformaciones en esa capa y los relaves, que se asume como una capa más de suelo con diferentes características a las de las arenas que se usan para la construcción, como lo descrito en la Tabla 2.3. A ambos materiales se les asigna el modelo Mohr-Coulomb, ya que sus deformaciones no son importantes para el desarrollo de este trabajo de título.

Al terminar la sección anterior, se debe definir la geometría de los modelos. En primer lugar se debe trazar la geometría de la fundación, que debe tener de profundidad al menos tres veces la altura del muro y cuatro veces de ancho el ancho del muro. Una vez definida la fundación se dibujan las etapas del muro. Para el embalse son seis etapas considerando el muro inicial, con las características de la Tabla 3.3 y para el tranque son 100 capas de arena considerando un muro inicial de empréstito según lo presentado en la Tabla 3.3. Finalmente para terminar la geometría, se dibuja el nivel de relaves agua arriba del muro. Se dibuja por capas, considerando que siempre se encuentre a 5 m del coronamiento de la etapa del muro con la que se le asociará. La geometría final del caso del embalse se puede apreciar en la Fig. 3.2. En este se pueden apreciar las seis etapas constructivas y el crecimiento dispuesto de los relaves en la cuenca desde el software de PLAXIS.

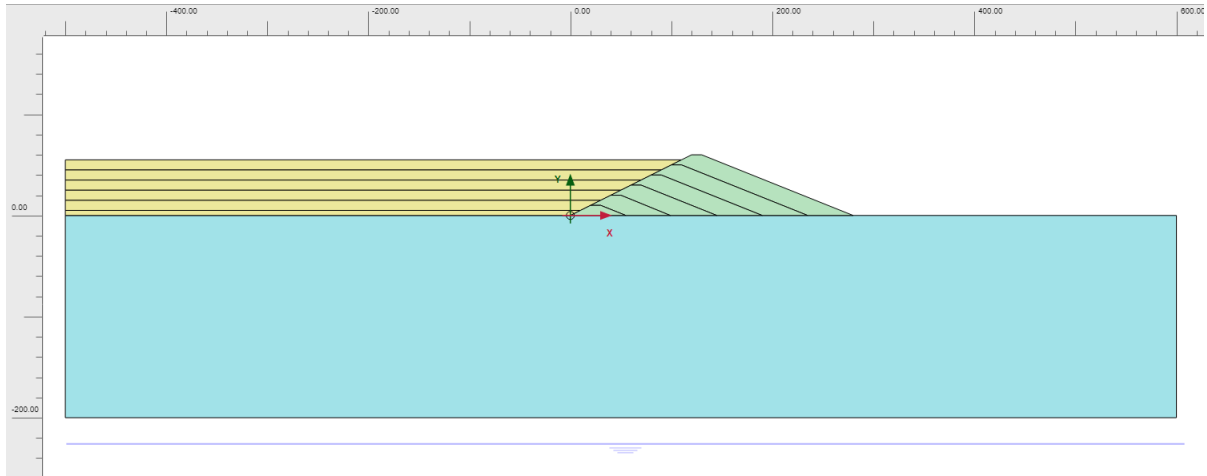


Figura 3.2: Geometría final para el embalse.

Con la geometría lista, se debe generar un mallado para que el programa pueda resolver las ecuaciones de cada material. Se utiliza un mallado diferenciado, se asigna un mallado mediano al suelo de fundación, para los relaves y el muro se le asocia un mallado que considera la mitad del tamaño de las secciones de la fundación para el caso del embalse y para el tranque el mallado es un cuarto del tamaño del mallado de la fundación. Posterior a esto se debe asignar un nivel de agua para la simulación. Sin embargo, debido a que los cálculos analíticos no lo consideran, se decide que el nivel de agua estará por debajo de la fundación para que no interfiera los cálculos en el programa y la simulación se asemeje lo más posible a los supuestos de los cálculos analíticos.

Finalmente, se deben definir las condiciones de borde del modelo, como se puede apreciar en la Fig. 3.2, el borde izquierdo de los relaves están apilados y cortados verticalmente en una posición que no es posible en la realidad. Se debe fijar el movimiento horizontal de esta sección para que el programa no se caiga debido a la deformación de esa sección. El modelo es además dividido en fases de resolución, para simular el crecimiento durante la construcción del muro, es por eso que para el caso del embalse, se considera una fase para la construcción del muro y una fase para el crecimiento de las lamas, se sigue este patrón hasta alcanzar la altura máxima definida. Para el tranque se define un crecimiento en conjunto, después del muro inicial, cada fase contiene el crecimiento del muro y de las lamas, considerando 5[m] de revancha siempre. Debido a que los modelos constitutivos no son capaces de modelar la construcción y el creep, es necesario correr tres simulaciones para cada caso. Uno con Mohr-Coulomb, para verificar las deformaciones elásticas durante la construcción y llenado, una con Hardening-Soil, para poder verificar el endurecimiento del suelo y sus deformaciones durante la construcción y llenado y el último con Soft Soil con Creep, durante el período de abandono, para estimar sus deformaciones en el tiempo sin considerar cargas nuevas en el tiempo.

Una vez finalizadas las simulaciones se separan los resultados por altura y fase, lo que permitirá compararlos con los resultados obtenidos con los modelos analíticos y empíricos descritos en la sección anterior

4 | Resultados

Este capítulo detalla la presentación gráfica de los resultados obtenidos para este trabajo de título. Para facilitar su comprensión, se presentan los resultados en dos secciones, siendo estas las etapas de vida del depósito estudiadas, por lo que se muestran los resultados para la deformación asociada al muro durante su construcción y operación, y la deformación del muro posterior al cierre del depósito. A su vez, cada sección es dividida en los tres métodos usados para estimar las deformaciones.

4.1. Tranques

Tal como se menciona en el capítulo anterior, los resultados de la sección relativa a los tranques comenzarán el análisis en los 40 m para poder generar figuras comparables entre los tres métodos, ya que la Ec. 2.8 sólo es válida a partir de aproximadamente los 40 m.

4.1.1. Durante la construcción y operación

4.1.1.1. Resultados obtenidos mediante formulaciones empíricas

Para esta sección se utiliza la Ec. 2.8, donde el valor de α es extraído desde el gráfico de la Fig. 2.17 considerando la tendencia para roca de muy alta resistencia. Dado que las tendencias que permiten estimar el valor de α no son lineales, se decide que los valores de deformación calculados para los puntos de importancia no sean unidos por una línea. Dada la estimación de α no es posible asegurar que en las alturas intermedias continuará la misma tendencia.

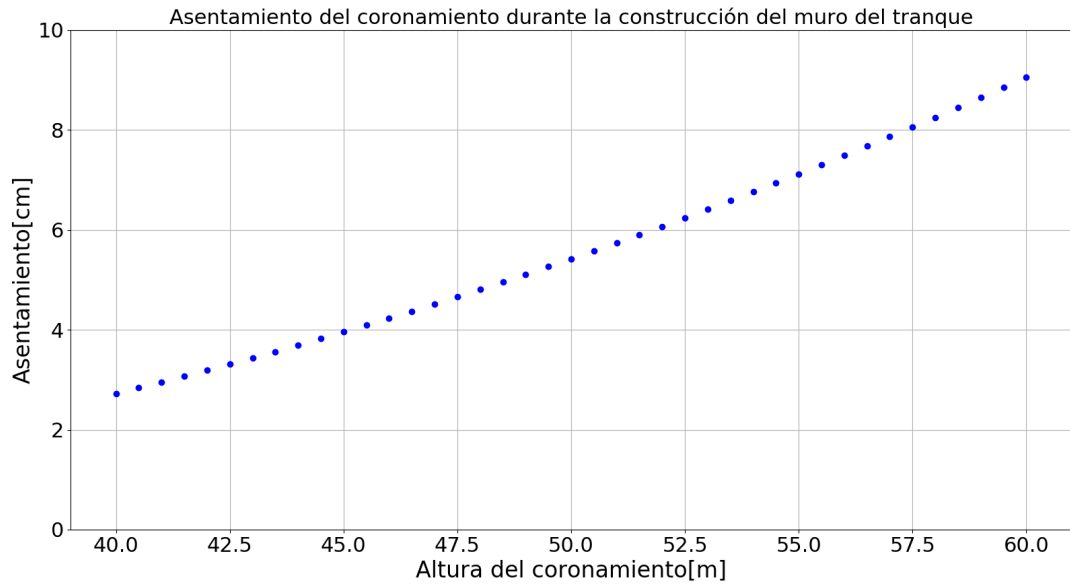


Figura 4.1: Asentamiento esperado medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando la Ec. 2.8

4.1.1.2. Resultados obtenidos mediante métodos analíticos

Aquí se calculan dos tipos de deformación asociadas a la construcción, debido a la omisión del nivel freático, estas deformaciones son solo la instantánea y la asociada al creep. Es necesario recalcar que cuando se calcula la deformación debido al creep, sólo se considera ese fenómeno, por lo que no incluye la deformación instantánea ni la deformación por consolidación. Estos gráficos presentan una línea punteada conectando los puntos, debido a que se utilizan ecuaciones que permiten el cálculo continuo de las deformaciones asociadas a cada altura intermedia.

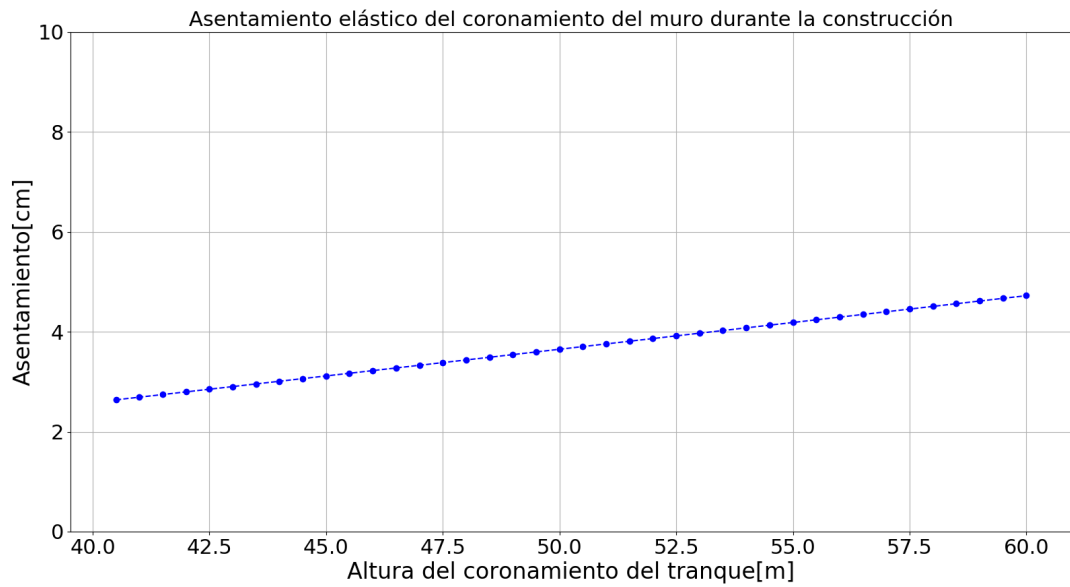


Figura 4.2: Asentamiento esperado medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando la Ec. 2.1

