



**UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**INFLUENCIA DEL GRADO DE ANISOTROPIA DE LA CONDUCTIVIDAD  
HIDRAULICA DE LOS SUELOS EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES**

POR

**José Eduardo Riquelme Venegas**

Memoria de Título presentada a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Concepción para  
optar al título de Ingeniero Civil

Profesor Guía  
Daniella Escribano Leiva

Profesor Comisión  
Gonzalo Montalva Alvarado

Agosto 2025  
Concepción (Chile)

© 2025 José Eduardo Riquelme Venegas

© 2025 José Eduardo Riquelme Venegas

Se autoriza la reproducción total o parcial, con fines académicos, por cualquier medio o procedimiento, incluyendo la cita bibliográfica del documento.

## RESUMEN

Los deslizamientos de taludes son fenómenos geológicos que, a lo largo del tiempo, han provocado importantes consecuencias sociales y económicas. Entre los principales factores que los desencadenan se encuentran las precipitaciones, ya que estas modifican las propiedades del suelo al disminuir su resistencia al corte, alterar su comportamiento mecánico y erosionar su estructura interna.

Un parámetro clave en la caracterización geotécnica del suelo es la conductividad hidráulica. No obstante, gran parte de los análisis de estabilidad de taludes asumen un comportamiento isotrópico, es decir, un valor de conductividad igual en todas las direcciones, lo que simplifica el modelamiento de la disipación de presiones de poros. Esta suposición difiere de la naturaleza típicamente anisotrópica de los suelos, lo que sugiere que la anisotropía podría tener un rol decisivo en la respuesta hidráulica del talud y, en consecuencia, en su estabilidad.

En este estudio se analiza la influencia de la anisotropía en la conductividad hidráulica sobre la estabilidad de taludes, mediante la implementación de un modelo en el software GeoStudio para taludes de arena y arcilla con distintas inclinaciones y eventos de precipitación ocurridos en el país, bajo diversas razones de anisotropía ( $k_x/k_y$ ). Lo anterior, con el propósito de identificar las condiciones en las que la anisotropía adquiere mayor relevancia y cuantificar su efecto sobre el comportamiento del talud.

De los 40 casos analizados se concluye que la anisotropía en la conductividad hidráulica no genera un cambio sustancial en la estabilidad del talud, para los suelos estudiados. En cuanto a la arcilla, la diferencia en el índice de confiabilidad es de máximo un 0.3% en el talud de 30° en el evento del 2005 entre los casos isotrópico y de mayor razón de anisotropía ( $k_x/k_y = 10$ ). El mayor efecto en la estabilidad al aplicar anisotropía se detectó en el caso de la arena limosa, con pendiente de 60°, al comparar  $k_x/k_y = 1$  con  $k_x/k_y = 10$ , donde se evidenció una diferencia del 5.7% en el índice de confiabilidad al décimo día en las precipitaciones del 2000. Sin embargo, este valor no resulta determinante para justificar su consideración obligatoria en el diseño, demostrando así la razón de no considerar la anisotropía de la conductividad hidráulica de los suelos en los modelos de ingeniería geotécnica.

## ABSTRACT

Slope landslides are geological phenomena that, over time, have caused significant social and economic consequences. Among the main triggering factors are precipitation events, as they modify the properties of the soil by decreasing its shear strength, altering its mechanical behavior, and eroding its internal structure.

A key parameter in the geotechnical characterization of soil is hydraulic conductivity. However, most slope stability analyses assume isotropic behavior, that is, a conductivity value that is equal in all directions, which simplifies the modeling of pore pressure dissipation. This assumption differs from the typically anisotropic nature of soils, suggesting that anisotropy could play a decisive role in the hydraulic response of the slope and, consequently, in its stability.

This study analyzes the influence of anisotropy in hydraulic conductivity on slope stability through the implementation of a model in the GeoStudio software for sandy and clayey slopes with different inclinations and precipitation events that occurred in the country, under various anisotropy ratios ( $k_x/k_y$ ). The objective is to identify the conditions under which anisotropy becomes more relevant and to quantify its effect on slope behavior.

From the 40 cases analyzed, it is concluded that anisotropy in hydraulic conductivity does not cause a substantial change in slope stability for the soils studied. In the case of clay, the difference in the reliability index is at most 0.3% in the 30° slope during the 2005 event between the isotropic case and the one with the highest anisotropy ratio ( $k_x/k_y = 10$ ). The greatest effect on stability due to anisotropy was detected in the silty sand case, with a 60° slope, when comparing  $k_x/k_y = 1$  with  $k_x/k_y = 10$ , where a 5.7% difference in the reliability index was observed on the tenth day during the 2000 precipitation event. However, this value is not decisive enough to justify its mandatory consideration in design, thereby demonstrating the rationale behind not considering soil hydraulic conductivity anisotropy in geotechnical engineering models.

## DEDICATORIA

*Este trabajo es el fruto de años de esfuerzo, estudios y dedicación personal, pero sin duda quisiera agradecer a quienes me guiaron y apoyaron para estar en esta instancia y ser la persona que soy hoy en día.*

*Va dedicado, en primer lugar, a mis padres:*

*A mi madre, Jacqueline, por su infinito amor, apoyo, consejos, su paciencia y amistad.*

*A mi padre, José, por ser siempre un referente en mi vida y enseñarme a no rendirme jamás, a ir más allá y luchar por mis sueños. A ambos, que desde pequeño creyeron en mí e hicieron lo imposible para darme las herramientas necesarias para alcanzar mis objetivos.*

*Para mi hermano Tomás, mis abuelos Carlos y María, que siempre serán mis segundos padres, a mi tío David, a mi polola Rocío, por entregarme su amor y estar a mi lado, a todos ustedes quienes amo con todo mi corazón.*

*A Vicente Vera, Sebastián Manríquez e Ignacio Balcázar, por ser mucho más que amigos, por apoyarme y estar junto a mí día a día.*

*A Matías Riquelme y Paul Sepúlveda, por su compañía, cercanía y amistad, fundamentales en los buenos momentos y aún más en los difíciles.*

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a la profesora Daniella Escribano y al profesor Gonzalo Montalva, por el apoyo en esta etapa de memorista, pero principalmente por los conocimientos brindados en mis años de carrera. Un especial y cariñoso agradecimiento a los laboratoristas por su apoyo y buena disposición siempre que necesité de su ayuda.

**INDICE DE CONTENIDO**

CAPÍTULO 1	INTRODUCCIÓN .....	1
1.1	Motivación .....	1
1.2	Objetivos .....	2
1.2.1	Objetivo general .....	2
1.2.2	Objetivos específicos.....	2
1.3	Alcance del estudio .....	3
1.4	Plan de trabajo.....	3
1.5	Principales resultados.....	4
1.6	Organización de la memoria de título .....	4
CAPÍTULO 2	EFFECTO DE LA ANISOTROPÍA DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA EN LOS SUELOS.....	5
2.1	Introducción .....	5
2.2	Efecto de la anisotropía en la zona no saturada .....	5
2.3	Efecto del patrón de precipitación.....	9
2.4	Valores típicos de anisotropía de los suelos.....	15
2.5	Conclusiones .....	16
CAPÍTULO 3	MARCO TEÓRICO.....	17
3.1	Introducción .....	17
3.2	Métodos de estabilidad de taludes.....	17
3.2.1	Método de equilibrio límite.....	17
3.3	Ley de Darcy .....	20
3.3.1	Ley de Darcy en 3D .....	22
3.4	Conductividad hidráulica y permeabilidad .....	23
3.4.1	Homogeneidad y heterogeneidad.....	24

---

3.4.2	Isotropía y anisotropía.....	25
3.4.3	Obtención del coeficiente de permeabilidad .....	26
3.5	Conclusiones .....	28
CAPÍTULO 4 METODOLOGÍA .....		29
4.1	Introducción .....	29
4.2	Ensayo de consolidación .....	29
4.3	Marco del modelo numérico .....	32
4.3.1	Geometría y condiciones de borde .....	34
4.4	Análisis de flujo (SEEP/W).....	35
4.4.1	Flujo a través de suelo saturado y no saturado y conductividad anisotrópica.....	35
4.4.2	Función contenido volumétrico de agua .....	36
4.4.3	Función conductividad hidráulica .....	38
4.4.4	Precipitaciones y parámetros climáticos .....	40
4.5	Análisis de estabilidad (SLOPE/W).....	43
4.5.1	Factor de seguridad .....	43
4.5.2	Propiedades del suelo .....	44
4.6	Análisis de esfuerzos efectivos (SIGMA/W).....	46
4.7	Conclusiones .....	47
CAPÍTULO 5 RESULTADOS.....		48
5.1	Introducción .....	48
5.2	Ensayo de consolidación .....	48
5.3	Modelo GeoStudio: Efecto del tipo de suelo .....	51
5.3.1	Arena Limosa .....	51
5.3.2	Arcilla.....	56
5.4	Modelo GeoStudio: Efecto de la pendiente.....	61
5.4.1	Arena limosa .....	61

---

5.4.2	Arcilla.....	64
5.5	Modelo GeoStudio: Efecto del patrón de precipitación .....	67
5.6	Modelo GeoStudio: Efecto en los esfuerzos efectivos.....	67
5.7	Conclusiones .....	68
CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES .....		69
REFERENCIAS .....		71
ANEXO 1 CONTRIBUCIÓN A LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE .....		75
ANEXO 2 RESULTADOS ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN .....		77
Anexo 2.1	Muestra horizontal.....	77
Anexo 2.2	Muestra vertical.....	80
ANEXO 3 RESULTADOS GEOSTUDIO .....		83
Anexo 3.1 Talud Arena Limosa.....		83
Anexo 3.1.1	Evento 2000.....	83
Anexo 3.1.2	Evento 2005.....	87
Anexo 3.2 Talud Arcilla .....		91
Anexo 3.2.1	Evento 2000.....	91
Anexo 3.2.2	Evento 2005.....	95
Anexo 3.3 Esfuerzos efectivos.....		99

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Variación del contenido volumétrico de agua bajo diversos valores de $kr$ para suelo arenoso. (a) Parte superior del talud con $\alpha = 0^\circ$ . (b) Centro del talud con $\alpha = 0^\circ$ . (c) Pie del talud con $\alpha = 0^\circ$ . (Yu <i>et al.</i> 2020).....	6
Figura 2. Variación del contenido volumétrico de agua bajo diversos valores de $kr$ para suelo arcilloso. (a) Parte superior del talud con $\alpha = 0^\circ$ . (b) Centro del talud con $\alpha = 0^\circ$ . (c) Pie del talud con $\alpha = 0^\circ$ . (Yu <i>et al.</i> 2020).....	7
Figura 3. (a) Perfil de presión de poros y (b) perfil de contenido volumétrico de agua con la elevación en diferentes momentos para razones de anisotropía de 1, 2, 10 y 20. (Mahmood <i>et al.</i> 2013).....	8
Figura 4. Índice de confiabilidad para diferentes razones de anisotropía a diferentes momentos. (Mahmood <i>et al.</i> 2013).....	9
Figura 5. Patrones de lluvia diseñados: (a) patrón de lluvia adelantada; (b) patrón de lluvia normal; y (c) patrón de lluvia retrasada. (Yeh <i>et al.</i> 2015).....	10
Figura 6. Variación del índice de confiabilidad de la arena a distintas razones de anisotropía, (a) patrón de lluvia adelantada; (b) patrón de lluvia normal; y (c) patrón de lluvia retrasada. (Yeh <i>et al.</i> 2015).....	11
Figura 7. Variación del índice de confiabilidad de la arcilla a distintas razones de anisotropía, (a) patrón de lluvia adelantada; (b) patrón de lluvia normal; y (c) patrón de lluvia retrasada. (Yeh <i>et al.</i> 2015).....	12
Figura 8. Variación del índice de confiabilidad respecto al tiempo, considerando diferentes conductividades hidráulicas, con una intensidad de lluvia de $I = 7.0 \cdot 10 - 5 \text{ m/s}$ . (Yeh <i>et al.</i> 2015).....	13
Figura 9. Variación de la presión de poros en el tiempo, considerando diferentes conductividades hidráulicas. (Punto <b>H0</b> : superficie del pie del talud; Punto <b>H1</b> : a 1 m de profundidad desde la superficie del pie; Punto <b>H2</b> : a 2 m de profundidad desde la superficie del pie; y Punto <b>H3</b> : a 3 m de profundidad desde la superficie del pie. ). (Yeh <i>et al.</i> 2015) .....	14

Figura 10. Variación del índice de confiabilidad bajo distintas razones de anisotropía ( $ks < I$ ). (Yeh <i>et al.</i> 2015).....	14
Figura 11. Variación del índice de confiabilidad bajo distintas razones de anisotropía ( $ks > I$ ). (Yeh <i>et al.</i> 2015).....	15
Figura 12. Discretización de las rebanadas y fuerzas actuantes en la masa de suelo deslizante. Fuente: (Modificado Geo-Slope International Ltd, 2004) .....	19
Figura 13. Aparato experimental para la ilustración de la ley de Darcy. Fuente: (Freeze & Cherry, 1979).....	21
Figura 14. Ejemplo de heterogeneidad estratificada. Fuente: (Modificado Freeze & Cherry, 1979)	25
Figura 15. Cuatro posibles combinaciones de heterogeneidad y anisotropía. Fuente: (Modificado Freeze & Cherry, 1979).....	26
Figura 16. Rango de valores de conductividad hidráulica y permeabilidad. Fuente: (Modificado Freeze & Cherry, 1979).....	27
Figura 17. Ubicación calicata. Fuente: (Google Earth).....	29
Figura 18. Corona del talud de la muestra extraída.....	30
Figura 19. (a) Ensayo de consolidación y (b) saturación de las muestras.....	30
Figura 20. Diagrama de metodología de trabajo .....	33
Figura 21. Configuración geométrica del talud y condiciones de borde.....	34
Figura 22. Zonas de corte para la obtención de los perfiles de presiones de poro .....	34
Figura 23. Deslizamiento Cerro La Pólvara, Calle Prieto, causante de la destrucción de una vivienda y tres fallecidos. Fuente: (SERNAGEOMIN, 2005).....	41
Figura 24. Deslizamiento en sector Agüita de la Perdiz y deslizamiento rotacional en Caleta grande, Cocholgue. Fuente: (SERNAGEOMIN, 2005).....	41
Figura 25. Precipitación diaria registrada en junio del 2000.....	42
Figura 26. Precipitación diaria registrada en junio del 2005.....	42
Figura 27. Gráfica módulo secante en profundidad. Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos UdeC (2024).....	46

Figura 28. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 1784,7 kPa. (a) muestra horizontal, (b) muestra vertical.....	49
Figura 29. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arena limosa en el evento del 2005 con pendiente de 30°. (a) T=0 días, (b) T=10 días, (c) T=20 días, (d) T=40 días. ....	53
Figura 30. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arena limosa en el evento del 2005 con pendiente de 60°. (a) T=0 días, (b) T=10 días, (c) T=20 días, (d) T=40 días. ....	54
Figura 31. Variación del contenido volumétrico de agua bajo diversos valores de $kr$ para suelo arenoso. (a) Parte superior del talud con $\alpha = 0^\circ$ . (b) Centro del talud con $\alpha = 0^\circ$ . (c) Pie del talud con $\alpha = 0^\circ$ . (Yu <i>et al.</i> 2020).....	55
Figura 32. . Índice de confiabilidad para talud de arena limosa en el evento del 2000 con pendiente de 30°.....	55
Figura 33. Índice de confiabilidad para talud de arena limosa en el evento del 2005 con pendiente de 30° .....	56
Figura 34. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arcilla en el evento del 2000 con pendiente de 30°. (a) T=0 días, (b) T=5 días, (c) T=40 días. ....	57
Figura 35. Acercamiento de perfil de presión de poros en elevación para talud de arcilla en el evento del 2000 con pendiente de 30°. (a) corte superior A'-A' , (b) corte en el centro B'-B' .....	58
Figura 36. Índice de confiabilidad para talud de arcilla de 30° en el evento del 2000 .....	59
Figura 37. Índice de confiabilidad para talud de arcilla de 30° en el evento del 2005 .....	59
Figura 38. Variación del índice de confiabilidad de la arcilla a distintas razones de anisotropía, (a) patrón de lluvia adelantada; (b) patrón de lluvia normal; y (c) patrón de lluvia retrasada. (Yeh <i>et al.</i> 2015).....	60
Figura 39. Índice de confiabilidad para talud de arena limosa en el evento del 2005. (a) pendiente de 30°, (b) pendiente de 60° .....	61
Figura 40. Índice de confiabilidad para talud de arena limosa en el evento del 2000. (a) pendiente de 30°, (b) pendiente de 60°.....	62
Figura 41. Índice de confiabilidad para talud de arcilla en el evento del 2005. (a) pendiente de 30°, (b) pendiente de 60° .....	64

Figura 42 Índice de confiabilidad para talud de arcilla en el evento del 2000. (a) pendiente de 30°, (b) pendiente de 60° .....	64
Figura 43. Perfil de esfuerzos efectivos en elevación para talud de arena en el evento del 2005 con pendiente de 30°. (a) T=5 días, (b) T=5 días acercamiento, (c) T=40 días, (d) T=40 días acercamiento.....	68
Figura 44. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 18.5 kPa.....	77
Figura 45. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 37.1 kPa.....	77
Figura 46. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 74.2 kPa.....	78
Figura 47. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 148.5 kPa.....	78
Figura 48. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 297.2 kPa.....	78
Figura 49. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 594.3 kPa.....	79
Figura 50. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 1189 kPa.....	79
Figura 51. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 1784.7 kPa.....	79
Figura 52. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 18.5 kPa.....	80
Figura 53. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 37.1 kPa.....	80
Figura 54. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 74.2 kPa.....	81
Figura 55. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 148.5 kPa.....	81
Figura 56. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 297.2 kPa.....	81
Figura 57. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 594.3 kPa.....	82
Figura 58. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 1189 kPa.....	82
Figura 59. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 1784.7 kPa.....	82
Figura 60. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arena limosa en el evento del 2000 con pendiente de 30°. (a) T=0 días, (b) T=5 días, (c) T=10 días, (d) T=20 días, (e) T=30 días, (f) T=40 días.....	84
Figura 61. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arena limosa en el evento del 2000 con pendiente de 60°. (a) T=0 días, (b) T=5 días, (c) T=10 días, (d) T=20 días, (e) T=30 días, (f) T=40 días.....	86

Figura 62. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arena limosa en el evento del 2005 con pendiente de 30°. (a) T=0 días, (b) T=5 días, (c) T=10 días, (d) T=20 días, (e) T=30 días, (f) T=40 días.....	88
Figura 63. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arena limosa en el evento del 2005 con pendiente de 60°. (a) T=0 días, (b) T=5 días, (c) T=10 días, (d) T=20 días, (e) T=30 días, (f) T=40 días.....	90
Figura 64. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arcilla en el evento del 2000 con pendiente de 30°. (a) T=0 días, (b) T=5 días, (c) T=10 días, (d) T=20 días, (e) T=30 días, (f) T=40 días. ....	92
Figura 65. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arcilla en el evento del 2000 con pendiente de 60°. (a) T=0 días, (b) T=5 días, (c) T=10 días, (d) T=20 días, (e) T=30 días, (f) T=40 días. ....	94
Figura 66. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arcilla en el evento del 2005 con pendiente de 30°. (a) T=0 días, (b) T=5 días, (c) T=10 días, (d) T=20 días, (e) T=30 días, (f) T=40 días. ....	96
Figura 67. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arcilla en el evento del 2005 con pendiente de 60°. (a) T=0 días, (b) T=5 días, (c) T=10 días, (d) T=20 días, (e) T=30 días, (f) T=40 días. ....	98
Figura 68. Perfil de esfuerzos efectivos en elevación para talud de arena en el evento del 2005 con pendiente de 30°. (a) T=0 días, (b) T=5 días, (c) T=10 días, (d) T=20 días, (e) T=30 días, (f) T=40 días. ....	99