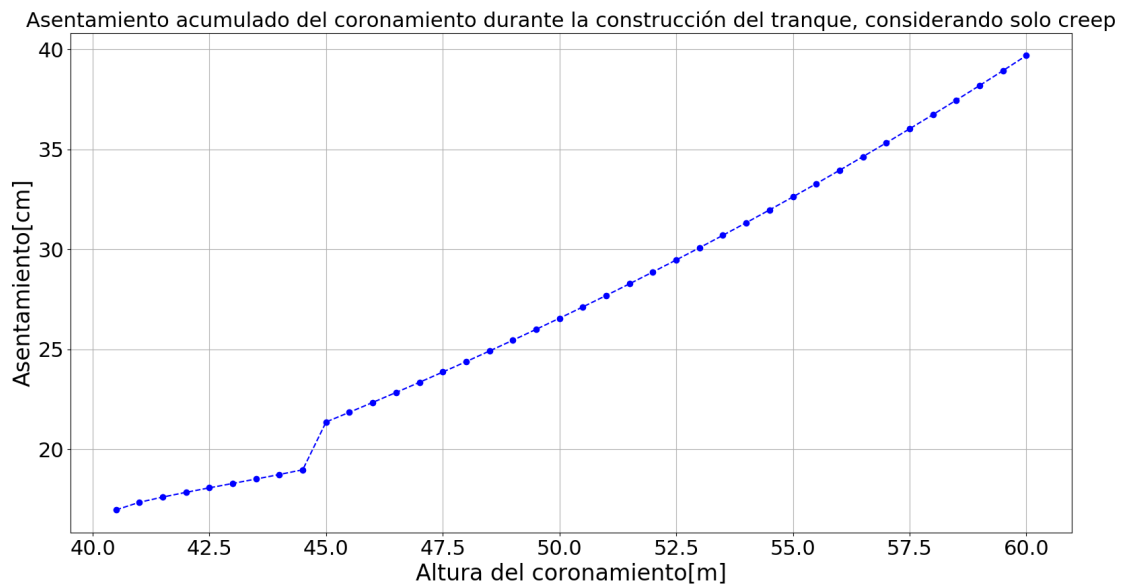


Figura 4.3: Asentamiento acumulado esperado, medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando la Ec. 2.7

Como el valor acumulado arrastra deformaciones que sucedieron antes de la construcción de las últimas capas, se genera un segundo gráfico, que muestra la deformación esperada en el tiempo que transcurre entre la depositación de capa y capa.

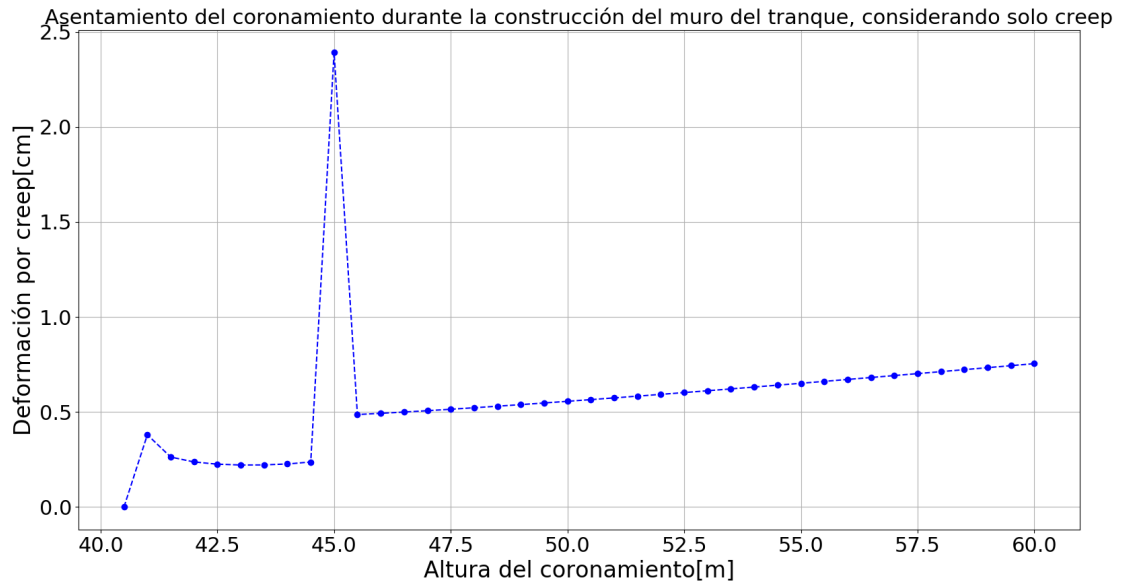


Figura 4.4: Asentamiento esperado, medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando la Ec. 2.7

En las Fig. 4.3 y Fig. 4.4 existe un cambio de pendiente o un salto en los valores del asentamiento a la altura de 45 m, esto se debe a que en esa altura la carga que toman las capas inferiores del muro deja de ser trapezoidal y pasa a ser una combinación entre triangular y trapezoidal. Como se puede ver en la Fig. 4.5, la sección depositada inmediatamente después del punto A, ejerce una carga trapezoidal sobre las capas inferiores, sin embargo la sección depositada luego del punto B, ejerce una carga triangular y trapezoidal sobre el punto A. Para los modelos estudiados, este cambio en el tipo de carga que soporta cada capa sucede a los 5 m, debido a la geometría asignada.

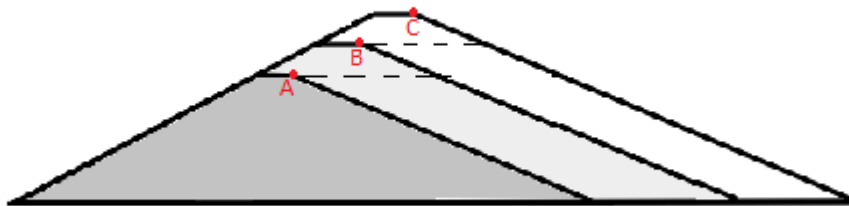


Figura 4.5: Carga distribuida en las capas inferiores

4.1.1.3. Resultados obtenidos mediante métodos numéricos

Los resultados generados por el software son presentados en tablas con la deformación estimada para cada nodo definido por el programa para el uso del FEM. Nuevamente, los gráficos de esta sección no presentan una línea que una los puntos de interés. El programa

entrega esos valores intermedios, sin embargo, ya que no fueron consultados se omiten para evitar hacer supuestos sobre sus valores.

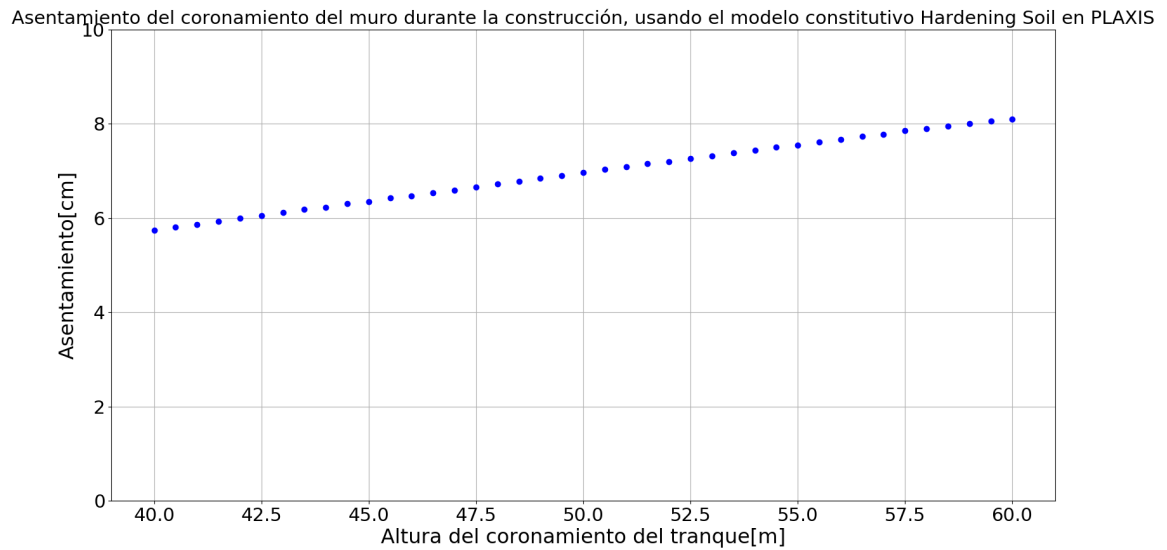


Figura 4.6: Asentamiento esperado, medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando el modelo constitutivo Hardening Soil Model en PLAXIS

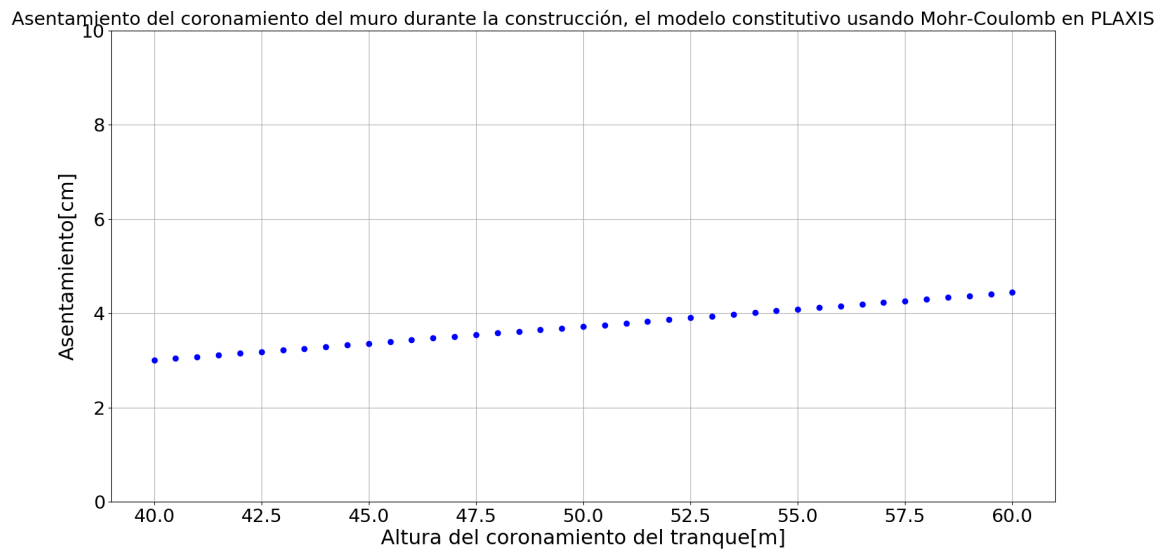


Figura 4.7: Asentamiento esperado, medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando el modelo constitutivo Mohr-Coulomb en PLAXIS

4.1.2. Después del cierre

Esta parte del capítulo detalla los resultados de las deformaciones obtenidas posterior al cierre del tranque. Se evaluó en cinco instantes de tiempo, que fueron contados a partir del fin de la obra, además se comparan los resultados obtenidos para diferentes alturas dentro del muro. Es importante recalcar que es el valor acumulado en el tiempo de las deformaciones.

4.1.2.1. Resultados obtenidos mediante formulaciones empíricas

Tal como en la parte anterior, este gráfico se generó a partir de la estimación de la variable α utilizando la Ec. 2.8 descrita en el marco teórico.