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Ecuaciones de la estática satisfechas por los métodos de equilibrio límite .....	19
Tabla 2. Esfuerzos entre dovelas considerados por los métodos .....	20
Tabla 3. Parámetros de entrada para estimar función de contenido volumétrico de agua .....	38
Tabla 4. Conductividad hidráulica considerada para cada tipo de suelo .....	40
Tabla 5. Parámetros climáticos ingresados en el modelo.....	43
Tabla 6. Índices de confiabilidad objetivo. Fuente: ( <i>US Army</i> , 1999).....	44
Tabla 7. Valores medios de parámetros ingresados al modelo constitutivo Mohr-Coulomb .....	45
Tabla 8. Valores de COV para los suelos considerados.....	45
Tabla 9. Análisis granulométrico LNV 105 .....	48
Tabla 10. Límites de consistencia NCh 1517/I, NCh 1517/II.....	48
Tabla 11. Propiedades índices NCh 1532, NCh 1515.....	49
Tabla 12. Densidades de terreno NCh 1516 Of 79 .....	49
Tabla 13. Resumen resultados de ensayo de consolidación muestra horizontal.....	50
Tabla 14. Resumen resultados de ensayo de consolidación muestra vertical .....	50
Tabla 15. Razones de anisotropía para diversos estados de carga .....	50
Tabla 16. Presiones de poro (kPa) a lo largo del tiempo de estudio en la superficie del corte A'-A', correspondientes al evento del año 2000.....	51
Tabla 17. Presiones de poro (kPa) a lo largo del tiempo de estudio en la superficie del corte A'-A', correspondientes al evento del año 2005.....	51
Tabla 18. Diferencias porcentuales entre $k_x/k_y = 10$ y $k_x/k_y = 1$ de las presiones de poros registradas en superficie, para los diversos eventos meteorológicos .....	52
Tabla 19. Diferencia del índice de confiabilidad entre caso de mayor anisotropía e isotrópico para talud de arena limosa de 30° .....	62

---

Tabla 20. Diferencia del índice de confiabilidad entre caso de mayor anisotropía e isotrópico para talud de arena limosa de 60° .....	63
Tabla 21. Disminución del índice de confiabilidad para diversos eventos meteorológicos en talud de arena limosa de 30° .....	63
Tabla 22. Disminución del índice de confiabilidad para diversos eventos meteorológicos en talud de arena limosa de 60° .....	63
Tabla 23. Diferencia del índice de confiabilidad entre caso de mayor anisotropía e isotrópico para talud de arcilla de 30° .....	65
Tabla 24. Diferencia del índice de confiabilidad entre caso de mayor anisotropía e isotrópico para talud de arcilla de 60° .....	65
Tabla 25. Disminución del índice de confiabilidad para diversos eventos meteorológicos en talud de arcilla de 30° .....	66
Tabla 26. Disminución del índice de confiabilidad para diversos eventos meteorológicos en talud de arcilla de 60° .....	66

## CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

### 1.1 Motivación

Los deslizamientos de taludes son procesos geológicos caracterizados por el desplazamiento perceptible de una masa de suelo, roca o una combinación de ambos. Uno de los principales factores desencadenantes de estos eventos son las precipitaciones intensas, responsables del 51 % de todos los deslizamientos de tierra (Yu *et al.*, 2020). La infiltración de agua en el terreno puede incrementar significativamente la probabilidad de falla, ya que reduce la resistencia al corte del suelo, altera su comportamiento y erosiona la matriz resistente del material (Sociedad Chilena de Geotecnia, 2022).

Este tipo de fenómenos resulta altamente destructivo y puede tener un impacto directo en las personas, provocando pérdidas humanas y daños materiales. A lo largo del tiempo, se han registrado eventos significativos como el desastre de Aberfan en el Reino Unido (1966), la tragedia de Vajont en Italia (1963), el deslizamiento en Retamas, Perú (2022) y, entre los más recientes, los deslizamientos de cerros ocurridos en junio de 2024 en la Región del Biobío, Chile. En este último caso, destaca el evento en Chiguayante, donde fue necesario evacuar a más de 100 personas, y otro en el sector Lagos de Chile, en Concepción, donde una vivienda resultó dañada y se temió por consecuencias mayores debido a la proximidad de un estanque perteneciente a ESSBIO (Radio Bío Bío, 2024).

El impacto humano y económico de los deslizamientos de tierra es considerable: se estima que han causado más de 16 mil muertes y pérdidas económicas que superan los 3 mil millones de dólares durante los últimos 25 años a nivel mundial, según datos del EM-DAT (CRED, 2025).

La mejor estrategia para reducir los impactos que producen los deslizamientos es la prevención, lo que requiere identificar la existencia del fenómeno, evaluar su peligrosidad y adoptar medidas de mitigación. En este sentido un análisis geotécnico más riguroso podría ayudar a prevenir catástrofes y optimizar económicamente los proyectos, identificando claramente las condiciones o momentos más desfavorables a los cuales el talud se ve expuesto.

A pesar de los avances en el modelamiento computacional de la estabilidad de taludes, aún persisten ciertas simplificaciones que se alejan de las condiciones reales observadas en terreno. Una de ellas es asumir un comportamiento isotrópico del suelo, considerando una conductividad hidráulica uniforme en todas las direcciones para modelar la disipación de presión de poros (Yeh *et al.*, 2015).

No obstante, Biswas *et al.* (2020) destacan que los medios porosos son, por naturaleza, anisotrópicos. Esta afirmación es reforzada por Chapuis *et al.* (1989), quienes señalan que tanto los suelos como las rocas sedimentarias presentan propiedades físicas y mecánicas anisotrópicas, siendo la conductividad hidráulica una de ellas. En la misma línea, Ren y Santamarina (2018) sostienen que, en la mayoría de los especímenes naturales, la conductividad hidráulica horizontal es mayor que la vertical.

De este modo, la anisotropía en la conductividad hidráulica del suelo saturado puede influir significativamente en los procesos de transporte de agua. Sin embargo, a pesar de su relevancia, esta propiedad no se mide de forma rutinaria, probablemente debido a la falta de métodos prácticos y validados (Bagarello *et al.*, 2009). Además, existe una escasez de investigaciones en la literatura que aborden el efecto de las lluvias sobre taludes parcialmente saturados, considerando explícitamente el papel de la anisotropía en la conductividad hidráulica y su relación con los mecanismos de falla (Mahmood *et al.*, 2013). Por esta razón, se plantea que dicha anisotropía podría desempeñar un papel relevante en la disipación del exceso de presión de poros y, en consecuencia, en la estabilidad de los taludes.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo general**

Evaluar el efecto de incorporar anisotropía de la conductividad hidráulica de los suelos en el análisis de estabilidad de taludes.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

- Generar un modelo de talud en GeoStudio para el caso de conductividad hidráulica isotrópica y anisotrópica.
- Evaluar el efecto de pendiente, tipo de suelo e intensidad de precipitaciones.
- Analizar cómo afectan estos cambios a la estabilidad del talud y cuáles son las condiciones más desfavorables considerando anisotropía en la conductividad hidráulica.

### 1.3 Alcance del estudio

- El estudio se limita sobre taludes con un único tipo de suelo (arena limosa y arcilla, respectivamente), con el fin de simplificar los modelos, descartando efectos de la anisotropía a cambios de estratigrafía.
- El estudio se limita a los cambios asociados a la razón de anisotropía de la conductividad hidráulica ( $k_x/k_y$ ), sin modelar cambios en la dirección de la anisotropía ( $\theta$ ).
- El estudio no considera escenarios extremos (por ejemplo, variación en succión inicial, coeficientes de dispersión, o propiedades hidráulicas no saturadas).
- Se asume el comportamiento no saturado del suelo, utilizando un modelo constitutivo basado en la ley de Mohr-Coulomb modificado según la propuesta de Fredlund *et al.* (1978).
- El análisis corresponde a un modelo de flujo transitorio bidimensional acoplado a la evaluación de estabilidad en función del contenido de humedad y presión de poros.
- El periodo de análisis se restringe a 40 días, en los cuales se representan dos eventos de precipitaciones históricas relevantes (años 2000 y 2005), con información proveniente de la estación pluviométrica Concepción-DGA.
- Se considera una succión inicial máxima de 50 kPa como condición de partida del modelo.
- Los parámetros de las funciones hidráulicas ( $\theta_r$ ,  $\theta_s$ ,  $a$ ,  $n$ ,  $m$ ) fueron estimados en función del contenido de finos del suelo, según expresiones propuestas por Sierra & Sánchez (2024).
- La conductividad hidráulica saturada se asigna como valor típico según tipo de suelo, basado en referencias bibliográficas y bases de datos del USDA (*U.S Department of Agriculture*).
- La evaluación de la estabilidad del talud se realiza mediante el índice de confiabilidad  $\beta$ , permitiendo incorporar la variabilidad de los parámetros de resistencia del suelo

### 1.4 Plan de trabajo

El plan de trabajo se dividió en cuatro etapas: (i) Realización de ensayo de consolidación para determinar la anisotropía de la conductividad hidráulica en un talud de la Universidad de Concepción; (ii) Revisión de literatura e investigar el efecto que genera la anisotropía de la conductividad hidráulica en diversos tipos de suelos; (iii) Calibración de los modelos en GeoStudio (condiciones de borde, geometría, precipitaciones, propiedades de los tipos de suelo, etc). ; (iv) Extracción de resultados para

los modelos generados e identificar como afectó la anisotropía de la conductividad hidráulica a la estabilidad de los taludes mediante el índice de confiabilidad.

### **1.5 Principales resultados**

Al utilizar el programa GeoStudio para evaluar el impacto de la anisotropía en la conductividad hidráulica en la estabilidad de taludes, mediante un análisis de infiltración en SEEP/W y posterior estabilidad en SLOPE/W, se logró mostrar el bajo impacto que tiene el fenómeno de anisotropía de la conductividad hidráulica en la estabilidad de los taludes. A pesar de esto, se notó una gran diferencia entre los casos de arena limosa y arcilla. Mostrando un efecto claro en presiones de poro y posterior disminución de la estabilidad para los taludes de arena limosa, y un cambio casi nulo en presiones de poro y estabilidad en arcillas a causa de su bajo valor de conductividad hidráulica.

### **1.6 Organización de la memoria de título**

El informe de memoria de título se estructura en 6 capítulos. El Capítulo 2 presenta el efecto de la anisotropía de la conductividad hidráulica en los suelos, indicando como afecta la estabilidad de los taludes, además de entregar valores típicos de anisotropía presentes en distintos tipos de suelos. El Capítulo 3 muestra el marco teórico con énfasis en los dos grandes tópicos de este trabajo, los cuales corresponden a la estabilidad de taludes, con sus respectivos métodos y la infiltración del agua en medios porosos. El Capítulo 4 presenta la metodología del estudio, comenzando por lo realizado en laboratorio para obtener un valor de referencia de anisotropía en la conductividad hidráulica y posteriormente todas las herramientas relevantes para desarrollar el modelo numérico en GeoStudio. Posteriormente el Capítulo 5 indica los resultados obtenidos con los 40 modelos desarrollados, mostrando como afecta la anisotropía en el tipo de suelo, pendiente y patrones de precipitación. Por último, el Capítulo 6 muestra las conclusiones y comentarios finales de este trabajo.

## CAPÍTULO 2 EFECTO DE LA ANISOTROPÍA DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA EN LOS SUELOS

### 2.1 Introducción

Se han desarrollado diversas investigaciones orientadas a analizar el efecto de la anisotropía de la conductividad hidráulica en suelos parcialmente saturados, particularmente en taludes y terraplenes expuestos a eventos de precipitación, y su relación con la estabilidad de dichas estructuras. En este capítulo se revisarán estudios que abordan el comportamiento del suelo en condición no saturada, el proceso de infiltración, y cómo las distintas relaciones de la conductividad hidráulica pueden influir en la estabilidad del talud.

### 2.2 Efecto de la anisotropía en la zona no saturada

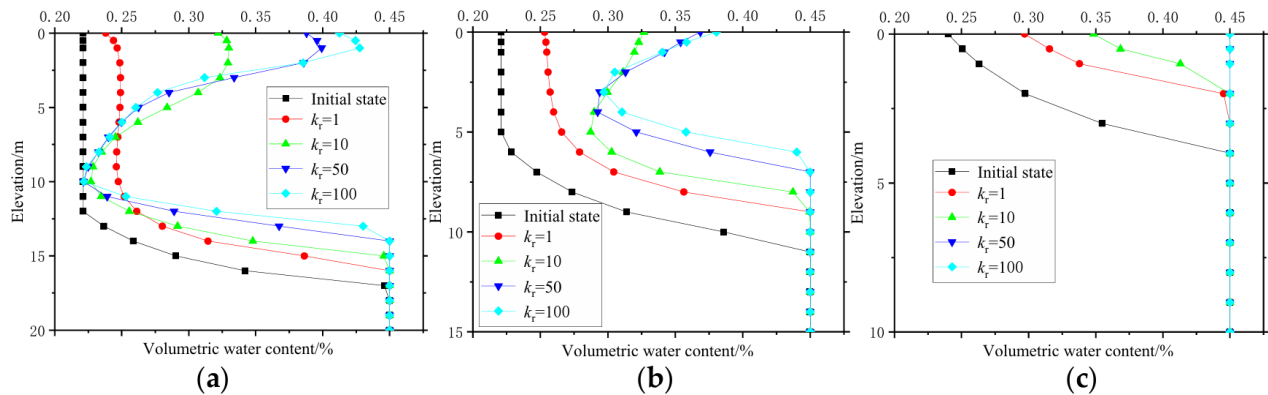
Yu *et al.* (2020) realizaron un análisis de la sensibilidad de la anisotropía de la conductividad hidráulica en la infiltración y estabilidad de taludes considerando suelos homogéneos de arena y arcilla respectivamente. Para el estudio se consideró variar la razón de anisotropía  $k_x/k_y$  que definieron como  $k_r$  y la dirección de anisotropía representada por  $\alpha$ , que consiste en el ángulo presente entre la conductividad hidráulica vertical  $k_y$  y el eje vertical  $y$ , por lo que cuando  $\alpha = 0^\circ$ , las direcciones de  $k_x$  y  $k_y$  coinciden con los ejes coordenados. Los autores consideraron la teoría de infiltración en medio no saturado y el método de equilibrio límite de Morgenstern-Price para el cálculo del factor de seguridad, con los módulos de SEEP/W y SLOPE/W del software GeoStudio.

En todas las simulaciones fue considerada una intensidad de precipitación constante de  $10^{-6} \text{ m/s}$  durante un periodo de 120 horas. Para representar el efecto de la infiltración de las precipitaciones en el talud se utilizó el contenido volumétrico de agua o VWC (*volumetric water content*) por sus siglas en inglés, mediante mediciones en la parte superior, centro y pie del talud.

Para el talud de tipo de suelo arenoso, Yu *et al.* (2020) utilizaron un valor de conductividad hidráulica de  $k_x = 10^{-4} \text{ m/s}$  y se demostró que el incrementar la razón de anisotropía promueve la infiltración, mientras que la disminución de  $\alpha$  previene la infiltración. Además, se observó que se tiene un aumento

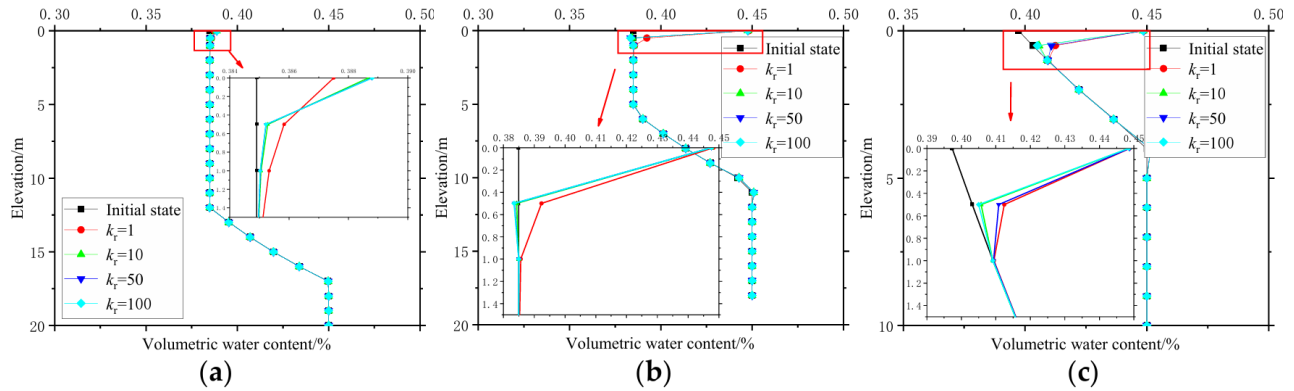
del contenido volumétrico de agua (VWC) en la superficie cuando  $k_r$  y  $\alpha$  se aumentan. Más en concreto, se observó que la razón y dirección de anisotropía tienen un gran impacto en la estabilidad de taludes de suelos arenosos, alcanzando el FS mínimo cuando  $k_r = 100$  y  $\alpha = 0^\circ$ . Esto debido a que en esta condición  $k_x > k_y$  y la infiltración de la lluvia en la dirección horizontal condujo a un aumento drástico del nivel freático, lo que provocó una disminución de la resistencia del suelo y por ende del FS. De manera contraria ocurrió cuando  $k_r = 100$  y  $\alpha = 90^\circ$  obteniendo un máximo en el FS.

Para ilustrar el efecto al término de la infiltración en el nivel freático, se muestra en la Figura 1 tres perfiles de contenido volumétrico de agua en elevación para el caso del suelo arenoso, en las zonas superior, centro y pie del talud, bajo diferentes razones de anisotropía de la conductividad hidráulica. De los tres perfiles se observa que cuanto mayor fue el valor de  $k_r$ , mayor fue el aumento en el nivel freático, posicionándolo más cerca de la superficie.



**Figura 1. Variación del contenido volumétrico de agua bajo diversos valores de  $k_r$  para suelo arenoso. (a) Parte superior del talud con  $\alpha = 0^\circ$ . (b) Centro del talud con  $\alpha = 0^\circ$ . (c) Pie del talud con  $\alpha = 0^\circ$ . (Yu *et al.* 2020)**

Por otro lado, para el talud de arcilla, modelado con una conductividad hidráulica de  $k_x = 10^{-6} \text{ m/s}$  se tiene que tanto un cambio en  $k_r$  como en  $\alpha$  tienen bajo impacto en el flujo y la estabilidad del talud. Tal como indica la Figura 2, para las tres secciones analizadas del talud, el contenido volumétrico de agua es casi el mismo bajo distintas razones de anisotropía, esto a causa de que en suelos arcillosos el agua de lluvia fue difícil de infiltrar debido a la baja permeabilidad y el FS se mantuvo prácticamente constante bajo diversos valores de  $k_r$  y  $\alpha$ , mostrándose más estable que el talud de suelo arenoso bajo las mismas condiciones.



**Figura 2.** Variación del contenido volumétrico de agua bajo diversos valores de  $k_r$  para suelo arcilloso. (a) Parte superior del talud con  $\alpha = 0^\circ$ . (b) Centro del talud con  $\alpha = 0^\circ$ . (c) Pie del talud con  $\alpha = 0^\circ$ . (Yu *et al.* 2020)

De esta forma los autores proponen que para la ingeniería actual se hace necesario considerar tanto la razón como la dirección de anisotropía para taludes de suelos arenosos, mientras que, para taludes de suelos arcillosos, pueden ser tratados como un medio isotrópico sin considerar anisotropía de la conductividad hidráulica para simplificar los cálculos.

Otra investigación similar a la realizada por Yu *et al.* (2020) es la de Mahmood *et al.* (2013), en la cual se analizó el efecto que tiene la anisotropía en la conductividad en un terraplén de granito meteorizado de buena permeabilidad ( $k_x = 10^{-4} \text{ m/s}$ ) bajo una lluvia de patrón uniforme por 66 horas, la cual tiene una intensidad de  $3.5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ , siendo esta menor a la menor conductividad hidráulica vertical considerada por las razones de anisotropía de 1, 2, 10 y 20 respectivamente.

Para medir el efecto que tiene la anisotropía en la succión se realizó un corte desde la parte superior del terraplén para analizar las presiones de poros y el contenido volumétrico de agua en la zona no saturada a lo largo del tiempo tal como se indica en la Figura 3.

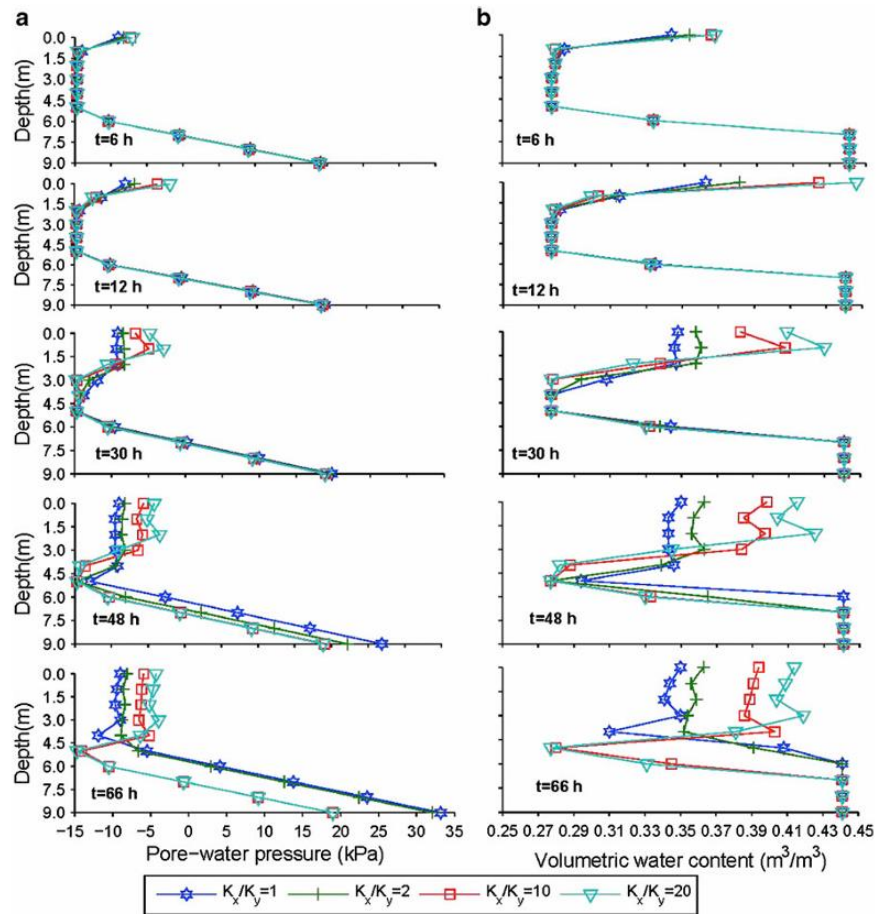


Figura 3. (a) Perfil de presión de poros y (b) perfil de contenido volumétrico de agua con la elevación en diferentes momentos para razones de anisotropía de 1, 2, 10 y 20. (Mahmood *et al.* 2013)

Por otro lado, con el fin de evaluar la estabilidad del terraplén, se exportaron los perfiles de presión de poros generados en el análisis de infiltración mediante elementos finitos al análisis de equilibrio límite Morgenstern-Price, obteniendo los factores de seguridad en cada tiempo de análisis y posteriormente determinar el índice de confiabilidad  $\beta$ , el cual indica la estabilidad del talud, considerando la media ( $\mu_{FS}$ ) y desviación estándar ( $\sigma_{FS}$ ) del factor de seguridad.

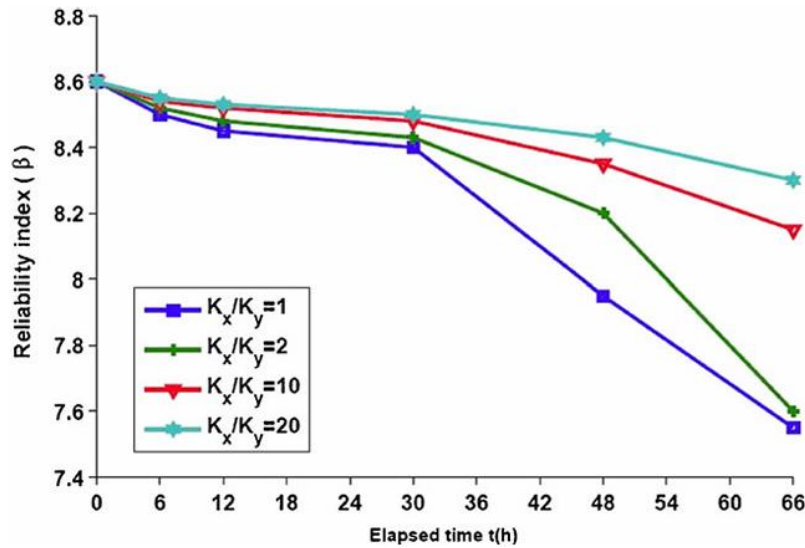
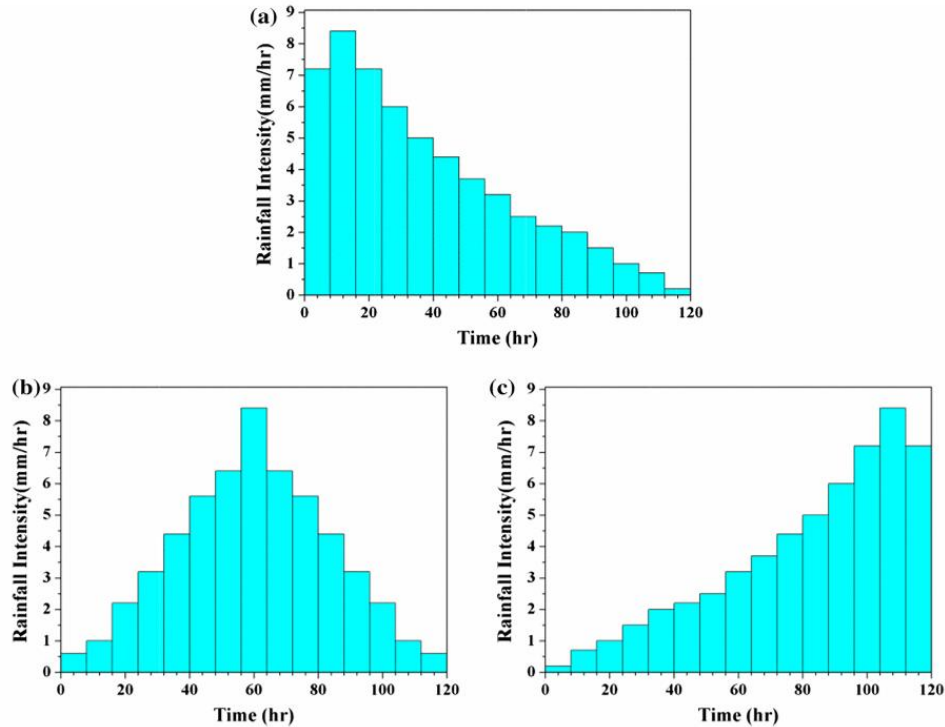


Figura 4. Índice de confiabilidad para diferentes razones de anisotropía a diferentes momentos. (Mahmood *et al.* 2013)

Los autores determinaron que la anisotropía de la conductividad de un terraplén no saturado bajo una lluvia uniforme afecta el contenido volumétrico de agua y el perfil de succión. Debido a la baja intensidad de la lluvia, el suelo en la zona no saturada permanece no saturado a medida que el frente de humedecimiento se mueve a través de él. El gradiente de succión es mayor para las razones de anisotropía bajas (1 y 2) que para las altas (10 y 20) como se infiere de la Figura 3. Por lo tanto, el frente de humedecimiento es más profundo para las razones bajas. Como resultado, el agua de lluvia alcanza el nivel freático en poco tiempo y tiene un efecto significativo en el perfil de presión de poros, mostrando, así como lo indica la Figura 4, una diferencia más notable en el índice de confiabilidad para razones de anisotropía bajas, desde alrededor las 36 horas.

### 2.3 Efecto del patrón de precipitación

Para entender el efecto de diversos patrones de lluvia en el índice de confiabilidad de taludes considerando anisotropía de la conductividad hidráulica, Yeh *et al.* (2015), analizó tres patrones de lluvia (adelantada, normal y retrasada), como lo indica la Figura 5. Estos patrones de lluvia se diferencian en el momento en el que alcanzan el *peak* de intensidad a lo largo del tiempo de estudio. Además, en este mismo estudio se demuestra cómo afecta la infiltración cuando la conductividad hidráulica del suelo es mayor ( $k_s > I$ ) y menor ( $k_s < I$ ) a la intensidad de las lluvias.



**Figura 5. Patrones de lluvia diseñados: (a) patrón de lluvia adelantada; (b) patrón de lluvia normal; y (c) patrón de lluvia retrasada. (Yeh *et al.* 2015)**

Se analizaron tres tipos de taludes de suelo homogéneos (arena, limo y arcilla), con razones de anisotropía de  $k_x/k_y = 2, 10, 20$ .

La Figura 6 ilustra el comportamiento del índice de confiabilidad para las arenas en los tres tipos de patrones de lluvia, donde se observa que la estabilidad comenzó a disminuir en el *peak* de intensidad. En segundo lugar, se pudo inferir que el índice de confiabilidad para la razón de anisotropía baja mostró una disminución significativa a las 6 horas después de la lluvia, mientras que para razones de anisotropía altas se retrasó aproximadamente 15 horas más que la razón de anisotropía baja. La razón de este fenómeno es que las conductividades hidráulicas vertical y horizontal difieren de gran manera para las razones de anisotropía altas, por lo que la zona transitoriamente saturada del talud de suelo con alta razón anisotrópica no es fácil de infiltrar.

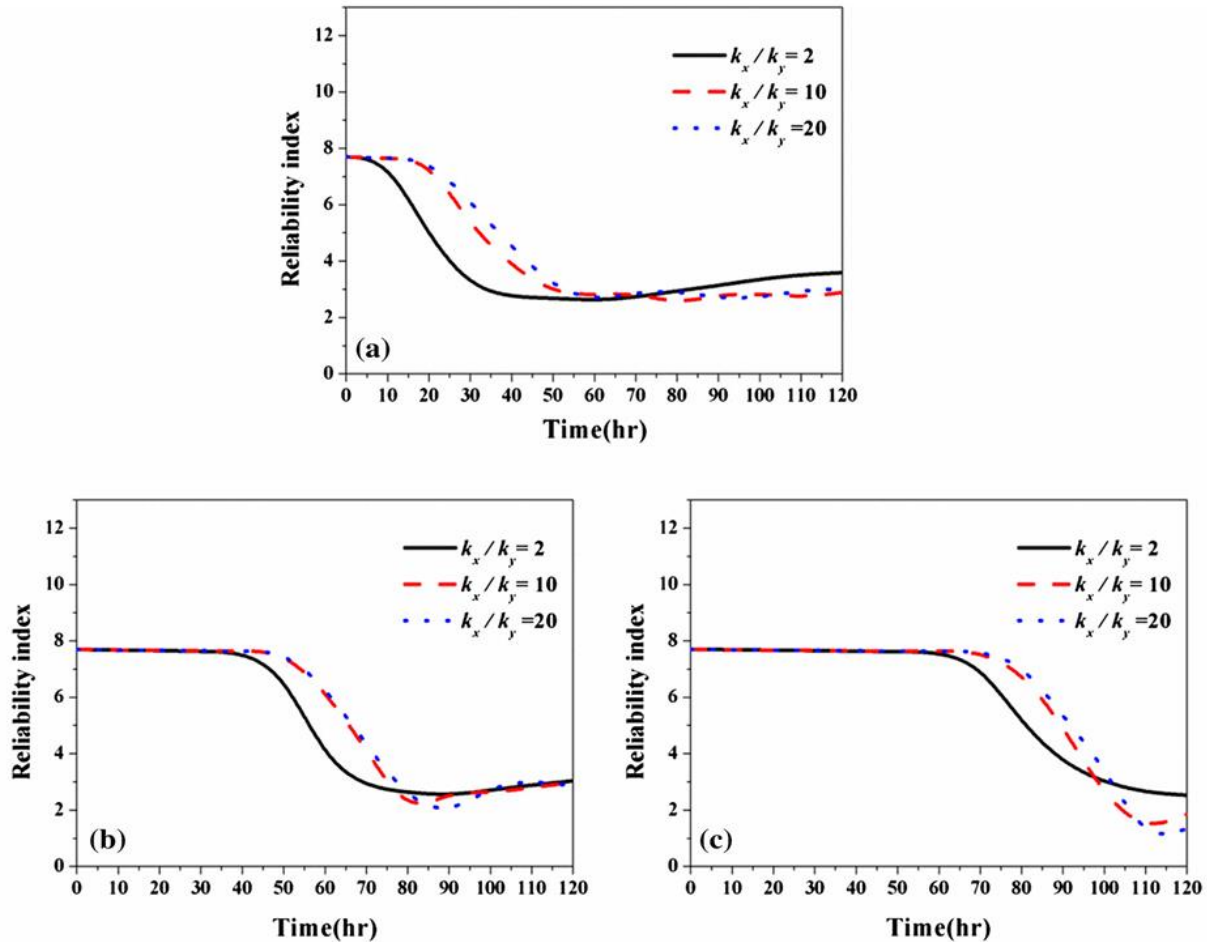


Figura 6. Variación del índice de confiabilidad de la arena a distintas razones de anisotropía, (a) patrón de lluvia adelantada; (b) patrón de lluvia normal; y (c) patrón de lluvia retrasada. (Yeh *et al.* 2015)

De esta manera, los resultados mostrados en la Figura 6 indican que el tiempo requerido para que la lluvia reduzca la estabilidad del talud es menor en el caso de un suelo con conductividad hidráulica isotrópica, y aumenta a medida que se incrementa la razón de anisotropía del suelo. Sin embargo, se destaca que, si bien en los casos con mayor anisotropía la inestabilidad demora más en manifestarse, una vez alcanzada esta condición, los índices de confiabilidad son menores en comparación con el caso donde  $k_x/k_y = 2$ . Esto sugiere que la anisotropía puede tener un efecto adverso sobre la estabilidad en suelos arenosos.

Por otro lado, en el talud de suelo arcilloso, Yeh *et al.* (2015) observaron que durante los tres eventos de lluvia la variación en el índice de confiabilidad ronda el 1%, mostrando resultados prácticamente idénticos bajo distintas razones de anisotropía en la conductividad hidráulica como se ilustra en la Figura 7. Esto se debe a que tanto la conductividad hidráulica vertical como horizontal de la arcilla

son muy bajas, dificultando que el agua infiltre en el talud por lo que el caso anisotrópico no es muy significativo.

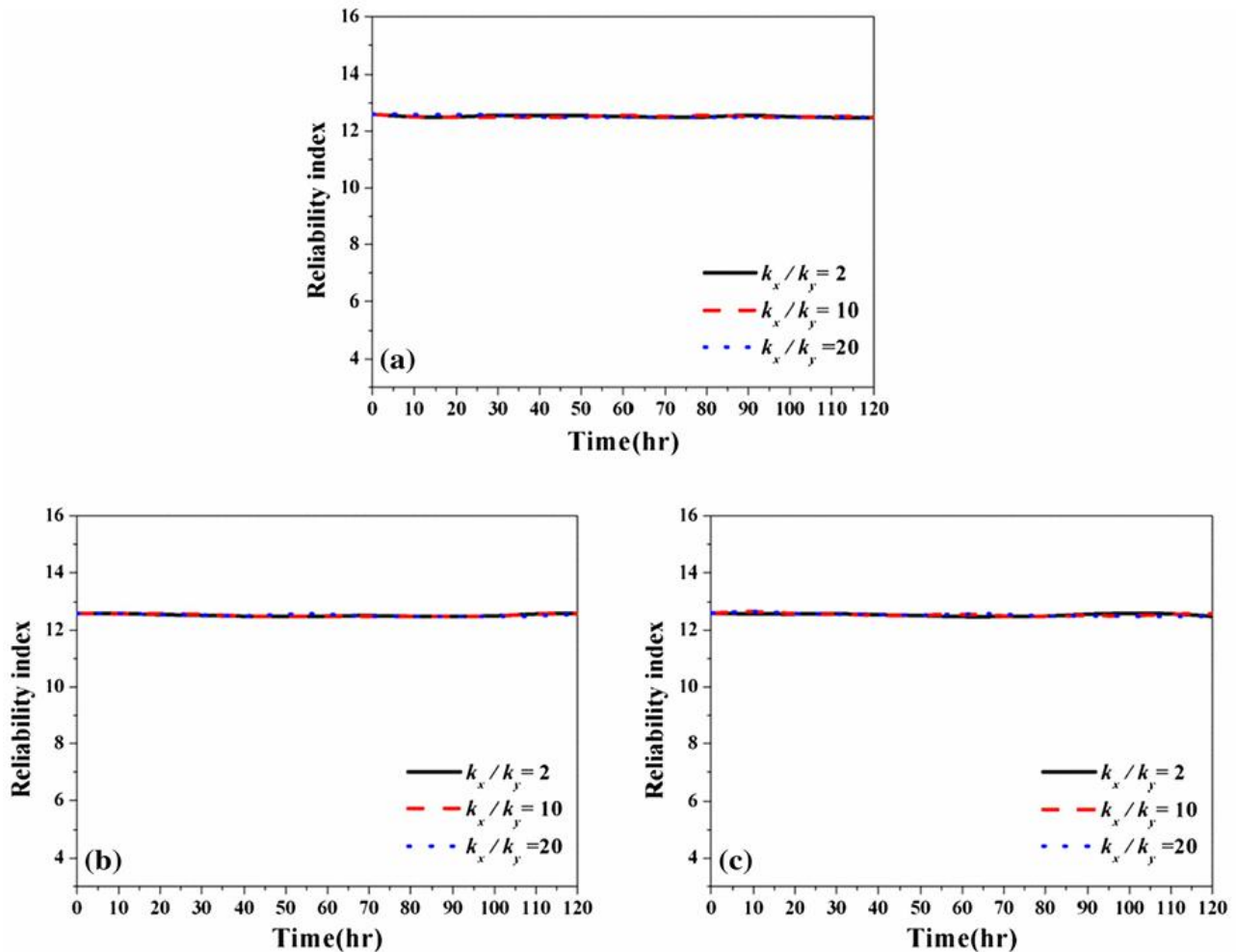
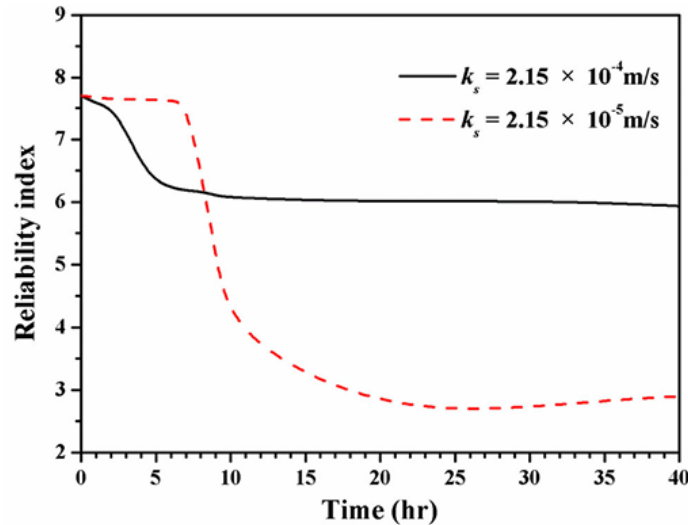


Figura 7. Variación del índice de confiabilidad de la arcilla a distintas razones de anisotropía, (a) patrón de lluvia adelantada; (b) patrón de lluvia normal; y (c) patrón de lluvia retrasada. (Yeh *et al.* 2015)

Para analizar el efecto de la conductividad hidráulica y la intensidad de la lluvia sobre la estabilidad del talud, Yeh *et al.* (2015) estudiaron dos taludes compuestos por arena, cada uno con distintos valores de conductividad hidráulica. El primero presentaba un valor mayor que la intensidad de la lluvia ( $k_s = 2.15 \cdot 10^{-4} m/s$ ), mientras que el segundo tenía un valor inferior ( $k_s = 2.15 \cdot 10^{-5} m/s$ ), considerando en ambos casos una intensidad de lluvia de  $I = 7.0 \cdot 10^{-5} m/s$  durante un periodo de 120 horas. Como se muestra en la Figura 8, los autores observaron que cuando la conductividad hidráulica es mayor que la intensidad de la lluvia, el índice de confiabilidad disminuye de forma inmediata. En cambio, cuando la conductividad hidráulica es menor que la intensidad de la lluvia, el

descenso del índice de confiabilidad ocurre más tarde, aunque finalmente se alcanza una condición de estabilidad mucho menor que en el caso anterior.