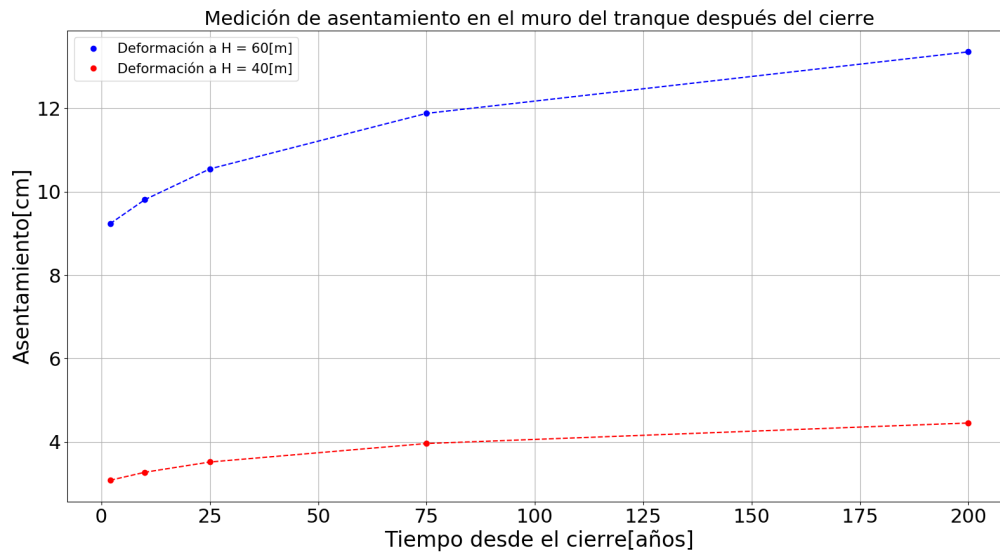


Figura 4.8: Asentamiento esperado después del cierre del depósito, comparando la deformación en tres puntos del muro.

4.1.2.2. Resultados obtenidos mediante métodos analíticos

Al igual que para el cálculo de de deformaciones durante la construcción y operación del tranque, no se considera agua en el muro, lo que hace que se omitan las deformaciones generadas por consolidación. El gráfico mostrado a continuación sólo muestra la deformación por creep en el tiempo.

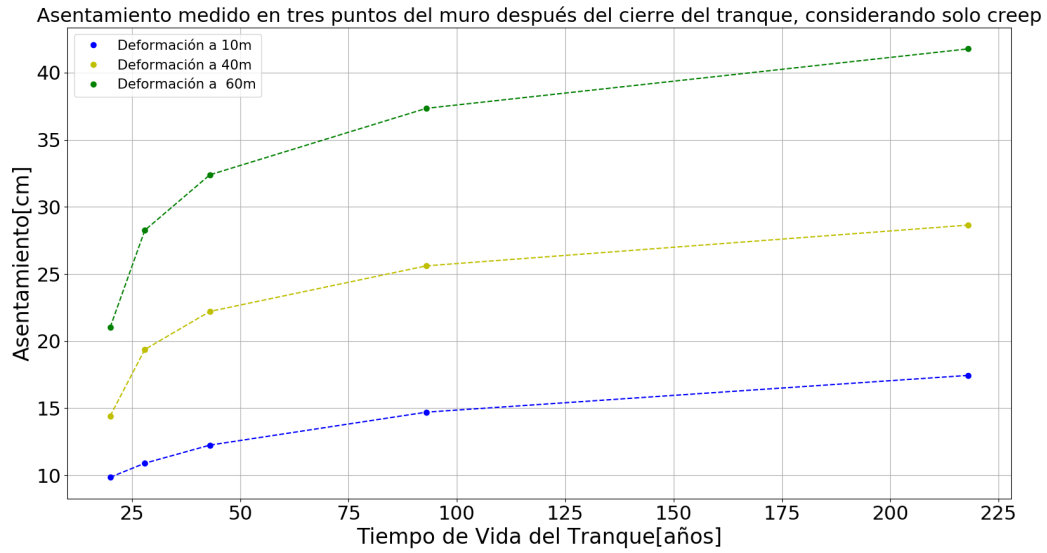


Figura 4.9: Asentamiento esperado después del cierre del depósito, comparando la deformación en tres puntos del muro, usando la Ec. 2.7

4.1.2.3. Resultados obtenidos mediante métodos numéricos

El modelo constitutivo asignado en el software para la estimación de las deformaciones es el modelo Soft Soil con Creep. Debido a las mismas razones presentadas en la parte anterior de esta sección es que no se unen los puntos de interés, sin embargo si se calcula una línea de tendencia.

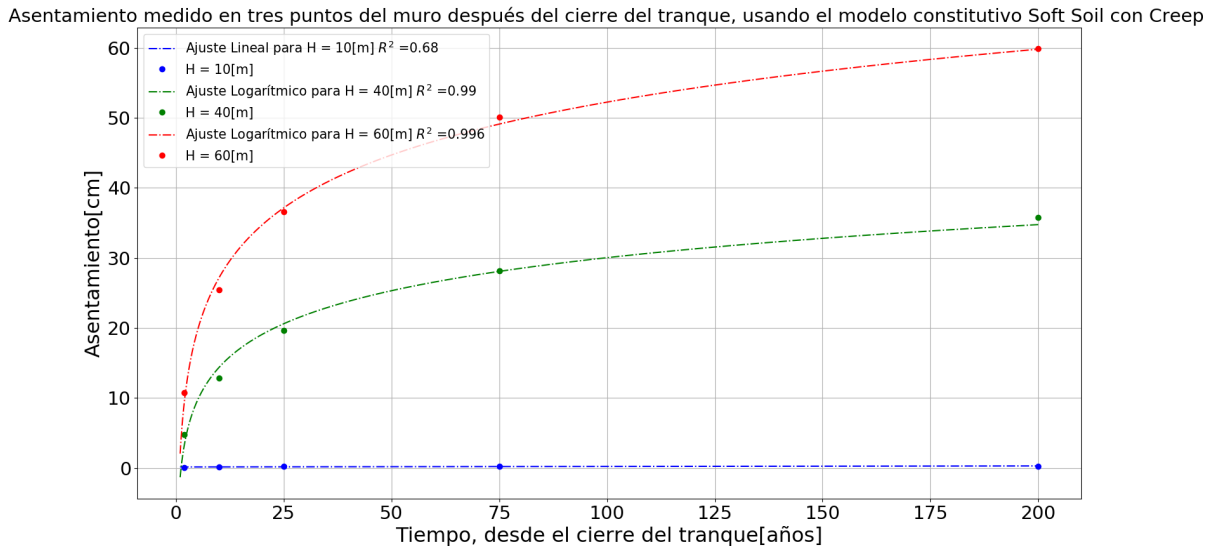


Figura 4.10: Asentamiento esperado después del cierre del depósito, comparando la deformación en tres puntos del muro, usando el modelo constitutivo Soft Soil con Creep.

Es necesario notar que en la Fig. 4.10 la tendencia asociada a la altura $H = 10[m]$ pareciera

no estar sufriendo creep, eso es debido a que durante la definición de las secciones del programa, el muro inicial de empréstito se le asigna el modelo constitutivo Mohr-Coulomb, que no tiene en consideración el creep de los materiales. Las líneas de tendencia están definidas para la deformación a los 40 m y a los 60 m con un ajuste logarítmico y a los 10 m con un ajuste lineal. En las siguientes ecuaciones se detalla el ajuste de los datos.

$$\delta_{10} = 0.15 + 7.4 \cdot 10^{-4} \cdot t \quad (4.1)$$

$$\delta_{40} = -1.32 + 6.81 \cdot \ln(t) \quad (4.2)$$

$$\delta_{60} = 2.06 + 10.9 \cdot \ln(t) \quad (4.3)$$

4.2. Embalses

4.2.1. Durante la construcción y operación

Al igual que para el caso del tranque, los resultados se dividen por método, además mencionar que para el análisis en el embalse, debido a que son menos etapas, en los métodos que se podía el cálculo y estimación comienza en los 10 m del muro.

4.2.1.1. Resultados obtenidos mediante formulaciones empíricas

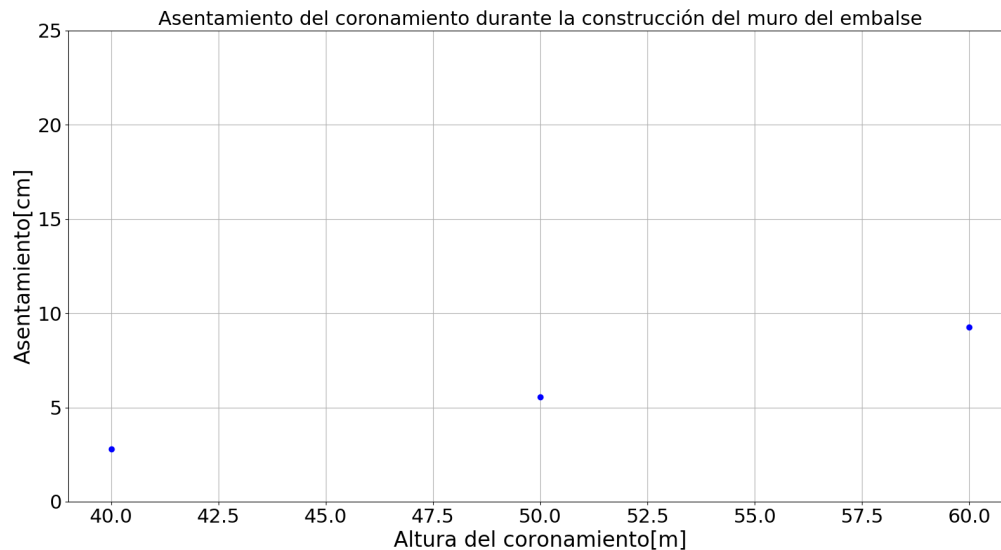


Figura 4.11: Asentamiento esperado medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando la Ec. 2.8

4.2.1.2. Resultados obtenidos mediante métodos analíticos

Al igual que para el tranque, se estiman las deformaciones mediante dos modelos. Se presentan la deformación instantánea y la deformación por creep.

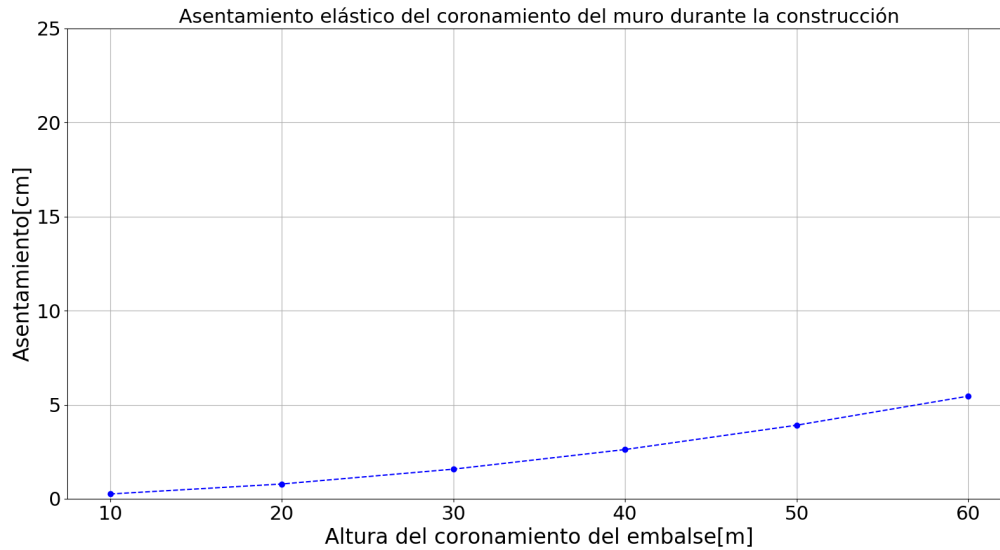


Figura 4.12: Asentamiento esperado, medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando la Ec. 2.1