**Figura 8.** Variación del índice de confiabilidad respecto al tiempo, considerando diferentes conductividades hidráulicas, con una intensidad de lluvia de  $I = 7.0 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ . (Yeh *et al.* 2015)

Para comprender mejor este efecto, también se investigó lo que ocurría en términos de la presión de poros. Tal como lo indica la Figura 9, se observó que cuando  $k_s > I$ , la presión de poros de cada elemento aumentó de inmediato. Esto muestra que la lluvia infiltró en el talud de suelo tan pronto como ocurrió. Por otro lado, cuando  $k_s < I$ , la superficie del terreno en el pie del talud aumentó significativamente de  $-39.2 \text{ kPa}$  a  $t = 0 \text{ h}$  (inicio de la lluvia) a  $0 \text{ kPa}$  a  $t = 1 \text{ h}$ . Sin embargo, a una profundidad de 2 o 3 m, la presión de poros no cambió. Como muestra la gráfica, los autores demostraron que cuando ocurre la lluvia, la superficie del terreno alcanza la saturación, pero es difícil que el agua superficial infiltre en el talud de suelo debido a que la conductividad hidráulica es demasiado baja.

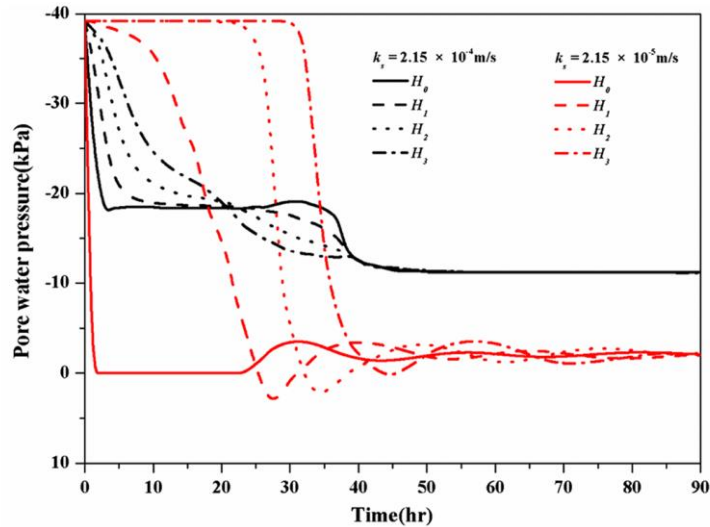


Figura 9. Variación de la presión de poros en el tiempo, considerando diferentes conductividades hidráulicas. (Punto  $H_0$ : superficie del pie del talud; Punto  $H_1$ : a 1 m de profundidad desde la superficie del pie; Punto  $H_2$ : a 2 m de profundidad desde la superficie del pie; y Punto  $H_3$ : a 3 m de profundidad desde la superficie del pie. ). (Yeh *et al.* 2015)

Al incluir la anisotropía al efecto que tiene la conductividad hidráulica y la intensidad de la lluvia, Yeh *et al.* (2015) infirieron que tanto para el caso de  $k_s > I$  como para el de  $k_s < I$ , el índice de confiabilidad tiene una disminución importante para razones anisotrópicas bajas ( $k_x/k_y = 2$ ); sin embargo, para razones anisotrópicas altas, la reducción no fue perceptible durante el tiempo de simulación del estudio, como lo indican la Figura 10 y 11.

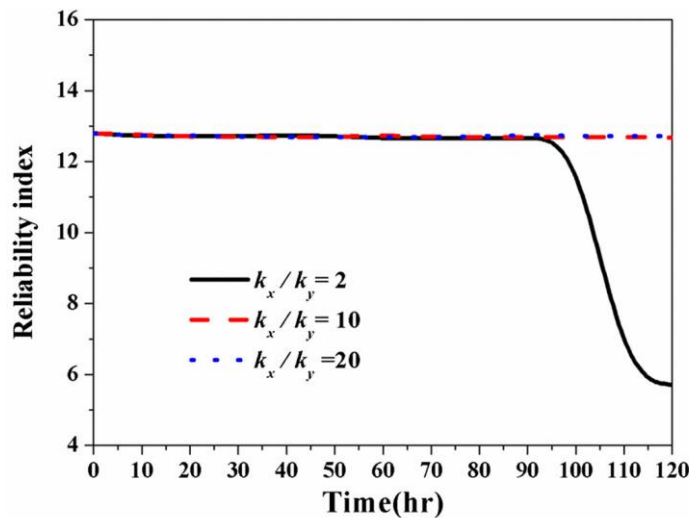


Figura 10. Variación del índice de confiabilidad bajo distintas razones de anisotropía ( $k_s < I$ ). (Yeh *et al.* 2015)

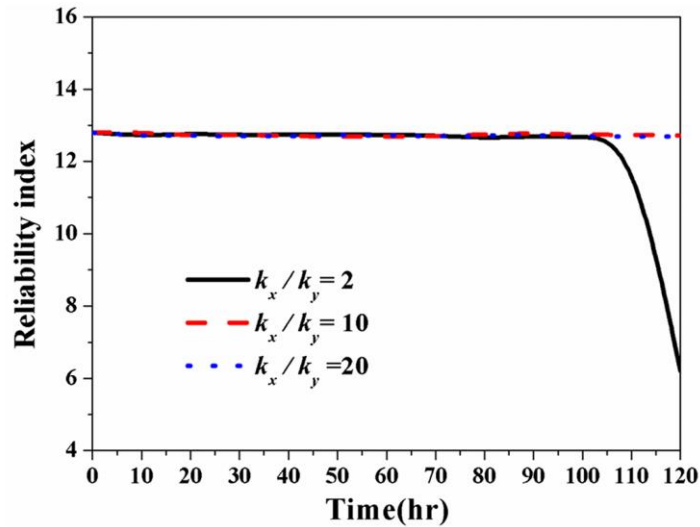


Figura 11. Variación del índice de confiabilidad bajo distintas razones de anisotropía ( $k_s > I$ ). (Yeh *et al.* 2015)

## 2.4 Valores típicos de anisotropía de los suelos

En cuanto a las razones de anisotropía de la conductividad hidráulica presente en los suelos, se tienen diversas investigaciones, por ejemplo, de acuerdo a Todd (1980) los depósitos aluviales tienden típicamente a tener un coeficiente de permeabilidad horizontal mayor al vertical ( $k_x > k_y$ ), y las razones de  $k_x/k_y$  usualmente se encuentran en un rango de 2 a 10.

Por otro lado Ren y Santamarina (2018) indican que la conductividad hidráulica horizontal es mayor que la conductividad vertical en la mayoría de las muestras inalteradas y muestras remoldeadas y consolidadas bajo condiciones en reposo, con razones de anisotropía entre 1.5 a 2.5. Por otro lado, la estratificación en sedimentos naturales, como las arcillas varvadas, magnifican la anisotropía, donde el valor de  $k_x$  puede superar fácilmente a la vertical por un orden de magnitud.

Bagarello *et al.* (2009) llevaron a cabo un procedimiento experimental en laboratorio, en el cual midieron la conductividad hidráulica en suelos de textura franco arenosa (sandy-loam) y arcillosa, con el objetivo de evaluar la evolución del coeficiente de permeabilidad en el tiempo a partir de distintas muestras inalteradas. Los autores observaron que, para el suelo arenoso, la razón de anisotropía fue aproximadamente 1.95, mientras que en el caso de la muestra de arcilla se alcanzó un valor significativamente mayor, con  $k_x/k_y = 7.35$ .

Por otro lado, en el ámbito de la minería es de suma relevancia la estabilidad de los tranques de relaves. De acuerdo a la ICOLD (*International Commission On Large Dams*), la disposición hidráulica de relaves conduce a un alto grado de razón de anisotropía del coeficiente de permeabilidad que típicamente están en el orden de 10 pero pueden superar un valor de 20. Esto se considera un importante parámetro de diseño el cual como es sabido, es complejo de determinar de muestras reconstituidas. De esta forma la ICOLD plantea que la mejor opción para determinar la razón de anisotropía en la conductividad hidráulica es mediante un ensayo de disipación de presión de poro con el equipo CPTu.

Además, de acuerdo con Chapuis *et al.* (1989), quien investigó el impacto de la técnica de compactación en la anisotropía de la permeabilidad de arena, determinó que el rango normal de la razón de anisotropía se encuentra entre 1.5 y 4.

## 2.5 Conclusiones

La revisión de literatura indica que la anisotropía en la conductividad hidráulica puede afectar significativamente la estabilidad de taludes, principalmente en suelos arenosos, mientras que su impacto en suelos arcillosos es mucho menor. Asimismo, se evidencia que el patrón e intensidad de precipitación son factores clave en la evolución del índice de confiabilidad. Estos antecedentes respaldan la necesidad de evaluar el efecto de la anisotropía bajo distintas condiciones, tanto geotécnicas, como climáticas.

## **CAPÍTULO 3    MARCO TEÓRICO**

### **3.1    Introducción**

Este capítulo presenta los dos grandes fundamentos teóricos que sustentan el análisis realizado en esta memoria, los cuales corresponden a los análisis de estabilidad e infiltración respectivamente. De esta forma se detallan los distintos métodos de estabilidad de taludes con énfasis en el equilibrio límite, la ley de Darcy y su extensión al caso tridimensional, además del desarrollo de los conceptos de conductividad hidráulica, permeabilidad, homogeneidad y anisotropía. Por último, se abordan los métodos de obtención de la conductividad hidráulica, tanto en laboratorio como en terreno.

### **3.2    Métodos de estabilidad de taludes**

Todos los taludes tienden de manera inherente a degradarse y llegar a una forma más estable, la cual en el caso más extremo corresponde a una superficie completamente horizontal. Para llegar a esta condición existen fuerzas que afectan la inestabilidad como la gravedad y la infiltración.

El movimiento de masas puede darse como resultado de una falla al corte a lo largo de cierta superficie interna, o bien cuando una disminución general del esfuerzo efectivo entre las partículas causa una licuación total o parcial. Para poder determinar la estabilidad de los taludes existen diversos métodos como lo son los numéricos, empíricos y analíticos, siendo estos últimos los más usados.

#### **3.2.1    Método de equilibrio límite**

El método de equilibrio límite es un tipo de análisis para la evaluación de estabilidad de taludes utilizado en la ingeniería geotécnica a lo largo de muchas décadas y probablemente el análisis numérico más antiguo en la disciplina. Este método consiste en establecer que la rotura del terreno se produce a través de una línea que representa la superficie de falla. De esta forma, la masa de terreno por encima de dicha línea se desplaza respecto la masa inferior, produciendo así la rotura del suelo. Al momento de producirse la falla o rotura el terreno se encuentra en equilibrio estático.

Para evaluar la estabilidad de un talud se emplea el factor de seguridad (FS), el cual se define como la razón entre la resistencia al corte disponible del suelo y la resistencia a la corte requerida para mantener el equilibrio. Esta razón permite estimar el margen de seguridad frente a una posible falla. En análisis más detallados, se evalúan múltiples superficies de deslizamiento, y se considera como crítica aquella que presenta el valor mínimo de FS. Matemáticamente, el factor de seguridad puede expresarse como

$$FS = \frac{\int \tau_r ds}{\int \tau ds} \quad (3.1)$$

Donde:

$\tau_r$  = la resistencia al corte máxima que se puede movilizar a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento

$\tau$  = la resistencia al corte movilizada a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento

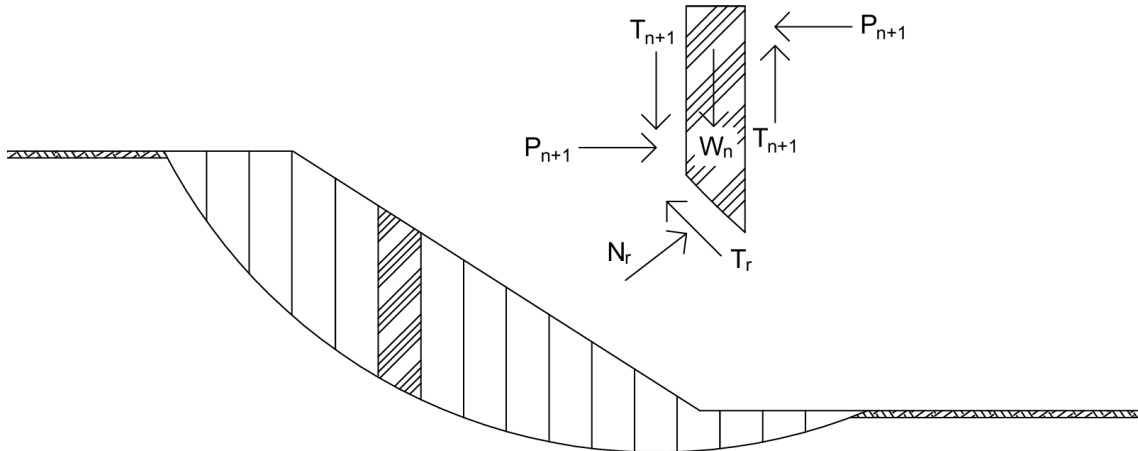
$ds$  = el diferencial de longitud a lo largo de la superficie de deslizamiento

El factor de seguridad no solo se puede representar en términos de la resistencia al corte, si no, que también es posible definirlo como el cociente entre el valor de la cohesión o ángulo de fricción actual, y el valor de cohesión o ángulo de fricción del talud requerido para mantener el talud estable. Por otro lado, existe la opción de representarlo en términos de los momentos actuantes, es decir como el cociente entre los momentos resistentes al deslizamiento, y los que inducen al deslizamiento.

Los valores del FS inferiores a 1 indican que el movimiento a lo largo de la superficie de deslizamiento es posible, por lo que se busca obtener valores superiores a la unidad. Como referencia Hoek y Bray (1981) y Hoek (1991), indican que un valor de FS=1.3 es confiable para taludes temporales, mientras que un FS=1.5 es un buen valor para un talud definitivo. Para poder calcular el FS existen diversos métodos como el análisis del talud infinito, método de la masa total y el método de las rebanadas o las dovelas, siendo este último el más utilizado.

En 1916, Petterson presentó el análisis de estabilidad de la Stigber Quay en Gothenberg, Suecia, en la cual la superficie de falla fue considerada circular y la masa deslizante se dividió en dovelas. En las

siguientes décadas Fellenius introdujo el método ordinario o de las rebanadas, posteriormente Janbu y Bishop desarrollaron avances para el método. Al tratarse de un método iterativo el avance de las computadoras dieron paso a métodos matemáticos más rigurosos como los desarrollados por Morgenstern y Price, y Spencer.



**Figura 12. Discretización de las rebanadas y fuerzas actuantes en la masa de suelo deslizante. Fuente: (Modificado Geo-Slope International Ltd, 2004)**

Si bien, todos los métodos desarrollados son similares, las diferencias entre ellos dependen de las ecuaciones de la estática que satisfacen y las fuerzas entre dovelas consideradas, como lo indica la Tabla 1 y 2, respectivamente.

**Tabla 1. Ecuaciones de la estática satisfechas por los métodos de equilibrio límite**

<b>Método de equilibrio límite</b>	<b>Equilibrio de momento</b>	<b>Equilibrio de fuerzas</b>	<b>Equilibrio vertical de fuerzas</b>	<b>Equilibrio horizontal de fuerzas</b>
Ordinario o de Fellenius (1927)	Si	No	Si	No
Bishop simplificado (1955)	Si	No	Si	No
Spencer (1967)	Si	Si	Si	Si

Morgenstern-Price (1965)	Si	Si	Si	Si
Janbu generalizado (1968)	Si	Si	Si	Si
Sarma (1973)	Si	Si	Si	Si

**Tabla 2. Esfuerzos entre dovelas considerados por los métodos**

<b>Método</b>	<b>Esfuerzo normal</b>	<b>Esfuerzo de corte</b>
Fellenius (1927)	No	No
Bishop simplificado (1955)	Si	No
Spencer (1967)	Si	Si
Morgenstern-Price (1965)	Si	Si
Janbu generalizado (1968)	Si	Si
Sarma (1973)	Si	Si

### 3.3 Ley de Darcy

En 1856 Henry Darcy publicó su informe sobre el suministro de agua de la ciudad de Dijon, Francia. En este reporte se describe un experimento de laboratorio que Darcy realizó para analizar el flujo del agua a través de arenas. El resultado de este experimento se generaliza en la ley empírica que ahora lleva su nombre y será presentada a continuación.

Se considera un aparato como el que se muestra en la Figura 13, el que corresponde a un cilindro de sección transversal  $A$  y se encuentra lleno de arena. El aparato se tapa en cada extremo y se le introduce un tubo que permita la entrada y salida de flujo, además de un par de manómetros. Se procede a introducir agua en el cilindro y se le permite fluir a través de él hasta que todos los poros estén completamente saturados con agua y el caudal de entrada  $Q$  sea igual al de salida.

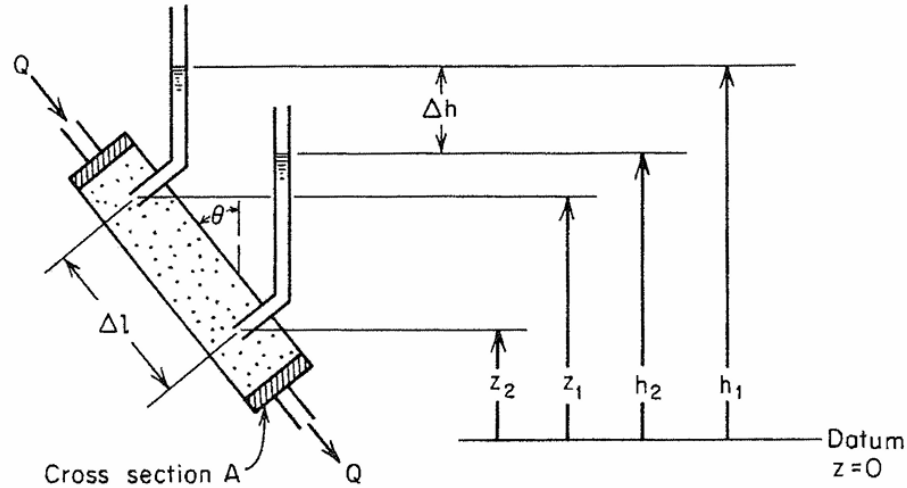


Figura 13. Aparato experimental para la ilustración de la ley de Darcy. Fuente: (Freeze & Cherry, 1979)

Si se establece un plano de referencia en la elevación  $z = 0$ , las elevaciones de los manómetros son  $z_1$  y  $z_2$ , mientras que las elevaciones de los niveles de agua en los tubos manométricos son  $h_1$  y  $h_2$ . Por otro lado, la distancia entre los manómetros se define como  $\Delta l$ .

Se define la descarga específica  $v$ , a través del cilindro, como:

$$v = \frac{Q}{A} \tag{3.2}$$

Los experimentos realizados por Darcy mostraron que  $v$  es directamente proporcional a  $h_1 - h_2$  cuando  $\Delta l$  se mantiene constante, en inversamente proporcional a  $\Delta l$  cuando  $h_1 - h_2$  se mantiene constante. Si se define  $\Delta h = h_1 - h_2$ , se tiene que  $v \propto -\Delta h$  y  $v \propto 1/\Delta l$ .

De esta forma, la ley de Darcy puede escribirse como sigue:

$$v = -K \frac{\Delta h}{\Delta l} \tag{3.3}$$

O, en forma diferencial

$$v = -K \frac{dh}{dl} \tag{3.4}$$

De la Ecuación (3.4),  $h$  se denomina la carga hidráulica y  $dh/dl$  es el gradiente hidráulico.  $K$  corresponde a una constante de proporcionalidad la cual es una propiedad del suelo y se conoce como conductividad hidráulica.

Una forma alternativa de expresar la ley de Darcy es sustituyendo la Ecuación (3.2) en la (3.4), resultando:

$$Q = -K \frac{dh}{dl} A \quad (3.5)$$

Dentro de esta expresión usualmente se le denomina al gradiente hidráulico como  $i$ , obteniendo:

$$Q = -KiA \quad (3.6)$$

### 3.3.1 Ley de Darcy en 3D

Para el caso de flujos en tres dimensiones, en un medio poroso anisotrópico, se hace necesario generalizar la ley de Darcy en su forma unidimensional. En tres dimensiones el vector de velocidad  $v$  es un vector de tres componentes  $v_x$ ,  $v_y$  y  $v_z$ , obteniendo la generalización más simple que sería:

$$v_x = -K_x \frac{\partial h}{\partial x}; \quad v_y = -K_y \frac{\partial h}{\partial y}; \quad v_z = -K_z \frac{\partial h}{\partial z} \quad (3.7)$$

Donde  $K_x$ ,  $K_y$  y  $K_z$  corresponden a la conductividad hidráulica en los ejes  $x$ ,  $y$ ,  $z$  respectivamente.

Como  $h$  es función ahora de  $x$ ,  $y$  y  $z$ , las derivadas deben ser parciales.

Sin embargo, se puede describir estas expresiones de una forma más detallada, la cual contiene nueve componentes de conductividad hidráulica

$$\begin{aligned} v_x &= -K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} - K_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} - K_{xz} \frac{\partial h}{\partial z} \\ v_y &= -K_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} - K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} - K_{yz} \frac{\partial h}{\partial z} \\ v_z &= -K_{zx} \frac{\partial h}{\partial x} - K_{zy} \frac{\partial h}{\partial y} - K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned} \quad (3.8)$$

### 3.4 Conductividad hidráulica y permeabilidad

La constante de proporcionalidad en la ley de Darcy, la cual se le denomina conductividad hidráulica no es función solo del medio poroso, sino que también depende del fluido que atraviese este medio (Hubbert, 1956).

Si se considera nuevamente el aparato experimental de la Figura 10 y se mantiene constantes  $\Delta h$  y  $\Delta l$  para dos ensayos usando la misma arena, usando agua para el primero y melaza para el segundo, se observará que la descarga específica  $v$  es mucho menor en el segundo ensayo que en el primero. Esto a causa del fluido que está atravesando el medio poroso, por ello se hace necesario definir un parámetro que logre describir las propiedades conductoras de un medio independientemente del fluido que lo atraviesa.

Para responder esta interrogante es que se han llevado a cabo diversos experimentos con medios porosos ideales en esferas de vidrio, uniformes de diámetro  $d$ . Cuando diversos fluidos de densidad  $\rho$  y viscosidad dinámica  $\mu$  se hacen pasar por el aparato bajo un gradiente hidráulico constante  $dh/dl$ , se observaron las siguientes relaciones de proporcionalidad:

$$v \propto d^2$$

$$v \propto \rho g$$

$$v \propto \frac{1}{\mu}$$

Junto con la observación original de Darcy que  $v \propto -dh/dl$ , estas tres relaciones llevan a una nueva versión de la ley de Darcy:

$$v = -\frac{Cd^2\rho g}{\mu} \cdot \frac{dh}{dl} \quad (3.9)$$

El parámetro  $C$  es otra constante más de proporcionalidad. Para suelos reales, se debe incluir la influencia de otras propiedades del medio que afectan el flujo, como lo son la distribución de tamaños de grano, la esfericidad, entre otros. De esta forma si se compara esta última expresión con la ecuación original de Darcy se muestra que

$$K = \frac{Cd^2\rho g}{\mu} \quad (3.10)$$

De esta ecuación,  $\rho$  y  $\mu$  dependen únicamente del fluido, y  $Cd^2$  del medio. Luego, si definimos:

$$k = Cd^2 \quad (3.11)$$

Entonces:

$$K = \frac{k\rho g}{\mu} \quad (3.12)$$

Donde el parámetro  $k$  se conoce como la permeabilidad específica o intrínseca y es función únicamente del medio con dimensiones de  $[L^2]$ , a diferencia de la conductividad hidráulica o coeficiente de permeabilidad  $K$ , que como se demostró anteriormente es función del medio y del fluido que lo atraviesa y tiene dimensiones de  $[L/T]$ .

### 3.4.1 Homogeneidad y heterogeneidad

Si la conductividad hidráulica  $K$  es independiente de la posición dentro de una formación geológica, hablamos de que la formación es homogénea. Por otro lado, si la conductividad hidráulica es dependiente de la posición en la formación geológica, esta formación es heterogénea.

En concreto, si se fija un sistema coordenado  $xyz$  en una formación geológica homogénea,  $K(x, y, z) = c$ , siendo  $c$  una constante, mientras que, para una formación geológica heterogénea, se tiene que  $K(x, y, z) \neq c$ , es decir que es dependiente de la posición o punto que escoja en los estratos. La Figura 14 muestra una sección vertical de un suelo, el cual es un ejemplo típico de heterogeneidad estratificada común en rocas sedimentarias. Si bien cada estrato tiene una conductividad hidráulica homogénea  $K_1, K_2, K_3, K_4$  todo el sistema puede ser pensado como heterogéneo.

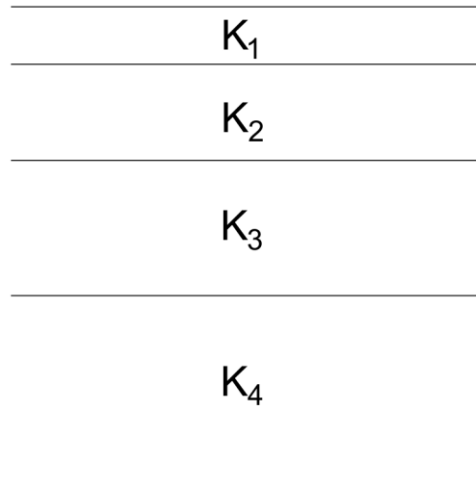


Figura 14. Ejemplo de heterogeneidad estratificada. Fuente: (Modificado Freeze & Cherry, 1979)

### 3.4.2 Isotropía y anisotropía

Si la conductividad hidráulica  $K$  es independiente de la dirección en la cual se esté midiendo en el suelo, se habla que la formación geológica es isotrópica en ese punto. Por otro lado, si la conductividad varía con la dirección de medición, la formación es anisotrópica en ese punto.

Dado un sistema coordenado  $xyz$  los valores de conductividad hidráulica en los ejes principales pueden ser especificados como  $K_x$ ,  $K_y$  y  $K_z$ . Para cualquier punto  $(x, y, z)$  escogido en la masa de suelo, se hablará que es isotrópica de cumplirse que  $K_x = K_y = K_z$ , mientras que será anisotrópica si  $K_x \neq K_y \neq K_z$ . En el caso particular que  $K_x = K_z \neq K_y$ , lo cual es común en depósitos sedimentarios con estratificación horizontal, se habla que el suelo es transversalmente isotrópico.

Una vez descrito los conceptos de homogeneidad e isotropía, es posible caracterizar completamente la conductividad hidráulica en un suelo. Para entender de mejor manera estos conceptos, se analiza la masa de suelo en un corte vertical, es decir, en el plano  $xy$ . Para un sistema homogéneo e isotrópico en dos dimensiones se tiene que  $K_x(x, y) = K_y(x, y) = c$  para todo punto  $(x, y)$ , donde  $c$  es una constante. Por otro lado, en un sistema homogéneo y anisotrópico se cumple que  $K_x(x, y) = c_1$  para todo  $(x, y)$  y  $K_y(x, y) = c_2$  para todo  $(x, y)$ , pero  $c_1 \neq c_2$ .

Las 4 combinaciones posibles de heterogeneidad y anisotropía en los suelos se presentan en la Figura 15, donde la longitud de los vectores es proporcional a los valores de  $K_x$  y  $K_y$  en los puntos  $(x_1, y_1)$  y  $(x_2, y_2)$ .

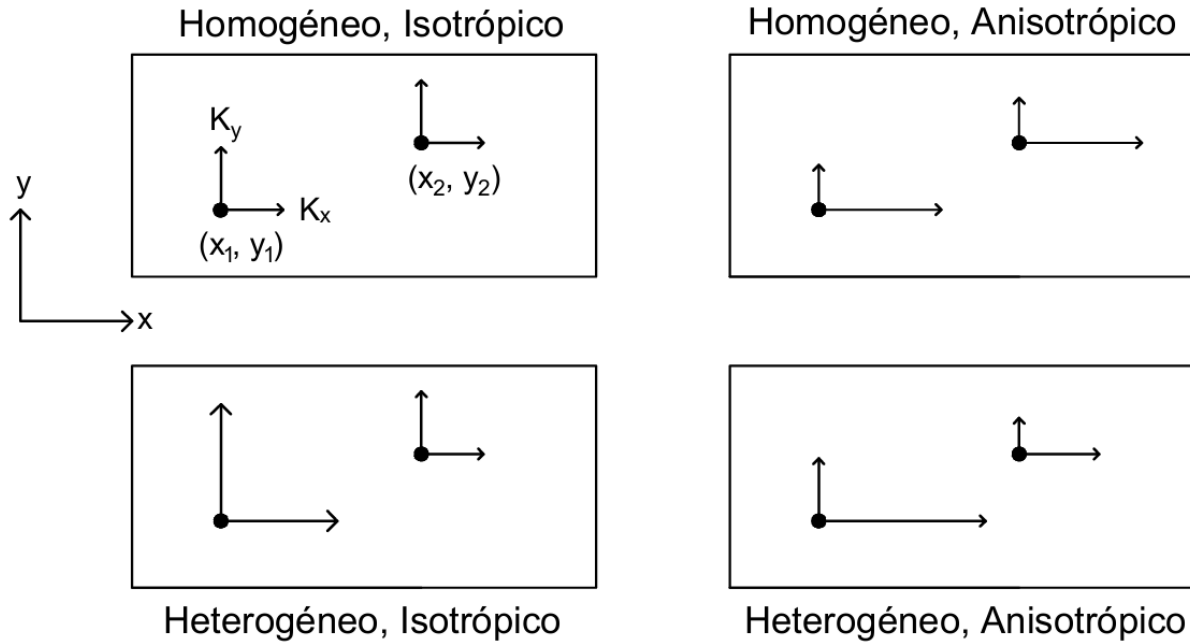


Figura 15. Cuatro posibles combinaciones de heterogeneidad y anisotropía. Fuente: (Modificado Freeze & Cherry, 1979)

### 3.4.3 Obtención del coeficiente de permeabilidad

Como se presentó en los apartados anteriores la conductividad hidráulica o también llamado coeficiente de permeabilidad es una constante de proporcionalidad usada para determinar la velocidad del flujo de agua a través de los suelos. Por esta razón, dicho parámetro varía según la naturaleza del suelo, particularmente en función del tamaño y la distribución de los granos. En consecuencia, suelos con un mayor índice de vacíos, como las gravas y arenas limpias, tienden a presentar una mayor conductividad hidráulica, mientras que los suelos finos, como limos y arcillas, suelen exhibir valores significativamente menores de este parámetro.

En la Figura 16, se muestran rangos típicos de conductividad hidráulica y permeabilidad, según lo propuesto por Davis (1969).

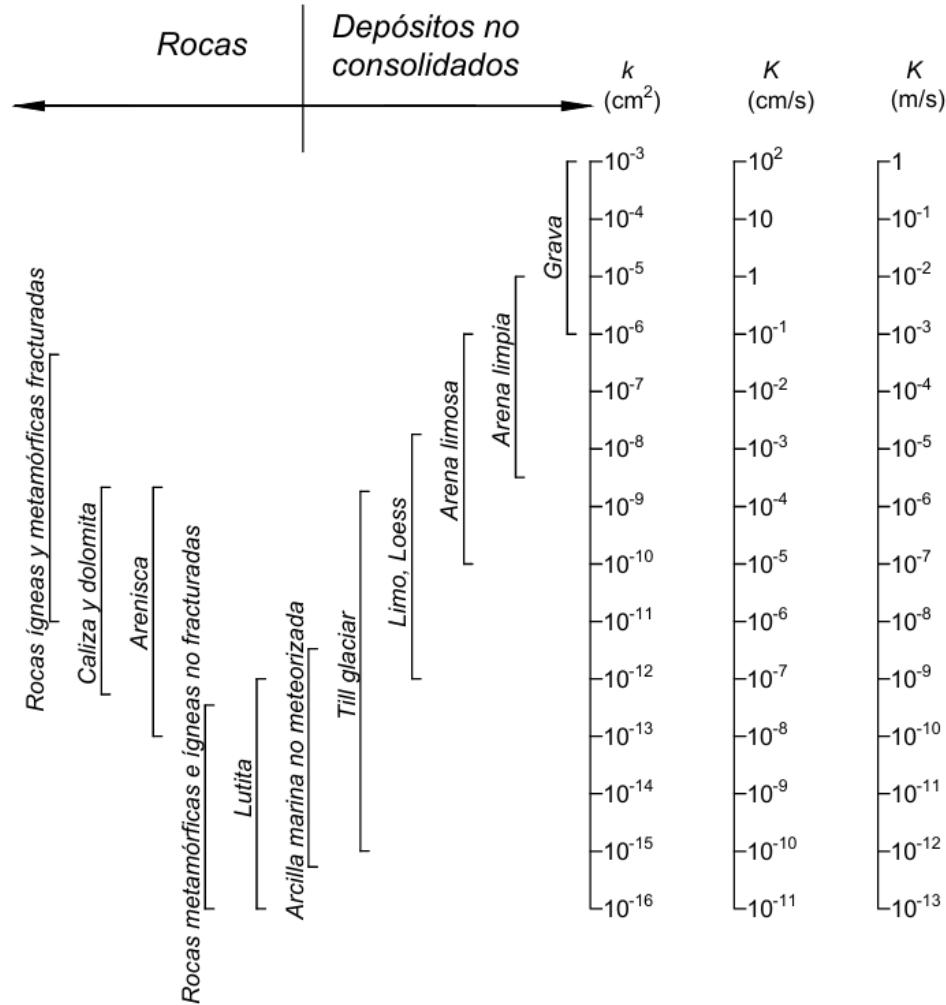


Figura 16. Rango de valores de conductividad hidráulica y permeabilidad. Fuente: (Modificado Freeze & Cherry, 1979)

Al ser un parámetro determinante en el análisis de flujo en los suelos. Es necesario describir los métodos para la obtención de  $K$ , donde se encuentran tanto métodos en laboratorio como en terreno. Dentro de los métodos de laboratorio utilizados para determinar la conductividad hidráulica, se puede mencionar el ensayo de consolidación unidimensional, el cual se rige por la norma ASTM D2435. Este método resulta útil cuando se desea obtener valores de conductividad en más de una dirección, ya que los resultados dependen de la orientación en que se instale la muestra. Por ello, se considera una técnica favorable para evaluar la anisotropía en muestras inalteradas. Adicionalmente, es posible obtener el valor de  $K$  con el ensayo triaxial.

En lo que respecta a los métodos en terreno, en Chile se emplea la norma NCh 3610 “Geotecnia – Determinación de la conductividad hidráulica saturada de campo”, la cual establece cuatro

procedimientos para estimar este parámetro en suelos donde no se detecta nivel freático dentro de la profundidad de exploración. Estos métodos son:

- Ensayo de nivel constante
- Ensayo de nivel variable o ensayo Porchet
- Ensayo del doble anillo
- Ensayo del infiltrómetro

Por otra parte, existe una metodología adicional basada en el ensayo de penetración con cono (CPTu), el cual permite estimar la conductividad hidráulica a partir del análisis de la disipación de presión de poros.

### **3.5 Conclusiones**

La teoría expuesta permite comprender cómo la anisotropía y heterogeneidad del suelo influyen en el flujo de agua y en la estabilidad del talud. Se establece que la conductividad hidráulica es un parámetro fundamental en el análisis de infiltración y que su comportamiento puede variar según la dirección, lo cual justifica su consideración en modelos numéricos avanzados como los empleados en este estudio.

## CAPÍTULO 4 METODOLOGÍA

### 4.1 Introducción

Este capítulo describe en detalle la metodología empleada para evaluar la influencia de la anisotropía en la conductividad hidráulica sobre la estabilidad de taludes. El trabajo comienza con una revisión preliminar basada en un ensayo de consolidación, cuyo objetivo es estimar un valor representativo de la anisotropía de la conductividad hidráulica en un talud ubicado en la ciudad de Concepción. A partir de este punto, se desarrolla el componente principal de la investigación, consistente en el modelamiento numérico mediante el software GeoStudio. En esta etapa se elaborarán un total de 40 modelos, en los cuales se variarán el tipo de suelo, el patrón de precipitación y la pendiente del talud.