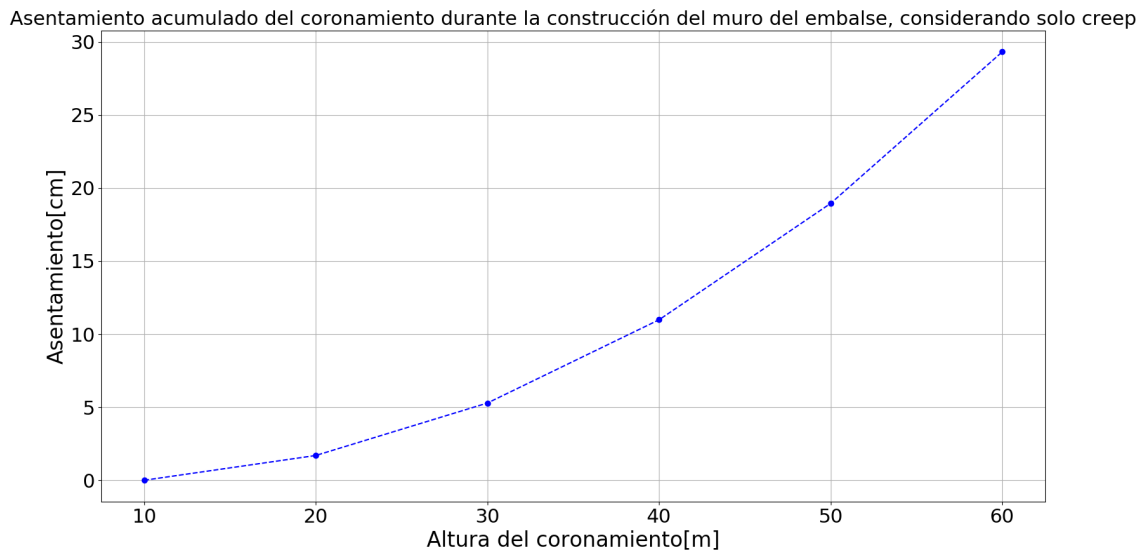


Figura 4.13: Asentamiento acumulado esperado, medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando la Ec. 2.7

Similarmente a lo que sucede en la sección del tranque, el gráfico de la Fig. 4.14 muestra los valores de creep acumulado, incluyendo deformaciones que las últimas capas no sufrieron, por lo que se presenta un gráfico con la deformación ocurrida por creep entre la construcción de

etapa y etapa. Recalcar que este método sólo considera la deformación por creep, omitiendo las deformaciones asociadas a consolidación.

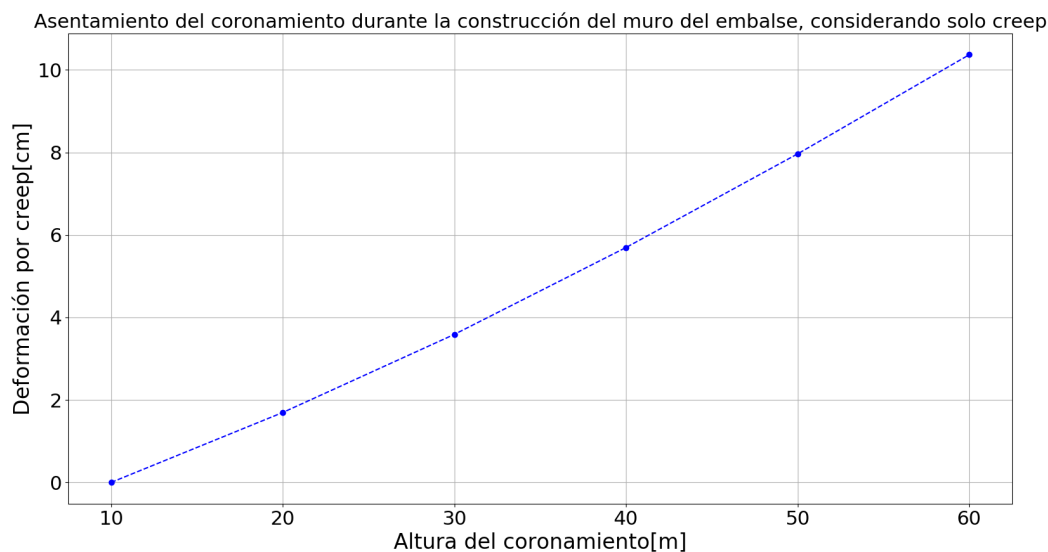


Figura 4.14: Asentamiento acumulado esperado, medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando la Ec. 2.7

4.2.1.3. Resultados obtenidos mediante métodos numéricos

Se presentan los gráficos generados usando dos modelos constitutivos de suelo, con el fin de compararlos en el capítulo de análisis.

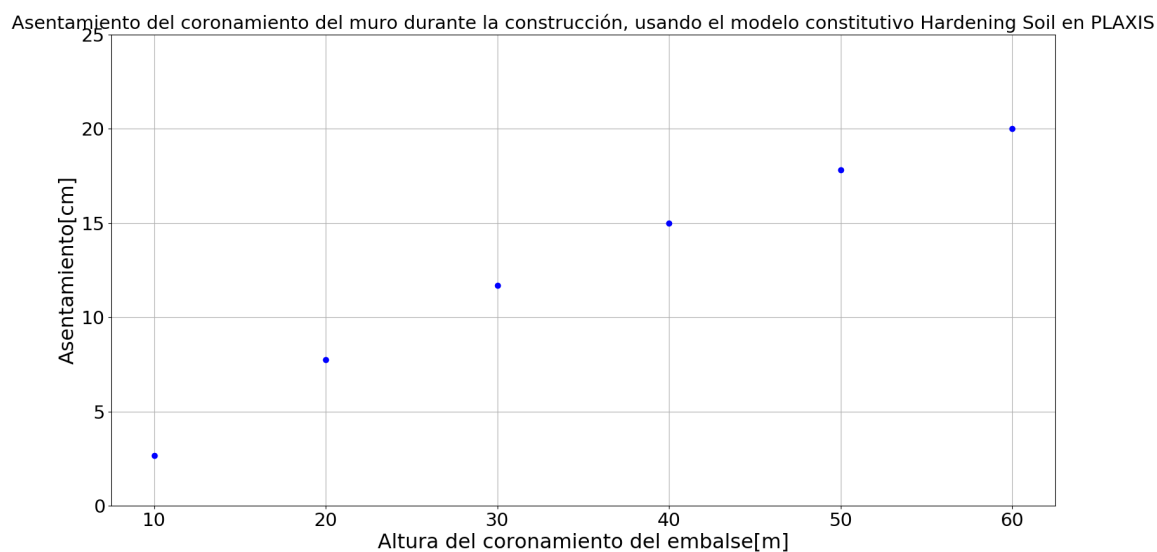


Figura 4.15: Asentamiento esperado, medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando el modelo constitutivo Hardening Soil Model en PLAXIS

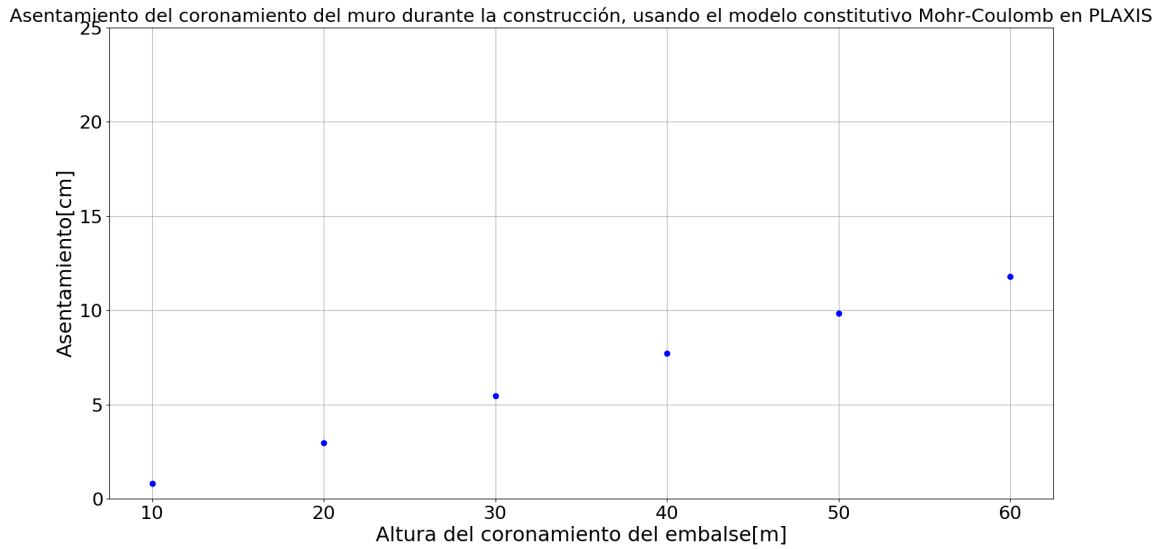


Figura 4.16: Asentamiento esperado, medido en el coronamiento del muro, durante la construcción, usando el modelo constitutivo Mohr-Coulomb en PLAXIS

4.2.2. Después del cierre

4.2.2.1. Resultados obtenidos mediante formulaciones empíricas

Debido a que la Ec.2.8 sólo considera altura y tiempo para estimar el asentamiento, el gráfico con resultados de modelos empíricos para un embalse es el mismo que se presentó en la sección del tranque (Fig. 4.8).

4.2.2.2. Resultados obtenidos mediante métodos analíticos

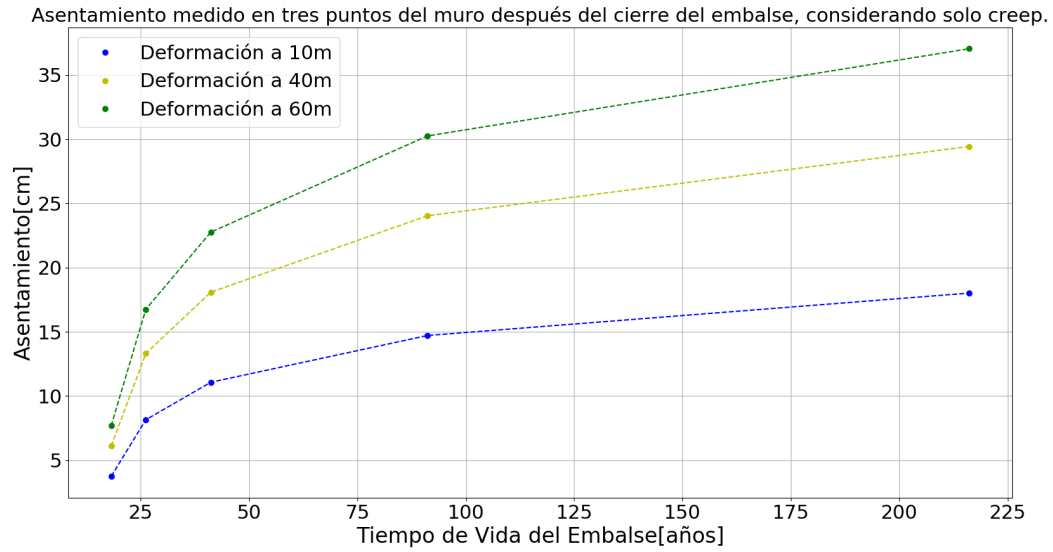


Figura 4.17: Asentamiento esperado después del cierre del depósito, comparando la deformación en tres puntos del muro, usando la Ec. 2.7

4.2.2.3. Resultados obtenidos mediante métodos numéricos

A partir de los datos generados en PLAXIS se confecciona el siguiente gráfico 4.18, con líneas de tendencia logarítmicas para los 40 m y 60 m y lineales para 10 m. Las ecuaciones de las líneas de tendencia se definen respectivamente en las siguientes ecuaciones.

$$\delta_{10} = 1.18 + 0.0246 \cdot t \quad (4.4)$$

$$\delta_{40} = -3.74 + 5.3 \cdot \ln(t) \quad (4.5)$$

$$\delta_{60} = -5.71 + 10.7 \cdot \ln(t) \quad (4.6)$$

Asentamiento medido en tres puntos del muro después del cierre del embalse, el modelo constitutivo usando Soft Soil con Creep:

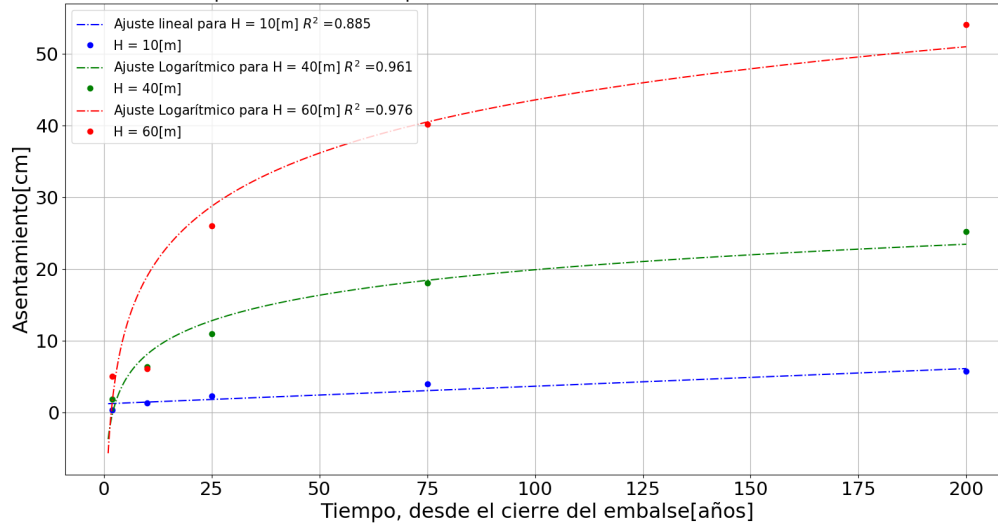


Figura 4.18: Asentamiento esperado después del cierre del depósito, comparando la deformación en tres puntos del muro, usando el modelo constitutivo Soft Soil con Creep.

5 | Análisis

5.1. Diferencias en los modelos

Antes de comenzar el análisis y la comparación de los métodos utilizados para esta memoria es necesario tener en cuenta los supuestos que se realizaron para obtener los resultados presentados anteriormente. Originalmente se deseaba realizar el análisis con suelos genéricos de Chile, para esto se recopila información de la literatura de diversas fuentes ya que ninguna fuente por sí sola tenía todas las propiedades necesarias para realizar los análisis. Este supuesto conduce a que los resultados de los distintos métodos implementados no sean comparables, ya que cada uno evaluó un material ligeramente diferente.

Para solucionar el problema anteriormente mencionado, era necesario asegurarse de que las propiedades recibidas por todos los modelos provenían de un mismo material. Sin embargo, las fuentes que realizaban ensayos triaxiales en los materiales no realizaron ensayos edométricos, las que realizaban ensayos edométricos no realizaron ensayos triaxiales. Si bien con la información disponible fue posible alimentar los modelos de Mohr-Coulomb y el Hardening Soil Model, el Soft Soil con Creep recibió información de una arena diferente.

Para el caso del embalse los desafíos se inclinaron más hacia la escasez de datos, debido a que el material es difícil de ensayar con las condiciones materiales disponibles. Aunque fue posible alimentar en gran parte el modelo con la información encontrada. Aún así, se debió recurrir a los valores por defecto que presentaba el programa. Los valores asociados a su elasticidad y su peso específico provenían de un mismo material, el índice de vacíos y la constante de Poisson debieron ser tomadas desde otras fuentes. Al igual que en el caso del tranque, los valores del embalse para el modelo Soft Soil con creep fueron tomados desde otra fuente. Es más, como ya se mencionó anteriormente dado la gran necesidad de recursos requeridos para publicar estudios de los materiales granulares gruesos, los valores asociados a su consolidación y a su deformación por creep no fueron encontrados y por lo tanto, se debe usar valores asociados a arenas y ripios.

Una vez actualizados los parámetros geotécnicos para los modelos constitutivos usados en el software, se pueden cambiar los parámetros geotécnicos en los cálculos analíticos de esta memoria. De esta manera, se puede comparar el modelo analítico con el numérico.

El método con formulaciones empíricas utilizado para los cálculos, tal como se menciona en el marco teórico, hace un análisis estadístico con presas de agua CFRD de diferentes países. Aunque, su construcción y materiales no difieren significativamente de los embalses de relaves, sí cambia la carga a la que se ve sometida, ya que las presas de agua crecen hasta su

altura máxima en una sola etapa constructiva y el llenado de la cuenca es realizado solo una vez. A diferencia del embalse de relaves, que crece y se llena según la producción minera. Es posible que pasen décadas entre la construcción del muro inicial y la etapa final de un embalse.

Las diferencias de una presa de agua con el tranque de relaves son mucho más dramáticas y por lo tanto hacen que este método con formulaciones empíricas no sea el más adecuado para este análisis. Pese a esto, debido a que es la única fuente encontrada que presentaba un estudio de estadístico de las deformaciones medidas en muros de presas de suelo, es que se utiliza para la comparación. Se presenta más como un ejemplo de lo que se debería hacer si es que existiera este tipo de estudios en suelo chileno.

5.2. Comparación deformación durante la construcción y operación

En esta sección del capítulo se presentan gráficos comparativos de los resultados obtenidos con los distintos métodos utilizados. Se refiere a modelos simplificados al cálculo realizado sólo considerando la respuesta elástica del muro y los modelos complejos a los cálculos realizados considerando además la consolidación y el creep.

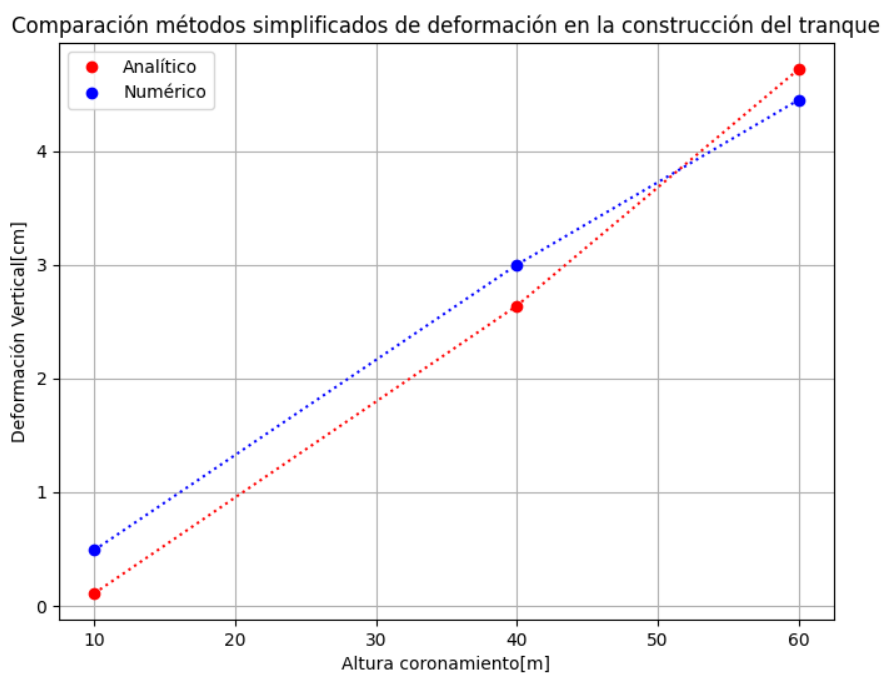


Figura 5.1: Gráfico comparativo de los modelos simplificados para el cálculo de deformaciones durante la construcción y operación del tranque

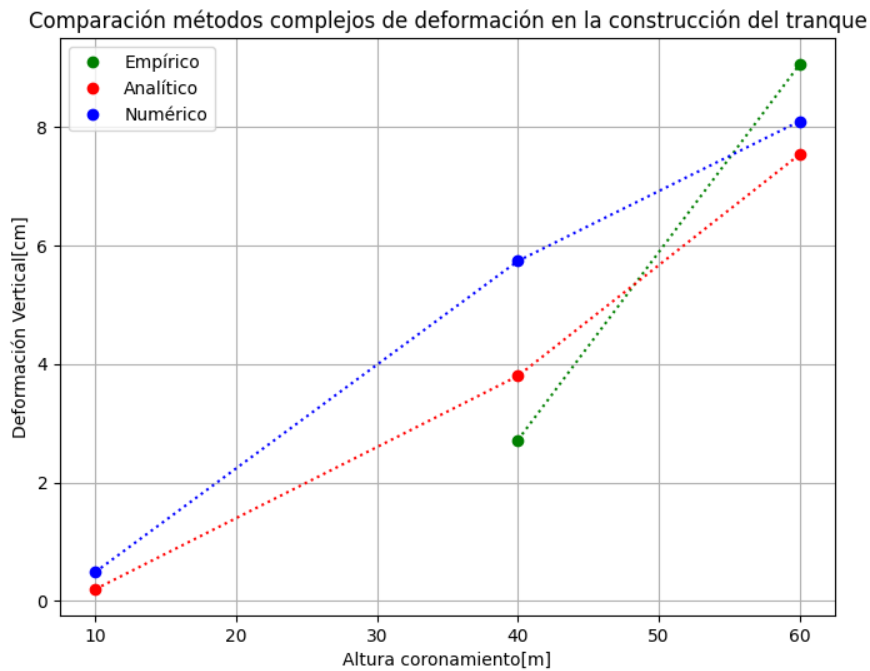


Figura 5.2: Gráfico comparativo de los modelos complejos para el cálculo de deformaciones durante la construcción y operación del tranque

Notar que en los valores de las Fig. 5.1 y Fig. 5.2 las deformaciones entre modelos son consistentes. Si bien no son iguales, se encuentran en el mismo orden de magnitud. Los valores asociados al método analítico en el caso de modelos complejos son resultados del cálculo de asentamiento únicamente por creep, por lo que se explica su diferencia con el Hardening Soil. Al contrastar los otros métodos con el método empírico, más que un valor exacto, se espera un valor referencial entorno a las deformaciones reales de este tipo de muros. Siempre recordando que el modelo es para suelos más gruesos y con diferentes cargas.

Cabe mencionar también, que debido al reinicio de las deformaciones en cada fase de cálculo en el programa usado, es que se pierden ciertos datos generados por el endurecimiento del suelo

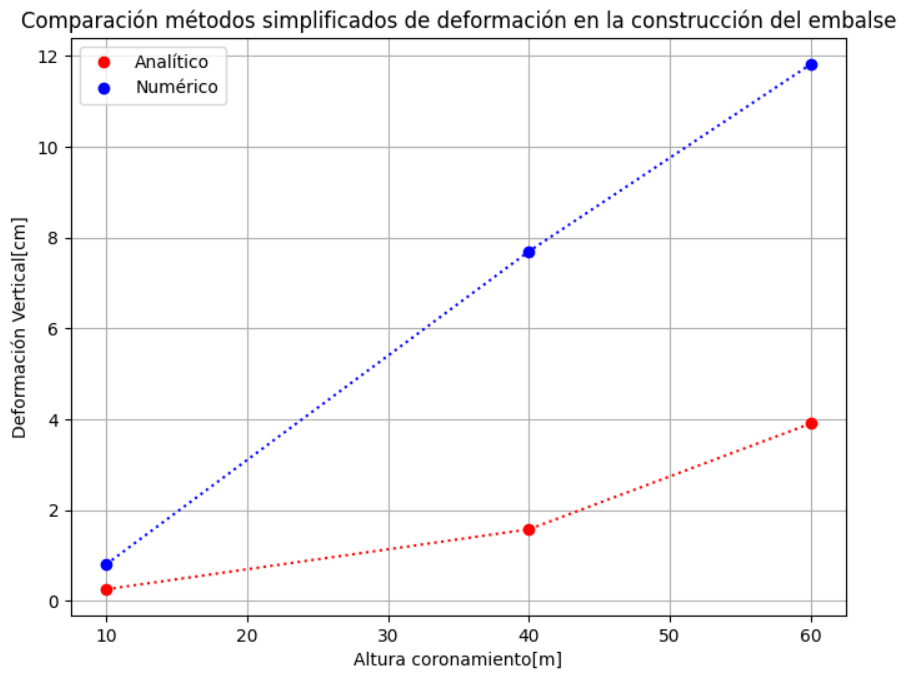


Figura 5.3: Gráfico comparativo de los modelos simplificados para el cálculo de deformaciones durante la construcción y operación del embalse.