### 4.2 Ensayo de consolidación

Con el propósito de evaluar la razón de anisotropía de la conductividad hidráulica, se extrajo una muestra inalterada proveniente de un talud conformado por suelo residual. El ensayo de consolidación unidimensional se llevó a cabo de acuerdo con lo establecido en la norma ASTM D2435.

La muestra analizada fue extraída en la corona de un talud, a una profundidad de tres metros. La zona de estudio corresponde al campus de la Universidad de Concepción, específicamente en cercanías del camino Einstein como se muestra en las Figuras 17 y 18.

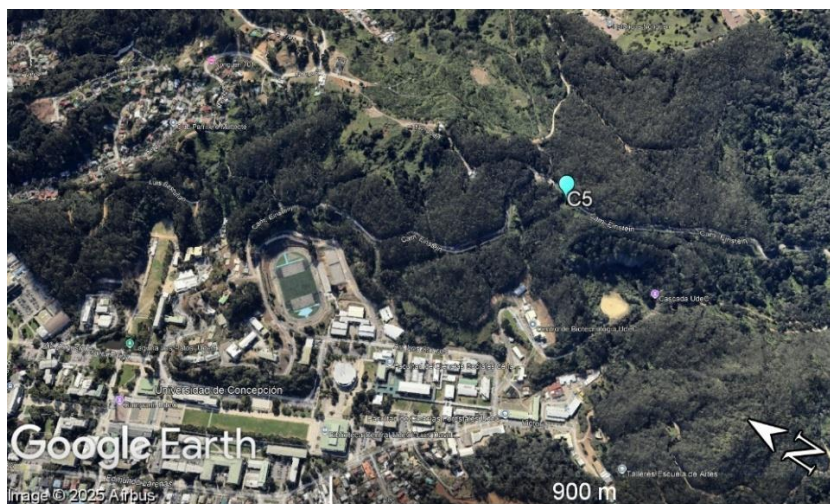


Figura 17. Ubicación calicata. Fuente: (Google Earth)



**Figura 18. Corona del talud de la muestra extraída**

De la muestra extraída en terreno se tallaron dos probetas, correspondientes a la dirección horizontal y vertical, respectivamente. Ambas fueron saturadas e instaladas en el consolidómetro, para luego, durante un período de ocho días, aplicar cargas progresivas de 18.5, 37.1, 74.2, 148.5, 297.2, 594.3, 1189 y 1784.7 kPa sobre cada probeta.



(a)



(b)

**Figura 19. (a) Ensayo de consolidación y (b) saturación de las muestras**

Una vez transcurrido el tiempo de ensayo, se recopilan los datos obtenidos y se determina el coeficiente de consolidación  $C_v$  y  $C_h$  utilizando el método de Taylor o método de la raíz del tiempo, el cual se logra calcular con la siguiente expresión

$$C_{v-h} = \frac{TH_{D_{50}}^2}{t} \quad (4.1)$$

Donde:

$T$  = factor de tiempo adimensional; para el método de Taylor se usa el 90% de consolidación con  $T = T_{90} = 0.848$

$t$  = tiempo correspondiente al grado particular de consolidación; para el método de Taylor se usa  $t = t_{90}$

$H_{D_{50}}^2$  = longitud del trayecto de drenaje al 50% de consolidación, para drenaje doble,  $H_{D_{50}}$  es la mitad de la altura de la muestra en el incremento correspondiente

Según Das (2010), el coeficiente de consolidación y la conductividad hidráulica del suelo se relacionan de acuerdo la siguiente expresión

$$C_{v-h} = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (4.2)$$

Donde:

$m_v$  = módulo de compresibilidad volumétrica del suelo

$k$  = coeficiente de permeabilidad

$\gamma_w$  = peso específico del agua

Por su parte el módulo de compresibilidad volumétrica del suelo se define

$$m_v = \frac{\Delta e}{(1 + e_0) \cdot \Delta \sigma} \quad (4.3)$$

Donde:

$\Delta e$  = diferencia de relación de vacíos final e inicial

$e_0$  = relación de vacíos inicial

$\Delta \sigma$  = diferencia entre las cargas aplicadas

De esta forma es posible obtener una relación entre la conductividad hidráulica de la probeta ensayada de forma horizontal ( $k_x$ ) y vertical ( $k_y$ ) como indica la siguiente expresión

$$\frac{k_x}{k_y} = \frac{C_{v,x} m_{v,x} \gamma_w}{C_{v,y} m_{v,y} \gamma_w} = \frac{C_{v,x} m_{v,x}}{C_{v,y} m_{v,y}} \quad (4.4)$$

### 4.3 Marco del modelo numérico

Los módulos SEEP/W y SLOPE/W del software GeoStudio fueron utilizados para llevar a cabo el análisis de los modelos desarrollados. GeoStudio es un software profesional adecuado para el análisis del flujo de agua en el suelo y la estabilidad de taludes mediante el método de equilibrio límite, debido a su validación en diversos estudios realizados con el programa y a sus resultados numéricos, datos experimentales y observaciones de campo. No solo ha sido empleado en estudios numéricos como los realizados por Yu *et al.* (2020), Mahmood *et al.* (2013) y Yeh *et al.* (2015), por mencionar algunos, sino que también ha sido utilizado en investigaciones aplicadas.

Por ejemplo, Duong *et al.* (2019) analizaron los efectos de la conductividad hidráulica del suelo y la intensidad de la lluvia en la estabilidad de taludes ribereños, comparando los resultados obtenidos con el software con datos de campo.

De este modo, se seleccionó este software para analizar el efecto de la anisotropía de la conductividad hidráulica de dos taludes compuestos por suelo arcilloso y arena limosa, considerando en ambos casos estratos completamente homogéneos. Para cada tipo de suelo, se variaron las pendientes del talud, eligiéndose inclinaciones de 30° y 60° respecto de la horizontal, con el fin de evaluar el impacto de la anisotropía en la conductividad hidráulica en pendientes suaves y pronunciadas. Los valores seleccionados para las pendientes se basan aquellas observadas en deslizamientos ocurridos en la comuna de Penco durante el evento de junio de 2005 (Baeza Neira, 2019).

En cuanto a las precipitaciones consideradas para el análisis de flujo, se optó por utilizar eventos reales registrados durante un período extenso de 40 días, diferenciándose así de investigaciones previas que empleaban precipitaciones de intensidad constante y en intervalos de tiempo más acotados. Los eventos seleccionados corresponden a dos de los más significativos registrados por estaciones

pluviométricas en la zona centro-sur de Chile, específicamente las lluvias ocurridas en junio de 2000 y 2005. En cuanto a las razones de anisotropía seleccionadas para el análisis, se utilizaron valores de  $k_x/k_y$  iguales a 1, 1.5, 2, 4 y 10, en concordancia con los rangos reportados en la literatura para este tipo de suelos. Posteriormente se analiza en detalle los perfiles de presiones de poro de dos secciones del talud (superior y parte media) y, finalmente, se evalúa la estabilidad del talud mediante el índice de confiabilidad.

Para ilustrar los aspectos a considerar en el estudio, se muestra un diagrama de la metodología propuesta en la Figura 20.

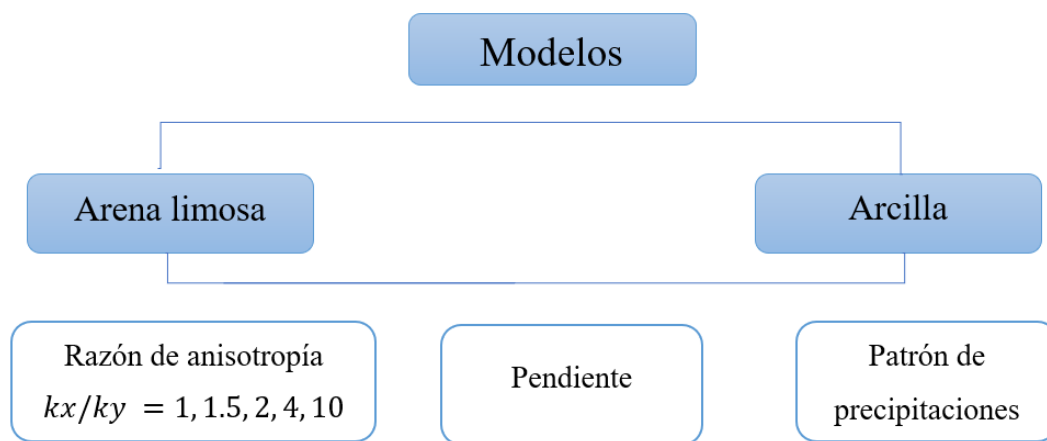


Figura 20. Diagrama de metodología de trabajo

### 4.3.1 Geometría y condiciones de borde

Con el fin de estandarizar la geometría de los casos analizados, se optó por la configuración mostrada en la Figura 21, en la cual el valor de  $H_s$  varía según la pendiente seleccionada. En consecuencia, las dimensiones del talud dependen de  $H_s$ , y sus magnitudes se modifican a medida que este valor cambia.

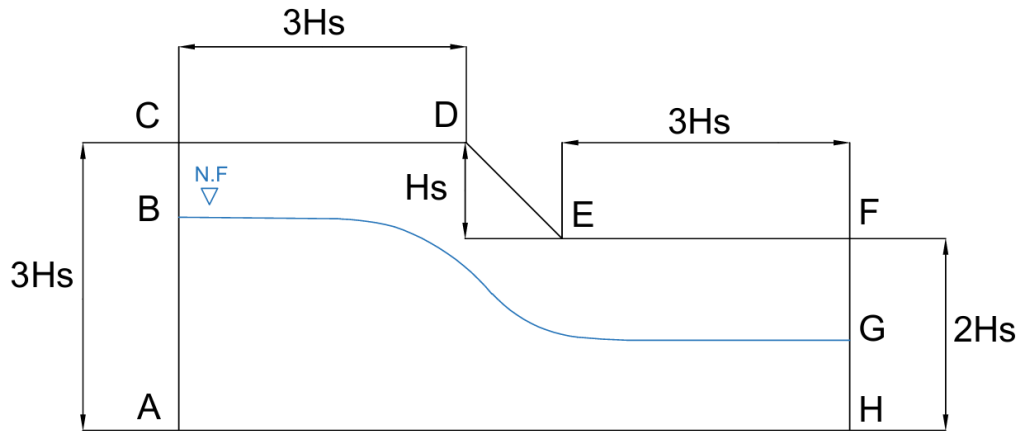


Figura 21. Configuración geométrica del talud y condiciones de borde

En cuanto a las condiciones de borde definidas para el modelo, se establecieron las siguientes configuraciones: los segmentos AB y GH se asignaron como fronteras de nivel de agua, expresadas en metros. El borde CDEF fue modelado como zona de infiltración asociada a las precipitaciones. Por otra parte, los bordes BC y GF permiten el flujo libre desde el talud, mientras que el segmento AH fue considerado como un límite impermeable.

Para la obtención del perfil de presiones de poro en el talud, se escogieron dos zonas de corte que corresponden a la parte superior ( $A'-A'$ ) y al centro ( $B'-B'$ ) del talud, como se indica en la Figura 22.

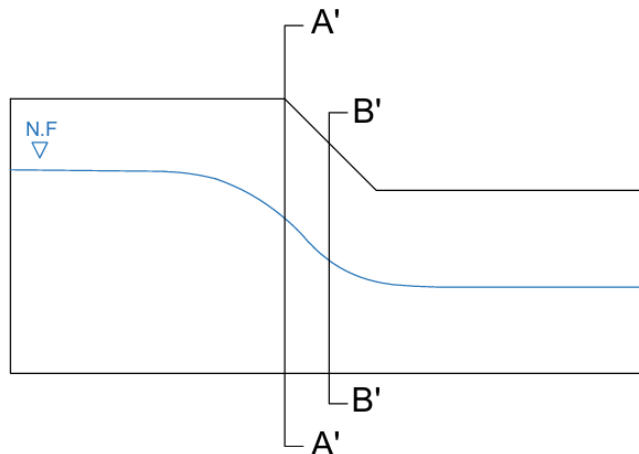


Figura 22. Zonas de corte para la obtención de los perfiles de presiones de poro

#### 4.4 Análisis de flujo (SEEP/W)

La herramienta SEEP/W de GeoStudio, permite realizar el análisis de flujo a través del suelo, en este caso considerando las precipitaciones y el nivel freático que afectan al talud. Para este estudio se utilizará un análisis de flujo transitorio de horizonte de 40 días.

##### 4.4.1 Flujo a través de suelo saturado y no saturado y conductividad anisotrópica

Para poder simular la infiltración de la lluvia y analizar el flujo transitorio bidimensional en un medio saturado/no saturado, el módulo SEEP/W utiliza la siguiente ecuación diferencial propuesta por Fredlund y Rahardjo, (1993), derivada de la ley de Darcy:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + q = m_w \rho_w g \frac{\partial H}{\partial t} \quad (4.5)$$

Donde:

$k_x, k_y$  = conductividad hidráulica en la dirección  $x$  e  $y$  respectivamente

$H$  = carga hidráulica o carga total

$q$  = flujo de frontera aplicado

$\rho_w$  = densidad del agua,       $y$

$m_w$  = capacidad específica de agua

Esta capacidad es definida de la siguiente forma

$$m_w = - \frac{\partial \theta_w}{\partial (u_a - u_w)} \quad (4.6)$$

Donde:

$\theta_w$  = contenido volumétrico de agua

$u_w$  = presión de agua en poros

$u_a =$  presión de aire en poros; y

$u_a - u_w =$  succión matricial

De la expresión anterior se puede inferir que, para la zona bajo el nivel freático, el valor de  $m_w = 0$ , ya que en la zona saturada el contenido volumétrico de agua es constante. Por otro lado, en la zona no saturada, la conductividad hidráulica y  $m_w$  son funciones de la succión matricial.

#### 4.4.2 Función contenido volumétrico de agua

La función de contenido volumétrico de agua o más conocida como VWC (*volumetric water content*) por sus siglas en inglés, describe la capacidad que tiene un suelo para almacenar agua bajo cambios en las presiones matriciales. Para los suelos saturados, se tiene que todos los vacíos están llenos con agua y el contenido volumétrico de agua se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\theta_w = nS \quad (4.7)$$

Donde:

$\theta_w =$  contenido volumétrico de agua

$n =$  porosidad del suelo, y

$S =$  grado de saturación ( en suelos saturados igual a 1.0 o 100%)

Por otro lado, la porosidad del suelo se relaciona con la relación de vacíos,  $e$ , como:

$$e = \frac{n}{1-n} = \frac{wG_s}{S} \quad (4.8)$$

Donde:

$w =$  humedad del suelo

$G_s =$  gravedad específica de los sólidos

Adicionalmente, para los suelos no saturados, el volumen de agua almacenado en los vacíos varía dependiendo de la succión matricial con la presión de poros, donde la succión matricial es definida como la diferencia entre la presión del aire ( $u_a$ ) y la presión de agua ( $u_w$ ). Como el contenido de agua

no es fijo en estos casos, se hace necesaria la VWC para describir como el contenido de agua varía con diferentes presiones en el suelo.

Si bien existen diversas formas para obtener la función de contenido volumétrico de agua, ya sea en laboratorio o utilizando la curva de distribución de tamaño de partícula del suelo, en este estudio se utilizó el método propuesto por Fredlund & Xing (1994), el cual permite obtener la función de contenido volumétrico de agua mediante la siguiente ecuación:

$$\theta_w = C(\Psi) \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[ e + \left( \frac{\Psi}{a} \right)^n \right] \right\}^m} \quad (4.9)$$

Donde:

$\theta_w$  = contenido volumétrico de agua

$\theta_s$  = contenido volumétrico saturado de agua

$e$  = número de Euler (2.71828)

$\Psi$  = presión de poros negativa o succión

$a$  = parámetro de ajuste de la curva, que corresponde al valor del punto de inflección de la función de contenido volumétrico de agua en el cual el aire ingresa al suelo

$n$  = parámetro de ajuste de la curva, controla la pendiente una vez que el valor de entrada del aire es excedido

$m$  = parámetro de ajuste de la curva, relacionado al contenido de agua residual

$C(\Psi)$  = coeficiente de corrección que permite un decrecimiento progresivo en el contenido de agua a succiones altas, definida como

$$C(\Psi) = 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{\Psi}{\Psi_r} \right)}{\ln \left( 1 + \frac{10^6}{\Psi_r} \right)} \quad (4.10)$$

Donde:

$\Psi_r$  = succión residual

Para estimar las funciones de contenido volumétrico de agua de los suelos considerados en el estudio, se utilizaron los valores de contenido volumétrico de agua residual ( $\theta_r$ ) y de agua saturada ( $\theta_s$ ) obtenidos mediante el programa *Rosseta*, desarrollado por el USDA (*U.S Department of Agriculture*), mientras que los parámetros de ajuste de la curva  $a$ ,  $n$  y  $m$  fueron determinados a partir de las expresiones propuestas por Sierra & Sánchez (2024), las cuales fueron desarrolladas para diversos tipos de suelos naturales y muestran una dependencia del contenido de fino de los suelos, como se indica a continuación:

$$\begin{aligned} a &= 0.738e^{0.065(CF)} \\ n &= 0.977 - 0.0044(CF) \\ m &= 0.323 + 0.0012(CF) \end{aligned} \quad (4.11)$$

Los valores utilizados en el modelo se resumen en la Tabla 3, la cual presenta las propiedades hidráulicas y el contenido de finos correspondientes a los suelos analizados:

**Tabla 3. Parámetros de entrada para estimar función de contenido volumétrico de agua**

Tipo de suelo	$\theta_r$	$\theta_s$	Contenido de finos (%)	$a$	$n$	$m$
Arena limosa (SM)	0,049	0,390	26,5	4,132	0,860	0,355
Arcilla (CH)	0,098	0,459	78,5	121,351	0,632	0,417

#### 4.4.3 Función conductividad hidráulica

La medición directa de la función de conductividad hidráulica no saturada suele ser compleja, razón por la cual se recurre con frecuencia a estimaciones basadas en la función de contenido volumétrico de agua, ya sea medida o previamente estimada. Por este motivo, dicho enfoque es uno de los más utilizados cuando se dispone de un modelo predictivo adecuado.

Estos métodos de estimación permiten, en general, predecir la forma de la función de conductividad hidráulica no saturada a partir del valor de la conductividad en estado saturado del suelo, el cual resulta más sencillo de obtener en condiciones experimentales.

SEEP/W cuenta con tres métodos distintos para predecir funciones de conductividad hidráulica no saturada, todos ellos, utilizando una función de contenido volumétrico de agua y la conductividad hidráulica saturada del suelo. Dentro de estos métodos se pueden mencionar los siguientes:

- Green y Corey, (1971)
- Van Genuchten, (1980)
- Fredlund *et al.* (1994)

Para este caso de estudio, se utilizó el modelo de Fredlund *et al.* (1994), por la gran cantidad de estudios en la que fue utilizada (Mahmood *et al.* (2013), Yeh *et al.* (2015), Yu *et al.* (2020), por nombrar algunas investigaciones).

La ecuación que rige este método es la siguiente:

$$k_w = k_s \frac{\sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^y) - \theta(\Psi)}{e^{yi}} \theta'(e^{yi})}{\sum_{i=1}^N \frac{\theta(e^y) - \theta_s(\Psi)}{e^{yi}} \theta'(e^{yi})} \quad (4.12)$$

Donde:

$k_w$  = conductividad hidráulica calculada para un contenido de agua especificado o una presión de poros negativa

$k_s$  = conductividad hidráulica saturada

$\theta$  = contenido volumétrico de agua

$\theta_s$  = contenido volumétrico de agua saturado

$e$  = número de Euler (2.71828)

$y$  = variable ficticia de integración que representa el logaritmo de la presión de poros negativa

$i$  = el intervalo en el rango entre  $j$  a  $N$

$j$  = la menor succión

$N$  = la mayor succión

$\Psi$  = succión correspondiente al rango  $j - \text{ésimo}$

$\theta'$  = primera derivada de la función contenido volumétrico de agua

Para este estudio se utilizaron valores típicos de conductividad hidráulica saturada correspondientes a los tipos de suelo seleccionados, los cuales se encuentran reportados tanto en la literatura especializada como en las bases de datos del USDA. Estos valores se resumen en la siguiente tabla.

**Tabla 4. Conductividad hidráulica considerada para cada tipo de suelo**

<b>Tipo de suelo</b>	<b>Kx Saturada (m/s)</b>
Arena limosa (SM)	$10^{-3}$
Arcilla (CH)	$10^{-8}$

#### **4.4.4 Precipitaciones y parámetros climáticos**

Dos eventos importantes que afectaron la zona centro-sur del país en los últimos años, fueron seleccionados para el análisis de infiltración, en específico los ocurridos en los meses de junio de los años 2000 y 2005 respectivamente. Ambos eventos causaron deslizamientos de laderas en la zona afectada, siendo el del 2005 uno de los más devastadores dejando 5 personas fallecidas, 1514 albergados y 758 viviendas destruidas de acuerdo con información entregada por el informe geológico sobre las remociones en masa causadas por las lluvias del 2005. (SERNAGEOMIN, 2005)

Para este mismo evento, los registros indican que entre la mañana del 26 y 27 de junio del año 2005, precipitaron 162,4 mm. Además, se observaron deslizamientos de taludes en Cocholgue, Barrio Modelo, sector Agüita de la Perdiz, Chiguayante, Cerro Caracol y Cerro la Pólvara, dejando este último en tres fallecidos.



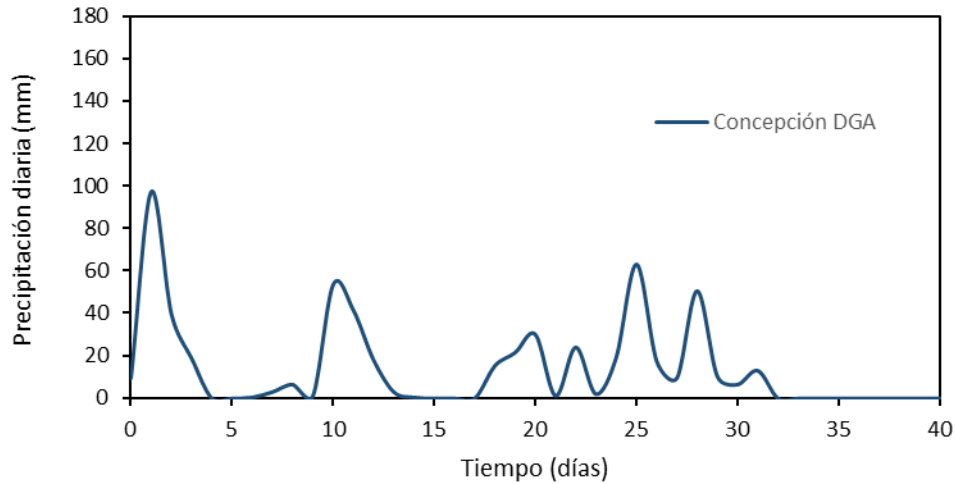
**Figura 23. Deslizamiento Cerro La Pólvara, Calle Prieto, causando la destrucción de una vivienda y tres fallecidos. Fuente: (SERNAGEOMIN, 2005)**



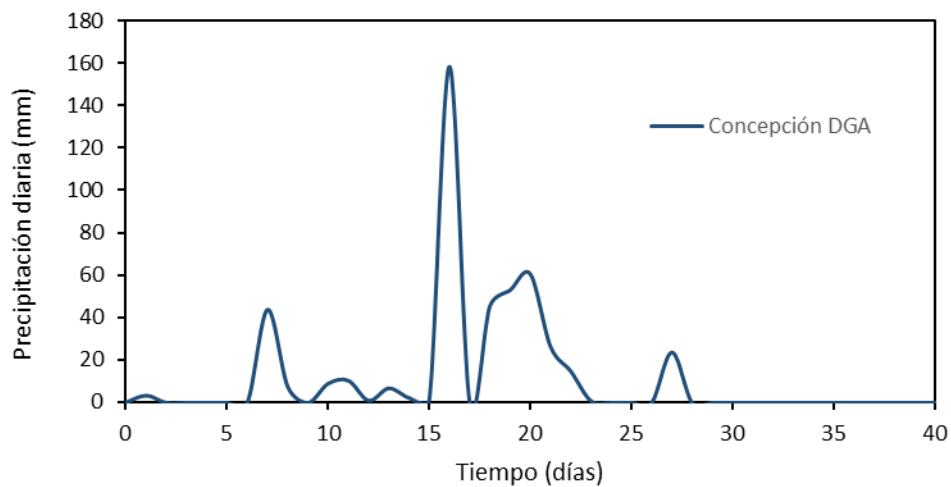
**Figura 24. Deslizamiento en sector Agüita de la Perdiz y deslizamiento rotacional en Caleta grande, Cocholgüe. Fuente: (SERNAGEOMIN, 2005)**

En relación al efecto de las precipitaciones en el deslizamiento de taludes, investigaciones como la de Mardones et al. (1994) señalan que, para el caso de Concepción, una intensidad de lluvia diaria superior a 50 mm y una acumulación de precipitaciones superior a 100 mm en un lapso de 72 horas son condiciones consideradas como generadoras de potenciales derrumbes. Estas condiciones se cumplen en los eventos seleccionados de los años 2000 y 2005.

Para incorporar dichos eventos al estudio, se recopilaron las precipitaciones diarias acumuladas registradas en la estación Concepción de la Dirección General de Aguas (DGA), como lo indican la Figura 25 y 26.



**Figura 25. Precipitación diaria registrada en junio del 2000**



**Figura 26. Precipitación diaria registrada en junio del 2005**

Otras variables necesarias para ingresar al modelo y obtener una mejor caracterización de los eventos, son la temperatura del aire, humedad relativa y velocidad del viento, para lo cual se obtuvieron datos registrados por la red agrometeorológica del INIA en la estación Carriel Sur y Chiguayante entre los años 2018 y 2022, comprendidos en el mes de junio con el fin de obtener valores representativos en el período de ocurrencia de los eventos. A continuación, se muestra en la Tabla 5 los valores promedio para el mes de junio incluida su desviación estándar.

Tabla 5. Parámetros climáticos ingresados en el modelo

Mes	Temperatura del aire		Humedad relativa		Velocidad de viento	
	(°C)		(%)		(km/h)	
	Promedio	Desv.	Promedio	Desv.	Promedio	Desv.
Junio	9,69	0,66	86,89	2,11	10,71	2,94

#### 4.5 Análisis de estabilidad (SLOPE/W)

##### 4.5.1 Factor de seguridad

Para la obtención del factor de seguridad se utiliza el método de Morgenstern-Price, basado en la teoría de equilibrio límite. A diferencia de métodos más antiguos, este método satisface el equilibrio de fuerzas y momentos, obteniendo una mayor precisión en los resultados. La expresión se muestra a continuación

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{n_s} \frac{c'_i b_i + (W_i + P_i \cos \beta_i - u_a b_i) \tan \phi'_i + (u_a - u_w) b_i \tan \phi_b}{[1 + (\tan \phi'_i \tan \alpha_i) / FS] \cos \alpha_i}}{\sum_{i=1}^{n_s} W_i \sin \alpha_i - r_i P_i} \quad (4.15)$$

Con el fin de realizar un análisis más específico y representar de mejor forma la estabilidad del talud, se considera el índice de confiabilidad  $\beta$ . Esto debido a que no necesariamente un talud con un factor de seguridad (FS) más alto es más estable que otro con un FS inferior. En otras palabras, un talud puede contar con un valor medio de FS igual a 1.5 y una desviación estándar de 0.5, lo que lo haría más susceptible al deslizamiento en comparación con otro talud que presente un FS medio de 1.2 y una desviación estándar de solo 0.1.

El índice de confiabilidad es definido en términos de la media y la desviación estándar del factor de seguridad como se indica en la siguiente ecuación:

$$\beta = \frac{\mu_{FS} - 1}{\sigma_{FS}} \quad (4.14)$$

Donde:

$\mu_{FS}$  = Media del factor de seguridad

$\sigma_{FS}$  = Desviación estándar del factor de seguridad

En base a los valores del índice de confiabilidad  $\beta$ , es posible clasificar la estabilidad del talud según la Tabla 6, utilizando los rangos establecidos por la *US Army*, (1999).

Tabla 6. Índices de confiabilidad objetivo. Fuente: (*US Army*, 1999)

Nivel de desempeño esperado	$\beta$	Probabilidad de desempeño no satisfactorio
Alto	5	0.000003
Bueno	4	0.00003
Sobre el promedio	3	0.001
Bajo el promedio	2,5	0.006
Deficiente	2	0.023
No satisfactorio	1,5	0.07
Peligroso	1	0.16

#### 4.5.2 Propiedades del suelo

Para todos los análisis realizados en este estudio se consideró el modelo constitutivo Mohr-Coulomb, debido a que es uno de los modelos más utilizados en la práctica actual. En condiciones ubicadas por sobre el nivel freático, la presión de agua en los poros del suelo es negativa en comparación con la presión de aire en los poros, lo que se conoce comúnmente como succión matricial. Bajo estas condiciones, la resistencia al corte no varía al mismo ritmo que en la zona saturada del suelo (presiones de poros positivas). Por lo tanto, se emplea una forma modificada de la ecuación de Mohr-Coulomb, propuesta por Fredlund *et al.* (1978), para describir adecuadamente la resistencia al corte en suelos no saturados.

La ecuación de resistencia al corte es

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)\tan\phi^b \quad (4.15)$$

Donde:

$c'$  = cohesión efectiva

$\sigma_n - u_a$  = esfuerzo normal neto

$\phi^b$  = ángulo que expresa el incremento en la resistencia por un incremento en la succión matricial

Por otro lado, los parámetros de resistencia al corte del suelo, tanto para el talud de arcilla como para el de arena limosa, son considerados como variables aleatorias, considerando a estos suelos como estadísticamente homogéneos, lo que significa que sus parámetros de resistencia tienen un único valor medio y un coeficiente de variación (COV), como se indica en la Tabla 7. Además, los valores de los parámetros de los suelos son obtenidos de prospecciones realizadas en el campus de la Universidad de Concepción por el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad de Concepción (2024). Mientras que los valores de los COV, indicados en la Tabla 8, fueron obtenidos del *U.S Army Corps of Engineer* (1999).

**Tabla 7. Valores medios de parámetros ingresados al modelo constitutivo Mohr-Coulomb**

Tipo de suelo	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$S_u$ (kPa)	$\phi'_{cs}$ (°)
Arena limosa (SM)	20,6	16,87	0	0	34
Arcilla (CH)	17,86	12,85	9,8	53,56	30

**Tabla 8. Valores de COV para los suelos considerados**

COV (%)	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$S_u$ (kPa)	$\phi'_{cs}$ (°)
Arena limosa (SM)	4	4	-	-	9
Arcilla (CH)	4	4	20	20	10

Además, se ha demostrado mediante la literatura que los parámetros de cohesión efectiva y ángulo de fricción están correlacionados negativamente, esto es, que un material con alto  $\phi'$  tiende a tener un bajo valor de  $c'$  y viceversa. Wolff (1985) plantea que el valor del coeficiente de correlación ( $r$ ) es de -0,47, Lumb (1970) por su parte propone que este valor se encuentra entre -0.70 y -0.37. Debido a estos resultados, se decide utilizar un valor de  $r = -0.25$ , al igual que en la investigación de Mahmood *et al.* (2013).

#### 4.6 Análisis de esfuerzos efectivos (SIGMA/W)

Para comprender lo que ocurre en los esfuerzos efectivos en el suelo tras la ocurrencia de la infiltración, se utiliza el módulo de SIGMA/W del programa GeoStudio. En particular, para ejemplificar de forma general el efecto de la precipitación sobre un talud, se emplea únicamente el evento del año 2005 en el talud de 30° conformado por arena limosa.

Para este análisis, es necesario definir el valor del módulo de elasticidad del suelo  $E_s$ , el cual al tratarse de un suelo no cohesivo varía en profundidad (Idriss & Seed, 1968). Por ello, se utilizan los resultados obtenidos de un ensayo CPTu realizado en una arena limosa por el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad de Concepción (2024), como se muestra en la Figura 27.

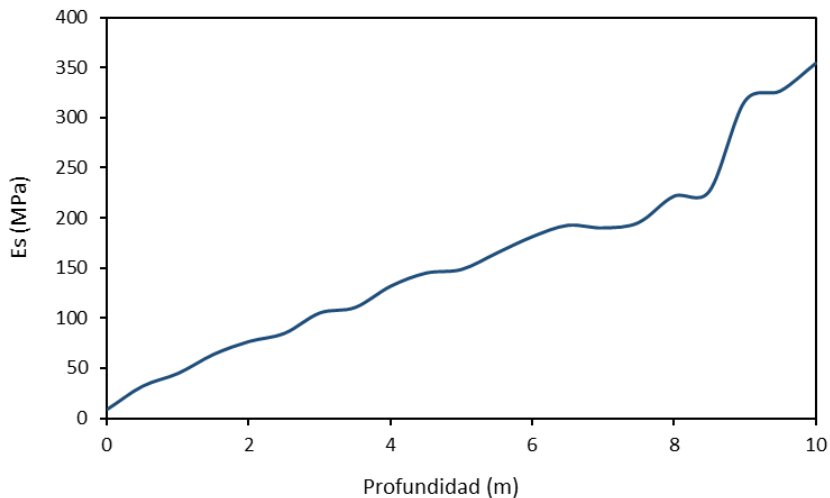


Figura 27. Gráfica módulo secante en profundidad. Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos UdeC (2024)

## 4.7 Conclusiones

En este capítulo se estableció la metodología utilizada para evaluar la influencia de la anisotropía en la estabilidad de taludes. Se partió con la realización de un ensayo de consolidación unidimensional, que permitió obtener valores representativos de conductividad hidráulica en la dirección horizontal y vertical, indicando la metodología y la normativa usada en laboratorio. Posteriormente, se definieron los parámetros geotécnicos necesarios para el modelado numérico, incluyendo propiedades de resistencia al corte, funciones hidráulicas, los eventos climáticos y el uso del índice de confiabilidad para la evaluación de la estabilidad. Con estos insumos, se desarrollaron los modelos en GeoStudio, variando el tipo de suelo, la pendiente y los eventos de precipitación, lo que permitió abordar el análisis con base en condiciones reales.

## CAPÍTULO 5 RESULTADOS

### 5.1 Introducción

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos a partir del ensayo de consolidación y de los modelos numéricos desarrollados en GeoStudio en los módulos de SEEP/W y SLOPE/W. Se analizan los efectos del tipo de suelo, la pendiente, el patrón de precipitación y la razón de anisotropía sobre la evolución de las presiones de poro, índice de confiabilidad y esfuerzos efectivos.

### 5.2 Ensayo de consolidación

Previo al ensayo de consolidación, la muestra fue llevada a laboratorio donde se realizó el análisis granulométrico, límites de consistencia, propiedades índice y densidades, como lo indican la Tabla 9 a la 12.

**Tabla 9. Análisis granulométrico LNV 105**

<b>Tamiz</b>	<b>% En peso que pasa</b>
N°4	100
N°10	100
N°20	99
N°40	84
N°60	60
N°200	40

**Tabla 10. Límites de consistencia NCh 1517/I, NCh 1517/II**

Límite Líquido (%)	45
Límite Plástico (%)	43
Índice de plasticidad (%)	2

**Tabla 11. Propiedades índices NCh 1532, NCh 1515**

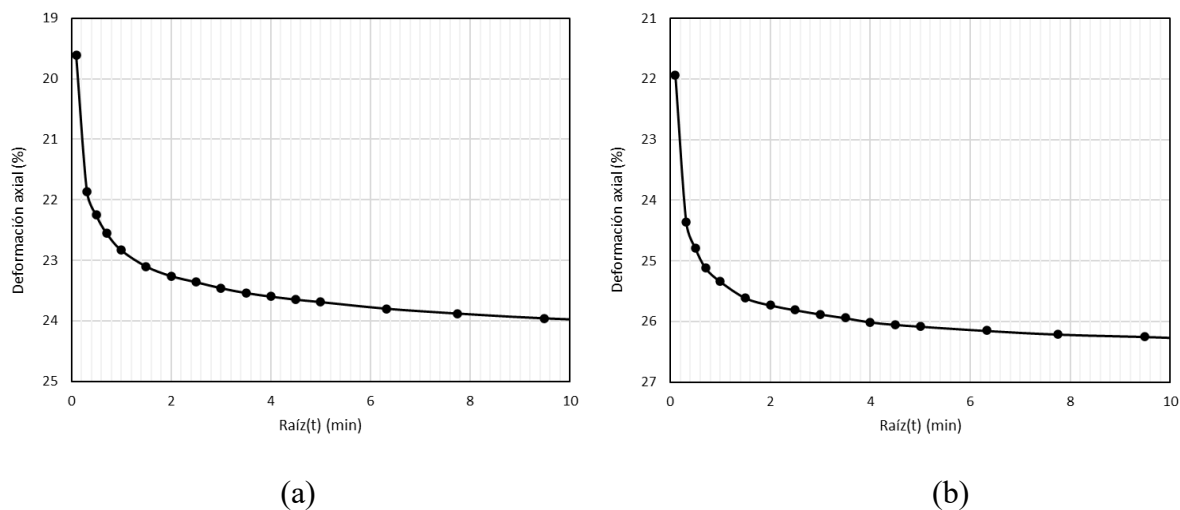
Peso específico Gs	2,61
Humedad natural (%)	33,29

**Tabla 12. Densidades de terreno NCh 1516 Of 79**

Densidad húmeda (kg/dm <sup>3</sup> )	1,450
Densidad seca (kg/dm <sup>3</sup> )	1,088

De acuerdo con los resultados generados, la muestra extraída clasifica como arena limosa (SM) de acuerdo con la clasificación USCS.

Una vez finalizado el ensayo de consolidación se tomaron los resultados obtenidos para cada estado carga, obteniendo gráficas de deformación axial- tiempo, como lo indica la Figura 28.



**Figura 28. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 1784,7 kPa. (a) muestra horizontal, (b) muestra vertical.**

De esta forma, las Tablas 13 y 14 resumen los resultados obtenidos para diversos estados de carga de la muestra cargada en dirección horizontal y en dirección vertical respectivamente.