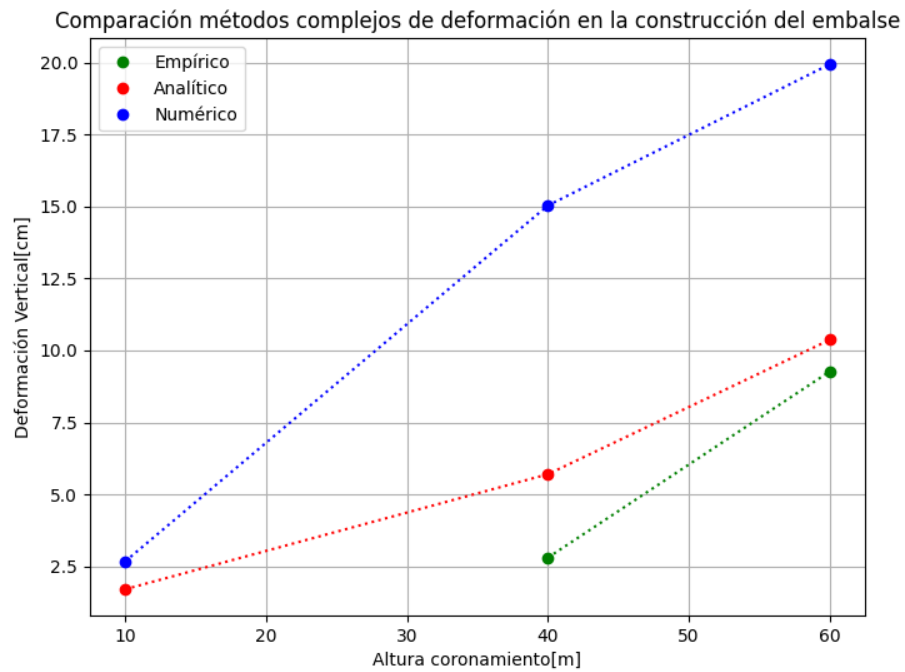


Figura 5.4: Gráfico comparativo de los modelos complejos para el cálculo de deformaciones durante la construcción y operación del embalse.

Con las Fig. 5.6 y Fig. 5.4 se hace claro como la falta de información relativa a los parámetros geotécnicos del material afectan al cálculo de las deformaciones del muro. Si se observa los gráficos de las figuras Fig. 5.1 y Fig. 5.2, las diferencias entre método y método, en su punto más crítico, tienen un valor de un poco menos de 2 cm, cuando las simulaciones del embalse, que tenían muchos menos datos alimentando los métodos, tienen más de 10 cm de diferencia entre cada método.

Además, es posible que debido a que el método analítico es más rudimentario y calcula la deformación en bloque de 10 m de material es que se presentan tantas diferencias con respecto a los resultados de PLAXIS. A consecuencia de la naturaleza del FEM(Logan[31]), es que tienen muchas más secciones que resolver, que dado el tamaño y el mallado que se le entregó, es que la sumatoria de todas las partes es mayor que las estimaciones analíticas. A diferencia del tranque que tan sólo tenía 50[cm] para dividir por lo que habían menos partes que resolver en cada fase del programa.

Esto también, puede originarse en los datos generados por el laboratorio utilizados en este trabajo de título. Para la estimación de E_{50}^{ref} se deben usar ensayos triaxiales, en la información que había disponible, el ensayo triaxial realizado en los ripios fue llevado a cabo en presiones de confinamiento mucho menores que las de las arenas. Lo que llevo que en las gravas, la rigidez fuera menor; generando así, que los resultados obtenidos estuvieran por encima de los valores esperados.

5.3. Comparación deformación posterior al cierre

Se seleccionó un tiempo particular posterior al cierre, para hacer la comparación entre los tres métodos utilizados para el análisis. Se presentan gráficos con el tiempo elegido, con deformaciones medidas a tres alturas del muro en ese instante de tiempo. En el anexo es posible encontrar tablas con los valores de todos los tiempos medidos. A continuación, se presentan dos figuras con las comparaciones para ambos tipos de depósito. Es necesario aclarar que las deformaciones fueron medidas desde el cierre del depósito en adelante, por lo que no consideran la deformación causada durante la construcción y operación.

Comparación métodos de cálculo de deformación posterior al cierre del tranque a 25 años desde el fin de la obra

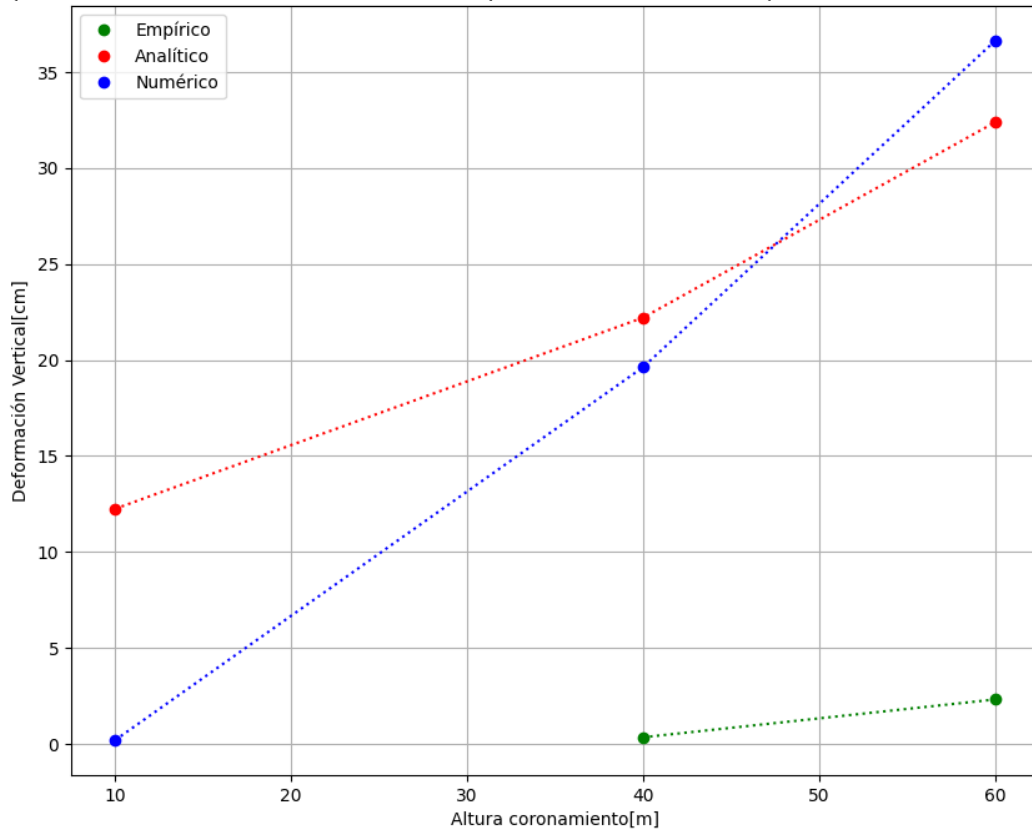


Figura 5.5: Gráfico comparativo de los modelos para el cálculo de deformaciones posterior al cierre del tranque, a 25 años del fin de la obra.

Como fue mencionado antes, el cálculo de creep a la altura $H = 10$ m del muro del tranque no es muy fructífero, ya que el muro inicial está definido como Mohr-Coulomb para todos los casos, por lo que no entrega datos útiles para la comparación. Pese a esto, es posible comparar los resultados analíticos de creep con los resultados numéricos y es posible notar que se encuentran en el mismo orden de magnitud, a un par de centímetros de diferencia tanto como para la altura $H = 40$ m y la altura $H = 60$ m. Para este cálculo, los datos obtenidos desde la Ec.2.8 no son comparables con los otros métodos, están en distintos órdenes de magnitud. Es necesario recordar, que para la obtención de la variable α desde el gráfico de la Fig. 2.17, se utilizan las presas de súper alta resistencia. Es aquí donde se encuentra un vacío en el conocimiento del comportamiento de materiales con bajo contenido de finos.

Aún cuando los resultados modelos analíticos y numéricos se encuentran en la misma magnitud, aún así tienen diferencias apreciables. Una de las posibles explicaciones a esto, es la ecuación utilizada para modelar las deformaciones; para el cálculo analítico se aplicó la Ec. 2.7, que usa un logaritmo en base 10, sin embargo, si se observa el ajuste que se le hizo a las deformaciones del modelo numérico en el capítulo anterior, es un logaritmo natural, al comparar estas funciones en un plano cartesiano, es que el logaritmo en base 10, se empieza

a acotar en valores mucho más bajos que los del logaritmo natural.

Comparación métodos de cálculo de deformación posterior al cierre del embalse a 25 años desde el fin de la obra

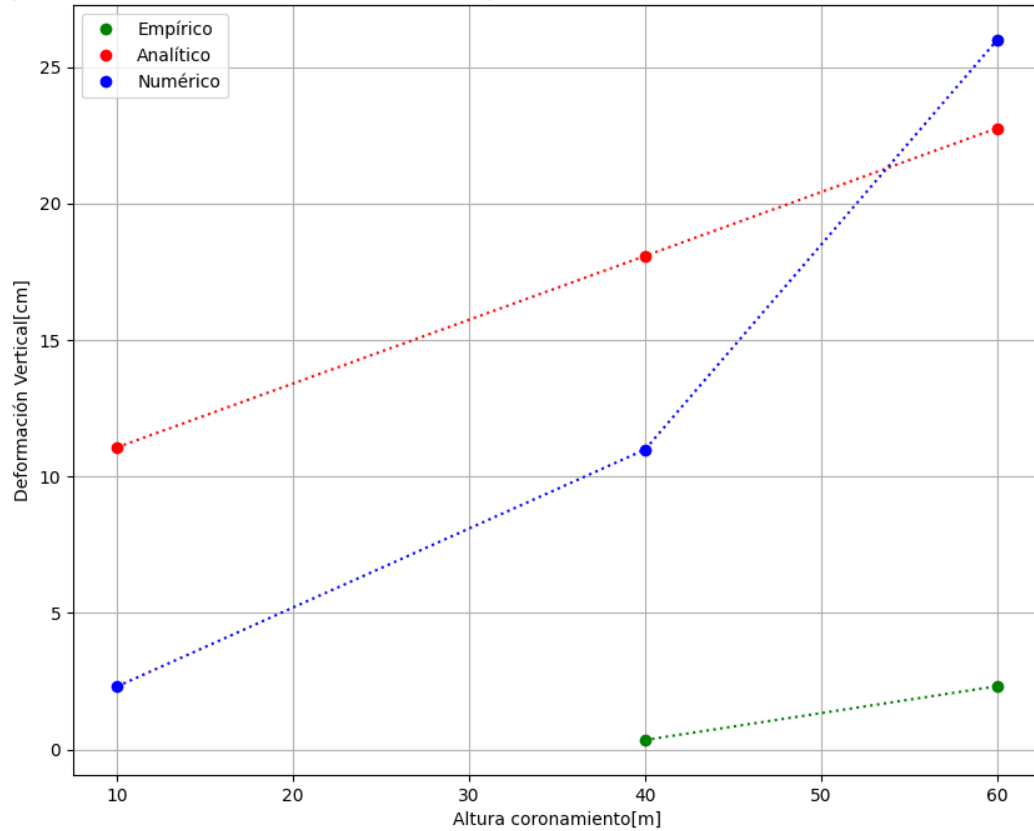


Figura 5.6: Gráfico comparativo de los modelos para el cálculo de deformaciones posterior al cierre del embalse, a 25 años del fin de la obra.

Al igual que el tranque, el embalse presenta una situación muy similar a este, teniendo problemas con el método empírico. En esta tabla también es posible ver como la falta de información sobre el comportamiento del material complica la comparación de resultados entre métodos.

6 | Conclusiones

6.1. Conclusiones generales

En general, los resultados obtenidos en este trabajo de título, son un buen inicio para indagar más en el tema de las deformaciones estáticas. Históricamente, Chile tiene alrededor de un terremoto en la misma zona cada un par de siglos y en todo el país aproximadamente cada década. Es entonces seguro decir que la instrumentación de un depósito durante su construcción, operación y posterior cierre medirá a lo largo de su vida útil por más tiempo deformaciones estáticas que deformaciones dinámicas. Es imperativo que se comience a monitorear de cerca la información entregada por los instrumentos en el tiempo entre sismos para poder así corroborar la importancia de estas deformaciones y cómo incluirlas en los futuros diseños de los depósitos.

Está claro que debido a la naturaleza sísmica del país, los estudios relacionados a la respuesta sísmica toman prioridad, sin embargo esto no significa dejar de lado los otros factores que afectan a las estructuras hoy y en el futuro. Los asentamientos son uno de los principales problemas que enfrentan las geoestructuras discutidas a lo largo de este trabajo de título y aunque el fenómeno sea monitoreado de cerca durante la operación y construcción, no hay estudios públicos que indiquen como simular la deformación durante estos períodos y el posterior al cierre. Teniendo esto en cuenta es que hay un apremio por entender que sucede en los períodos de relativa calma sísmica.

Lo anterior lleva a que la forma actual de diseño de estas estructuras omita las deformaciones estáticas y para compensarlo deba cumplir con requisitos que son más estrictos de lo necesario. Generando así un mayor uso de los recursos para garantizar la seguridad de las personas.

Es importante mencionar que las particularidades del suelo como material de construcción son numerosas y cada una de ellas son valiosas para entender y predecir el comportamiento de este, lo que es relevante para construir estructuras que sean más seguras y eficientes con el uso de los materiales. Lo que cobra mayor relevancia en la minería en particular, debido a que los depósitos de relaves están compuestos totalmente por suelo. Considerando el desarrollo de la industria minera en Chile las últimas décadas y los pronósticos de su crecimiento en el futuro es que se necesita estudiar a fondo las estructuras de los depósitos de relaves ya que éstas permanecerán en el paisaje durante mucho tiempo.

En los materiales granulares gruesos no hay consenso en la comunidad geotécnica respecto a su comportamiento relativo a su compresibilidad y deformaciones en el largo plazo. Y esto

puede ser debido a varias cosas: no se están realizando todos los ensayos necesarios para poder determinar sus parámetros geotécnicos, ya sea por falta de fondos o materialidad para ejecutar los ensayos, y por lo tanto predecir mejor su comportamiento. No se está compartiendo la información de los ensayos que sí se están realizando en estos materiales. O simplemente existe una falta de desarrollo o conocimiento científico sobre el tema.

El procedimiento acá desarrollado fue limitado por el acceso a la información de las propiedades de los materiales y por los supuestos usados para simplificar los casos. La ausencia del agua y las simulaciones en casos 2D genera un análisis preliminar de las deformaciones que pueda sufrir un depósito de relaves, que puede ser utilizado como caso base para análisis más exhaustivos a futuro.

Cabe mencionar que el cálculo de los modelos analíticos y numéricos, permite una exploración más detallada de las deformaciones que le suceden y son medidas en los depósitos. Es posible generar valores de deformación desde la depositación de la primera capa y estimar, por ejemplo, como se hizo en este trabajo, los valores asociados a la deformación elástica.

No obstante, la implementación de propuestas de instrumentación en los muros tiene restricciones, por lo que hay mediciones que no se realizarán, pero que sí fueron estimadas en las simulaciones. Con las herramientas implementadas en este trabajo es complejo simular el proceso constructivo de los depósitos de relaves exactamente y esta diferencia entre la realidad y lo simulado genera discrepancias entre lo que se puede medir y lo que se modela.

Aunque muchas de las premisas levantadas en este trabajo dependen de valores generados por el cálculo analítico y el numérico, realizar la comparación y medir con valores reales es la única forma de asegurar que los modelos se encuentran dentro del rango de valores de deformaciones.

Para un futuro catastro de deformaciones de muros de depósitos chilenos, se debería considerar depósitos con planes de instrumentación, que como mínimo esté midiendo el nivel freático en el muro, las presiones de confinamiento y las deformaciones. Además, que el plan de cierre de los trabajos considere un ítem de monitoreo a largo plazo, para que se pueda medir fenómenos de creep si es posible.

6.2. Conclusiones específicas

Al comparar los resultados obtenidos con los modelos constitutivos usados en este trabajo y los resultados del método con formulaciones empíricas, es el modelo constitutivo Hardening Soil Model el que más pareciera acercarse a lo predicho por el método empírico. Al menos en las arenas durante el período de construcción y operación. A pesar de esto, esta aseveración no es comprobable hasta que se tenga un modelo empírico para geometrías y rigideces similares a los suelos chilenos o datos de un depósito similar al modelado.

Junto a esto, tanto para las arenas como para las gravas, el modelo Soft Soil con Creep tenía resultados comparables a los calculados analíticamente, no obstante, los resultados predichos por el método con formulaciones empíricas estaban muy por debajo de estos. Considerando

que el modelo empírico solo tomaba como input los valores de la altura del depósito y el tiempo, es que hay ciertas consideraciones que se están ignorando, generando esta discrepancia entre los modelos.

Asimismo, teniendo en cuenta lo mencionado anteriormente sobre las diferencias en la teoría y la falta de datos de casos chilenos para la deformación en el tiempo, es que queda por comprobar si lo predicho por los modelos numéricos y analíticos es correcto o si lo predicho por los modelos empíricos se acerca más a la realidad. Utilizando datos de mediciones de casos chilenos.

Cuando se contrastan los resultados obtenidos para el tranque y el embalse, se observa que los valores de asentamiento en las gravas son mayores que en las arenas, que es diferente a lo que se esperaría según la teoría. Como ya se mencionó en el capítulo de análisis, esto puede tener varias causas. Pero para comprobarlas se deben evaluar, mediante mediciones y ensayos, los resultados de las arenas, que sí son comparables entre modelos.

Al utilizar el mismo método en ambos casos, si coinciden los valores de las arenas, es que alguno de los motivos presentados anteriormente para las diferencias en el embalse está correcto y se debería determinar cuál de las razones expuestas es la indicada. Ya sea robusteciendo el modelo con más datos de laboratorio o utilizando capas de suelo de menor grosor en el modelo numérico

Si los resultados de las arenas no coinciden con mediciones en terreno, será necesario corroborar los datos de los modelos y revisar la metodología utilizada para el cálculo.

7 | Recomendaciones

- El estudio de las deformaciones estáticas se encuentra en etapas iniciales y por lo tanto es necesario incluir más variables que describan con mayor detalle las condiciones reales que se enfrentan en la industria. Durante este trabajo de título se hicieron supuestos para poder simplificar los casos, uno de ellos fue la exclusión de la tabla de agua dentro del muro. Es por esto que en futuros estudios que expandan este tema, es necesario considerar esta variable en los cálculos. Además, sería una buena práctica probar la metodología en diferentes alturas.
- Cómo se pudo apreciar en el capítulo de análisis, mientras más información se le entregue al modelo este genera resultados más precisos, y por lo tanto, se necesitan ensayos más exhaustivos sobre los materiales de los muros de los depósitos de relaves. Es de vital importancia que se consideren ensayos triaxiales y edométricos, a carga constante y carga variable para las gravas y ripios y ensayos edométricos a carga constante para las arenas, para poder hacer simulaciones que se parezcan lo más posible a la realidad.
- Aún hay muchas dudas relativas a los comportamientos de suelos granulares gruesos en general, no necesariamente relacionados con los depósitos de relaves. Actualmente los modelos constitutivos que se tienen disponibles para realizar simulaciones y estimaciones de su comportamiento se quedan cortos, ya sea en la información que necesitan o modelando adecuadamente su comportamiento. Hay más investigación por realizar en esta área, realizando más ensayos de laboratorio y generando nuevas teorías sobre estos materiales.
- Actualmente la comunidad de ingeniería geotécnica asume que en suelos como arenas o gravas es poco probable que exista creep en el largo plazo, sin embargo hay opiniones contradictorias respecto a esto, por lo que, es imprescindible que se liberen los datos de deformaciones de depósitos de relaves, para saber qué es lo que pasa con los materiales en el largo plazo y si es que hay o no que hacer ensayos relativos a creep en gravas y arenas.
- Uno de los principales desafíos durante este trabajo de título fue encontrar datos empíricos con los cuales comparar las simulaciones. Es necesario que en Chile, en el futuro se liberen los datos recopilados de las deformaciones sufridas por los depósitos de relaves para poder así generar un catastro de deformaciones, lo que daría paso a hacer un estudio estadístico similar al realizado por Kermani(2016)[27] pero con geometrías y materiales chilenos, simplificando el pronóstico de las deformaciones de un muro de depósitos de relaves.

Bibliografía

- [1] ALBERTO, Y. *Clase 20 del curso de Geotecnia de la Universidad de Chile* (2019).
- [2] ASTM. Standard test methods for one-dimensional consolidation properties of soils using incremental loading. <https://www.astm.org/Standards/D2435>, 2020.
- [3] BARRIOS CARVAJAL, D. Análisis de deformaciones de depósitos de relaves con muros de material de empréstito sometidos a sismos chilenos.
- [4] BERNETTI, M. https://images.clarin.com/2019/07/25/por-cada-tonelada-de-mineral___5hsT16u7S_1256x620___2.jpg1564057587061, 2019.
- [5] BISHOP, A. W., AND HENKEL, D. J. *The measurements of soil properties in the triaxial test*. Edward Arnold, 1978.
- [6] BOSCARDIN, M. D., SELIG, E. T., LIN, R., AND YANG, G. Hyperbolic parameters for compacted soils. *Journal of Geotechnical Engineering* 116, 1 (1990), 88–104.
- [7] BRIAUD, J. *Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils (1st ed.)*. Wiley, 2013.
- [8] BRINKGREVE, R. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics (1st ed.)*. CRC Press, 1999.
- [9] BRINKGREVE, R. *Selection of Soil Models and Parameters for Geotechnical Engineering Application* (2005), 69–98.
- [10] BUDHU, M. *Soil Mechanics and Foundations (3.a ed.)*. Wiley, 2010.
- [11] BYRNE, P. M., CHEUNG, H., AND YAN, L. Soil parameters for deformation analysis of sand masses. *Canadian Geotechnical Journal* 24, 3 (1987), 366–376.
- [12] CAMPAÑA, J. *Comportamiento de Arenas de Relave a Altas Presiones*. 2011.
- [13] CAMPAÑA, J., VALENZUELA, L., FIGUEROA, A., AND ALARCÓN, J. *The Quillayes sand tailings dam in Chile design and operation*. 2015.
- [14] CARMÍ AHUES, C. *Variación de la permeabilidad y parámetros consolidación en relaves tratados con agua de mar*. 2013.
- [15] CKPOWER. Hydroelectric power plant. nam ngum 2 hydroelectric power plant | ckpower (ckp). <https://www.ckpower.co.th/en/projects/hydro-power/57/nam-ngum-2-hydroelectric-power-plant>.
- [16] COCHILCO. Proyección de la producción de cobre en Chile 2016–2027. 2016.
- [17] COCHILCO. *Anuario de Estadísticas del Cobre y Otros Minerales 2000-2019*. Corpo-

- ración Chilena del Cobre, 2020.
- [18] CONSEJO-MINERO. Cifras actualizadas de la minería [presentación]. <https://consejominero.cl/chile-pais-minero/cifras-actualizadas-de-la-mineria/>, October 2020.
- [19] CONSEJO-MINERO. Plataforma de relaves. <https://consejominero.cl/comunicaciones/plataforma-de-relaves/>, (2020, February 11).
- [20] DA, M., AND SU, Z. *Stress and Deformation Analysis of Concrete-Facing Sand-Gravel Dam Based on Inversion Parameters*. Geotechnical and Geological Engineering, 2020.
- [21] FALCÓN, M. F. Relaves para universidad de la serena[presentación]. Servicio Nacional de Geología y Minería.
- [22] FIGUEROA, A., ET AL. Comportamiento sísmico de presas de relaves construidas aguas abajo y línea central. *Obras y Proyectos [online] n. 21* (2017), 30–37.
- [23] GARLANGER, J. E. The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress. *Géotechnique 22* (1972), 71–78.
- [24] HUNTER, G., AND FELL, R. The deformation behaviour of embankment dams, 2003.
- [25] IITG. *Constant Rate of Strain (CRS) Test*. Indian Institute of Technology of Gandhinagar.
- [26] KAFASH, M., ADAMS, T., DAVIDSON, R., MEYER, D., AND TENNEY, R. Deformation analysis of ritschard dam: A case study of rockfill compression induced movements. *Dams and Levees Geo-Congress 2019* (2019).
- [27] KERMANI, M., KONRAD, J.-M., AND SMITH, M. An empirical method for predicting post-construction settlement of concrete face rockfill dams. *Canadian Geotechnical Journal 54*, 10 (2016), 2016–0193.
- [28] KNIGHT PIÉSOLD CONSULTING, . Álbum fotográfico (la breca lamaducto y campamento) aai nÂ°55-56 rev 0, 2018.
- [29] KOK, S. T., HUAT, B., NOORZAEI, J., AND JAAFAR, S. A review of basic soil constitutive models for geotechnical application. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering 14* (2009).
- [30] LIU, H. P., WANG, D. Y., AND MA, Z. J. Determination, derivation, influence and discussions of parameters for deformation analyses with duncan-chang modified e-b model. *Applied Mechanics and Materials* (2011), 90–93.
- [31] LOGAN, L. D. *A first course in the finite element method*. Cengage Learning, 2011.
- [32] LORENZ, M. Wolford ritschard dam at higher risk than previously assessed. <https://grandgazette.net/wolford-ritschard-dam-at-higher-risk-than-previously-assessed/>, Enero 2021.
- [33] MECACISA. Ensayo triaxial. https://mecacisa.com/wp-content/uploads/productos/pdf/22_0154.pdf.
- [34] MENDOZA RECABAL, C. Estudio geológico y geotécnico para el diseño de embalse catemu, región de valparaíso , chile. <http://repositorio.udec.cl/jspui/handle/11594/293>, 2019.

- [35] MINMINERÍA. Historia de la minería en Chile. (n.d.). <http://www.minmineria.gob.cl/%C2%BFque-es-la-mineria/historia-de-la-mineria-en-chile/>.
- [36] MINMINERÍA. Relave. <https://www.minmineria.cl/glosario-minero-r/>.
- [37] NGI. Oedometer test. <https://www.ngi.no/content/download/4549/437833/file/Lab-test>.
- [38] OSSES, R., OVALLE, C., PINEDA, J., AND BARRIOS, P. Effect of partial saturation on the compressibility of crushable sands. *Obras y Proyectos [online] n. 25* (2019), pp.15–21.
- [39] OSTERBERG, J. O. *Influence Values for Vertical Stresses in a Semi-infinite Mass dueto an Embankment Loading*. 1957.
- [40] PRAMTHAWEE, P., JONGPRADIST, P., AND SUKKARAK, R. Integration of creep into a modified hardening soil model for time-dependent analysis of a high rockfill dam. *Computers and Geotechnics 91* (2017), 104–116.
- [41] SERNAGEOMIN. Preguntas frecuentes sobre relaves. <https://www.sernageomin.cl/preguntas-frecuentes-sobre-relaves/>.
- [42] SERNAGEOMIN. *Anuario de la Minería de Chile Servicio Nacional de Geología y Minería 2020*. Servicio Nacional de Geología y Minería, 2021.
- [43] SONAMI. *Guía de Buenas Prácticas Ambientales para la Pequeña Minería; Construcción y Operación de Tranques de Relave*. Sociedad Nacional de Minería, 2016.
- [44] STEPHENS, T. *Manual on small earth dams: a guide to siting, design and construction*. Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO, 2010).
- [45] TERZAGHI, K. *Theoretical soil mechanics*. John Wiley and Sons, 1943.
- [46] VALENZUELA, L. Design, construction, operation and the effect of fines content and permeability on the seismic performance of tailings sand dams in Chile. *Obras y Proyectos [online] n. 19* (2016), 6–22.
- [47] VALENZUELA, L. Safety performance of dams in Chile highly seismic environment. *DamWorld Conference. ICOLD. Lisboa* (2020).
- [48] VAN DER SLOOT, M. *PLAXIS 2D CE V21.01: 3 - Material Models Manual.pdf*. Bentley, 2021.
- [49] VERDUGO, R. estabilidad sísmica de presas de relaves en Chile [charla]. <https://www.youtube.com/watch?v=62QkyMBMBWo&list=PLrYqavfMNupXRZU47xPPAm48n-jJZxfTgin>, 2021 April, 27.
- [50] VERDUGO, R., AND DE LA HOZ, K. Caracterización geomecánica de suelos granulares gruesos. %.
- [51] WACHTENDORFF SALINAS, W. *Estudio experimental de la consolidación en equipo especial para ripios*. 2015.
- [52] WISSA, A. E. Z., CHRISTIAN, J. T., DAVIS, E. H., AND HEIBERG, S. *Consolidation at constant rate of strain*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 2021.

A | Anexo

A.1. Tranque

A.1.1. Tabla comparativa de los métodos utilizados para la estimación de deformaciones durante la construcción y operación.

Tabla A.1: Tabla comparativa de asentamientos en tres instantes de la construcción del tranque.

		En H = 10 [m]	En H = 40 [m]	En H = 60 [m]
Unidades		[cm]	[cm]	[cm]
Modelos simplificados	Empírico	-	-	-
	Analítico	0.11	2.64	4.72
	Numérico	0.49	3.00	4.45
Modelos complejos	Empírico	-	2.72	9.06
	Analítico	0.20	3.80	7.54
	Numérico	0.49	5.74	8.10

A.1.2. Tablas comparativas de las deformaciones posterior al cierre de los depósitos.

Tabla A.2: Tabla comparativa de las deformaciones en tres puntos a 2 años del cierre del tranque.

Para T = 2 años			
	En H = 10 [m]	En H = 40 [m]	En H = 60 [m]
Unidades	[cm]	[cm]	[cm]
Empírico	-	0.19	1.26
Analítico	9.85	14.42	21.03
Numérico	0.09	4.78	10.74

Tabla A.3: Tabla comparativa de las deformaciones en tres puntos a 10 años del cierre del tranque..

	Para T = 10 años		
	En H = 10 [m]	En H = 40 [m]	En H = 60 [m]
Unidades	[cm]	[cm]	[cm]
Empírico	-	0.29	1.94
Analítico	10.90	19.38	28.26
Numérico	0.16	12.88	25.43

Tabla A.4: Tabla comparativa de las deformaciones en tres puntos a 25 años del cierre del tranque.

	Para T = 25 años		
	En H = 10 [m]	En H = 40 [m]	En H = 60 [m]
Unidades	[cm]	[cm]	[cm]
Empírico	-	0.35	2.32
Analítico	12.25	22.21	32.39
Numérico	0.20	19.63	36.63

Tabla A.5: Tabla comparativa de las deformaciones en tres puntos a 75 años del cierre del tranque.

	Para T = 75años		
	En H = 10 [m]	En H = 40 [m]	En H = 60 [m]
Unidades	[cm]	[cm]	[cm]
Empírico	-	0.42	2.78
Analítico	14.71	25.61	37.35
Numérico	0.25	28.17	50.12

Tabla A.6: Tabla comparativa de las deformaciones en tres puntos a 200 años del cierre del tranque..

	Para T = 200años		
	En H = 10 [m]	En H = 40 [m]	En H = 60 [m]
Unidades	[cm]	[cm]	[cm]
Empírico	-	0.48	3.19
Analítico	17.44	28.64	41.78
Numérico	0.28	35.76	59.86

A.2. Embalse

A.2.1. Tabla comparativa de los métodos utilizados para la estimación de deformaciones durante la construcción y operación.

Tabla A.7: Tabla comparativa de asentamientos en tres instantes de la construcción del embalse.

		En H = 10 [m]	En H = 40 [m]	En H = 60 [m]
Unidades		[cm]	[cm]	[cm]
Modelos simplificados	Empírico	-	-	-
	Analítico	0.26	1.58	3.91
	Numérico	0.81	7.70	11.82
Modelos complejos	Empírico	-	2.80	9.27
	Analítico	1.70	5.70	10.37
	Numérico	2.67	15.04	19.95

A.2.2. Tablas comparativas de las deformaciones posterior al cierre de los depósitos.

Tabla A.8: Tabla comparativa de las deformaciones en tres puntos a 2 años del cierre del embalse.

Para T = 2 años			
	En H = 10 [m]	En H = 40 [m]	En H = 60 [m]
Unidades	[cm]	[cm]	[cm]
Empírico	-	0.19	1.26
Analítico	3.73	6.10	7.68
Numérico	0.34	1.80	5.00

Tabla A.9: Tabla comparativa de las deformaciones en tres puntos a 10 años del cierre del embalse.

Para T = 10 años			
	En H = 10 [m]	En H = 40 [m]	En H = 60 [m]
Unidades	[cm]	[cm]	[cm]
Empírico	-	0.29	1.94
Analítico	8.14	13.31	16.75
Numérico	1.27	6.35	16.06

Tabla A.10: Tabla comparativa de las deformaciones en tres puntos a 25 años del cierre del tranque.

	Para T = 25 años		
	En H = 10 [m]	En H = 40 [m]	En H = 60 [m]
Unidades	[cm]	[cm]	[cm]
Empírico	-	0.35	2.32
Analítico	11.07	18.08	22.76
Numérico	2.31	10.99	25.99

Tabla A.11: Tabla comparativa de las deformaciones en tres puntos a 75 años del cierre del embalse.

	Para T = 75años		
	En H = 10 [m]	En H = 40 [m]	En H = 60 [m]
Unidades	[cm]	[cm]	[cm]
Empírico	-	0.42	2.78
Analítico	14.71	24.04	30.26
Numérico	3.97	18.07	40.17

Tabla A.12: Tabla comparativa de las deformaciones en tres puntos a 200 años del cierre del embalse.

	Para T = 200años		
	En H = 10 [m]	En H = 40 [m]	En H = 60 [m]
Unidades	[cm]	[cm]	[cm]
Empírico	-	0.48	3.19
Analítico	18.01	29.44	37.05
Numérico	5.70	25.25	54.03