Tabla 13. Resumen resultados de ensayo de consolidación muestra horizontal

Carga (kPa)	$e_i$	$e_f$	$\varepsilon$ (%)	$m_v$ (1/kPa)	$C_h$ (cm <sup>2</sup> /s)
148.5	1.4207	1.3972	0.0282	$1.2995 \cdot 10^{-4}$	$3.2565 \cdot 10^{-2}$
297.2	1.3972	1.3417	0.0507	$1.5497 \cdot 10^{-4}$	$2.8495 \cdot 10^{-2}$
594.3	1.3417	1.1967	0.1095	$2.0785 \cdot 10^{-4}$	$4.5591 \cdot 10^{-2}$
1189	1.1967	0.9855	0.1951	$1.6156 \cdot 10^{-4}$	$3.7993 \cdot 10^{-2}$
1784.7	0.9855	0.8669	0.2432	$1.0044 \cdot 10^{-4}$	$3.2565 \cdot 10^{-2}$

Tabla 14. Resumen resultados de ensayo de consolidación muestra vertical

Carga (kPa)	$e_i$	$e_f$	$\varepsilon$ (%)	$m_v$ (1/kPa)	$C_v$ (m <sup>2</sup> /s)
148.5	1.4773	1.4529	0.0346	$1.3252 \cdot 10^{-4}$	$2.2796 \cdot 10^{-2}$
297.2	1.4529	1.3660	0.0688	$2.3824 \cdot 10^{-4}$	$1.8996 \cdot 10^{-2}$
594.3	1.3660	1.2065	0.1316	$2.2699 \cdot 10^{-4}$	$3.0394 \cdot 10^{-2}$
1189	1.2065	0.9834	0.2194	$1.7001 \cdot 10^{-4}$	$1.6283 \cdot 10^{-2}$
1784.7	0.9834	0.8639	0.2664	$1.0107 \cdot 10^{-4}$	$2.8495 \cdot 10^{-2}$

Así se puede llegar a una relación entre  $k_x/k_y$  para cada estado de carga, como se indica en la siguiente tabla

Tabla 15. Razones de anisotropía para diversos estados de carga

Carga (kPa)	$k_x/k_y$
148.5	1.40
297.2	1,00
594.3	1.37
1189	2.22
1784.7	1.15

### 5.3 Modelo GeoStudio: Efecto del tipo de suelo

#### 5.3.1 Arena Limosa

Para los taludes compuestos por arena limosa, se observa una respuesta superficial significativa ante ambos eventos de precipitación (años 2000 y 2005). Esta se manifiesta en un aumento de la presión de poros tras el inicio del proceso de infiltración, siendo dicho incremento aún más pronunciado durante el *peak* de intensidad de la lluvia. Es en este punto donde comienzan a evidenciarse las primeras diferencias al considerar distintas razones de anisotropía incluidas en el estudio. Para ilustrar este comportamiento, en las Tablas 16 y 17 se presenta la evolución de la presión de poros en superficie durante los 40 días analizados para ambos eventos de precipitación, considerando un talud de 30°.

**Tabla 16. Presiones de poro (kPa) a lo largo del tiempo de estudio en la superficie del corte A'-A', correspondientes al evento del año 2000**

Día	$k_r = 1$	$k_r = 1.5$	$k_r = 2$	$k_r = 4$	$k_r = 10$
0	-50	-50	-50	-50	-50
10	-14.414	-10.972	-8.774	-3.932	-1.087
20	-12.869	-10.916	-9.182	-3.174	0
30	-10.208	-8.638	-7.091	-2.385	0
40	-29.666	-25.508	-22.337	-13.312	-4.701

**Tabla 17. Presiones de poro (kPa) a lo largo del tiempo de estudio en la superficie del corte A'-A', correspondientes al evento del año 2005**

Día	$k_r = 1$	$k_r = 1.5$	$k_r = 2$	$k_r = 4$	$k_r = 10$
0	-50	-50	-50	-50	-50
10	-23.546	-22.656	-22.166	-19.980	-18.951
20	-6.532	-4.434	-2.971	-0.283	0
30	-19.544	-16.169	-13.483	-5.363	-1.199
40	-37.603	-31.588	-27.133	-14.982	-6.904

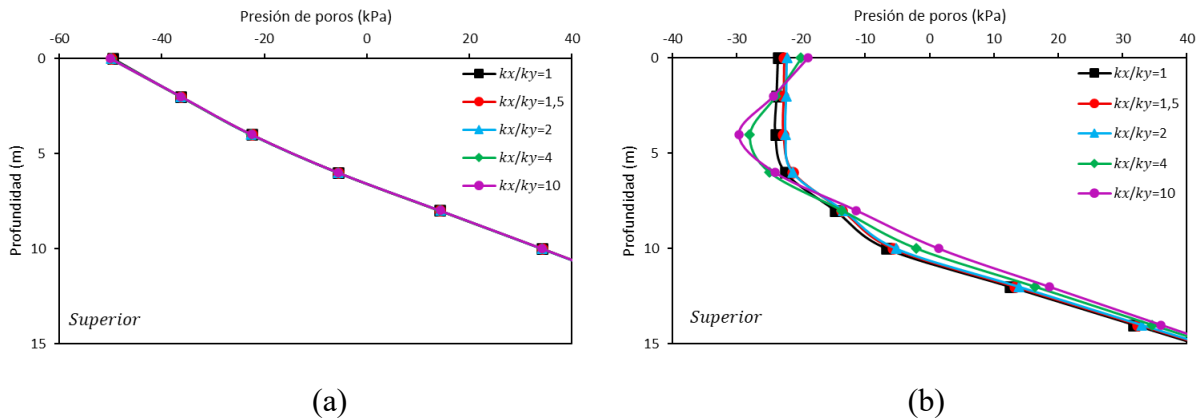
A partir de la información presentada en las Tablas 16 y 17, se evidencia claramente la diferencia en las presiones de poros superficiales al considerar distintos valores de la razón de anisotropía de la

conductividad hidráulica  $k_r$ . Se observa una pérdida de capilaridad a medida que aumenta dicha razón. En particular, la diferencia entre los casos  $k_x/k_y = 10$  y  $k_x/k_y = 1$  supera el 80 % en términos de presión de poros durante prácticamente todo el periodo de análisis, según lo detallado en la Tabla 18.

**Tabla 18. Diferencias porcentuales entre  $k_x/k_y = 10$  y  $k_x/k_y = 1$  de las presiones de poros registradas en superficie, para los diversos eventos meteorológicos**

Día	Evento año 2000	Evento año 2005
	$\Delta(k_x/k_y)$	$\Delta(k_x/k_y)$
0	0%	0%
10	92.45%	19.52%
20	100%	100%
30	100%	93.86%
40	84.15%	81.64%

La Figura 29 muestra las gráficas de presión de poros en profundidad correspondientes al corte A'-A' del talud, durante el evento meteorológico del año 2005. En particular, la Figura 29 (d) destaca la marcada diferencia en superficie al comparar distintas razones de anisotropía, observándose que los mayores valores de presión de poros se alcanzan cuando se considera la razón de anisotropía más elevada  $k_r$ .



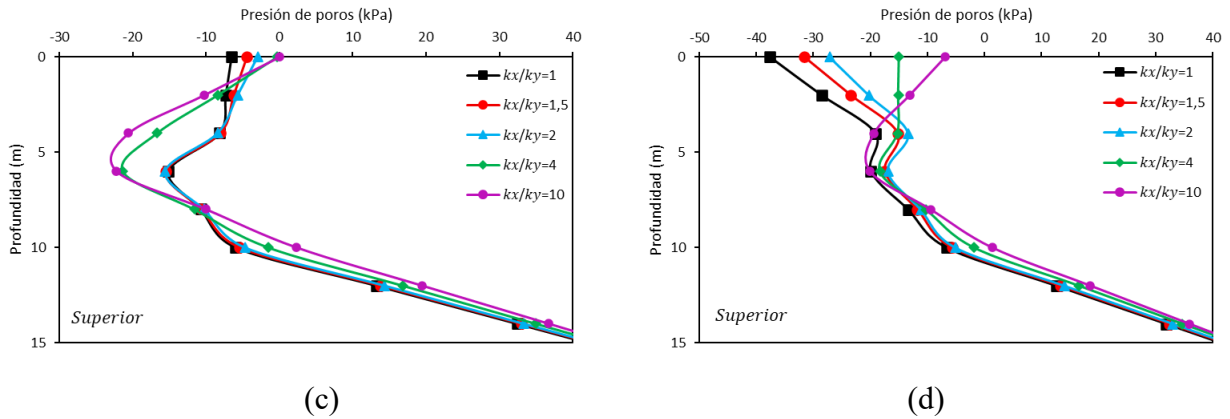
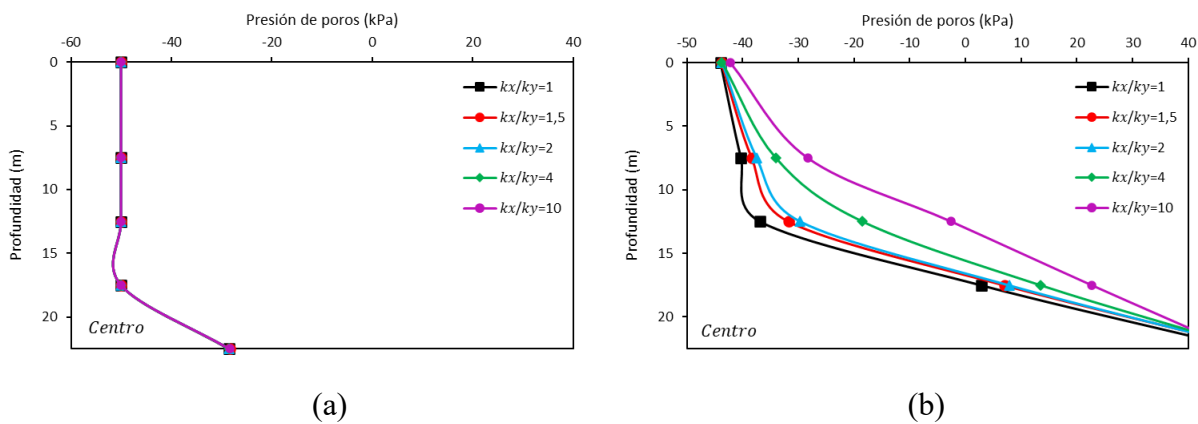
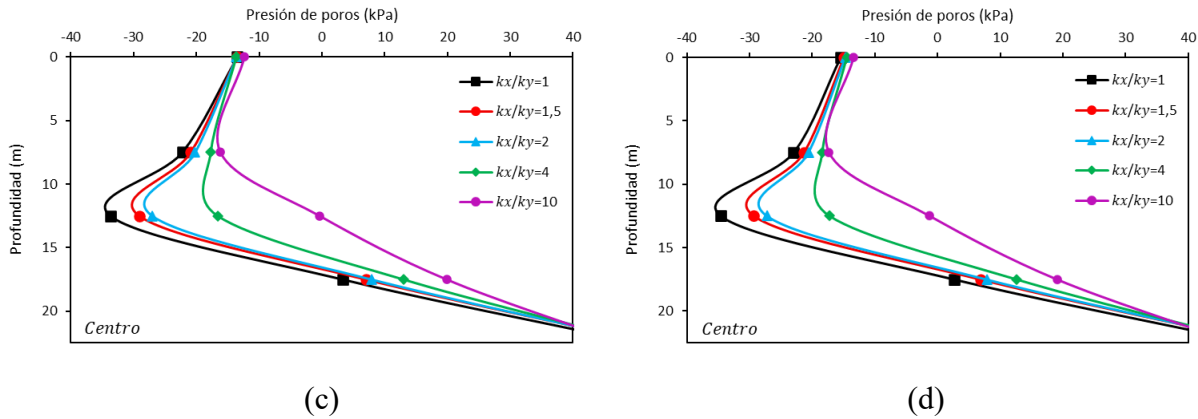


Figura 29. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arena limosa en el evento del 2005 con pendiente de 30°. (a) T=0 días, (b) T=10 días, (c) T=20 días, (d) T=40 días.

Al analizar el efecto de la infiltración en la presión de poros en profundidad, se puede generalizar que, durante el evento del año 2005 en el talud de 60°, se presentan diferencias significativas según la razón de anisotropía hidráulica. Tal como se observa en la Figura 30, correspondiente al corte central de la pendiente (B'-B'), en el tramo comprendido entre los 8 y 15 metros de profundidad se evidencian presiones de poro considerablemente mayores en los casos con razones de anisotropía más altas. Este incremento en la presión de poros conlleva un ascenso del nivel freático, especialmente en los casos  $k_x/k_y = 4$  y  $k_x/k_y = 10$ . Esto se aprecia con claridad en la Figura 30 (c), donde a una profundidad de 12 m se alcanza una presión de poros de 0 kPa para  $k_x/k_y = 10$ , indicando la presencia de nivel freático, mientras que para el caso isotrópico a la misma profundidad se registra una presión de 35 kPa, sin indicios de saturación.





**Figura 30. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arena limosa en el evento del 2005 con pendiente de 60°. (a) T=0 días, (b) T=10 días, (c) T=20 días, (d) T=40 días.**

Este efecto sobre el nivel freático se debe a que, al tratarse de un suelo con buena permeabilidad, incluso al considerar una razón de anisotropía elevada ( $k_r = 10$ ), el coeficiente de permeabilidad vertical ( $k_y = 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ ) sigue siendo alto. En el análisis realizado, el coeficiente de permeabilidad horizontal se mantiene constante, por lo que, al introducir la anisotropía, es el valor vertical el que se reduce. Esta condición permite que la infiltración modifique significativamente el nivel freático, elevándolo, lo que a su vez conlleva una disminución del índice de confiabilidad al evaluar la estabilidad del talud, como se analizará más adelante.

El comportamiento observado en las presiones de poro para la arena limosa es consistente con lo reportado por Yu *et al.* (2020), quienes estudiaron suelos arenosos bajo distintas razones de anisotropía. Tal como se presenta en la Figura 31, sus resultados evidencian un mayor contenido volumétrico de agua en superficie en los casos con valores más altos de  $k_r$ . Asimismo, en los tres cortes analizados del talud por Yu *et al.* (2020), se observa un ascenso del nivel freático en las condiciones con mayor razón de anisotropía, lo que se traduce en un valor constante del contenido volumétrico de agua.

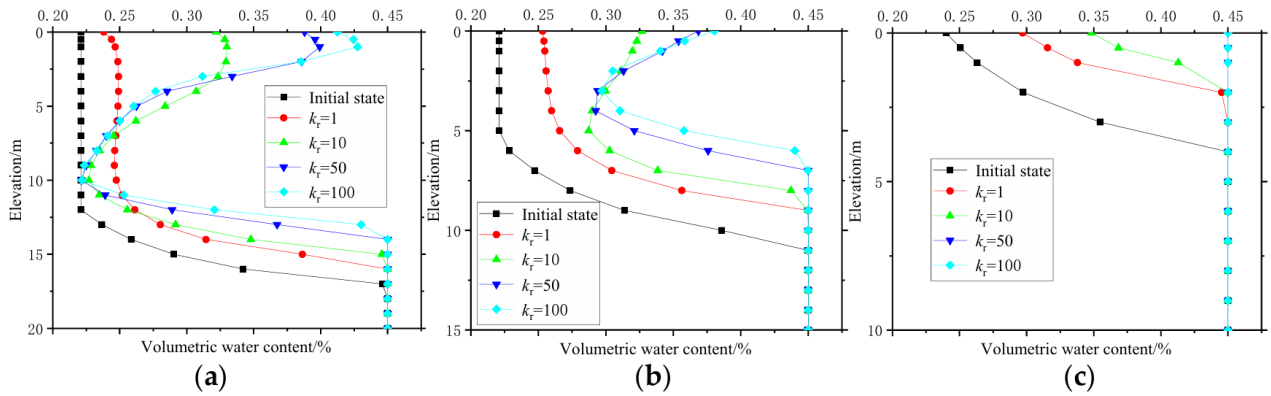


Figura 31. Variación del contenido volumétrico de agua bajo diversos valores de  $k_r$ , para suelo arenoso. (a) Parte superior del talud con  $\alpha = 0^\circ$ . (b) Centro del talud con  $\alpha = 0^\circ$ . (c) Pie del talud con  $\alpha = 0^\circ$ . (Yu *et al.* 2020)

Como consecuencia del aumento del nivel freático en los modelos con alta anisotropía, se obtiene un menor valor del índice de confiabilidad. En contraste, para el caso isotrópico y aquellos con menores valores de  $k_r$ , dicho índice resulta más elevado. Esta diferencia se explica porque, bajo condiciones anisotrópicas donde  $k_x > k_y$ , la infiltración de agua en dirección horizontal favorece un ascenso drástico del nivel freático. Esto conlleva a una reducción de la resistencia del suelo y, por ende, a una disminución en el índice de confiabilidad. Una vez finalizado el periodo de infiltración (día 30), comienza un proceso de recuperación de la capilaridad, tendiendo a restablecer las condiciones iniciales del suelo, lo que se traduce en un aumento progresivo del índice de confiabilidad. Estos fenómenos se ilustran claramente en las Figuras 32 y 33, donde se presentan las gráficas del índice de confiabilidad en función del tiempo para el talud de arena limosa con inclinación de  $30^\circ$ , correspondientes a los eventos de precipitación de los años 2000 y 2005, respectivamente.

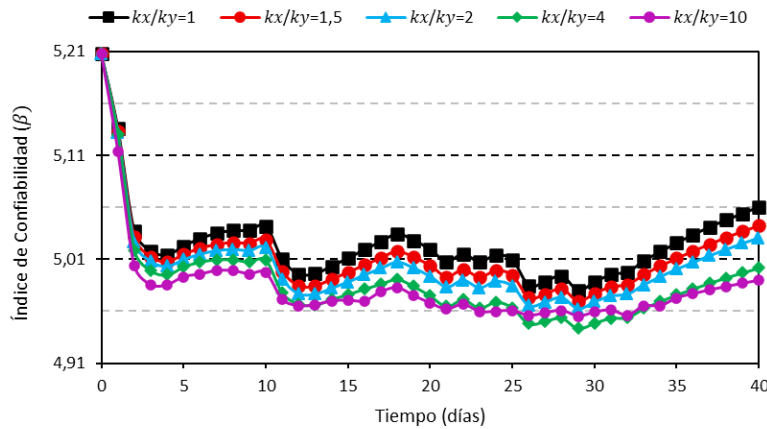


Figura 32. . Índice de confiabilidad para talud de arena limosa en el evento del 2000 con pendiente de  $30^\circ$

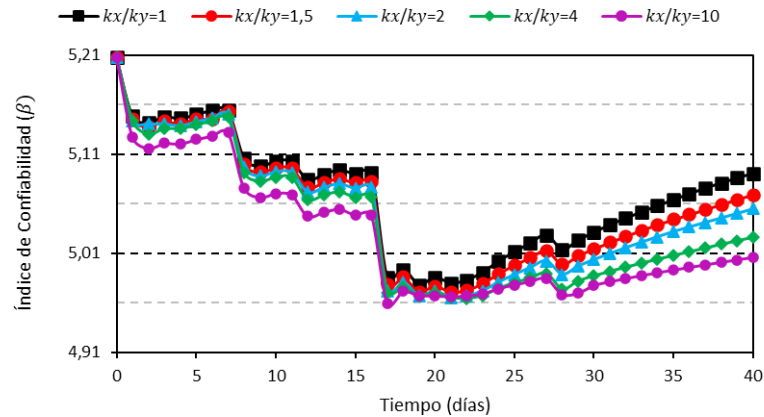


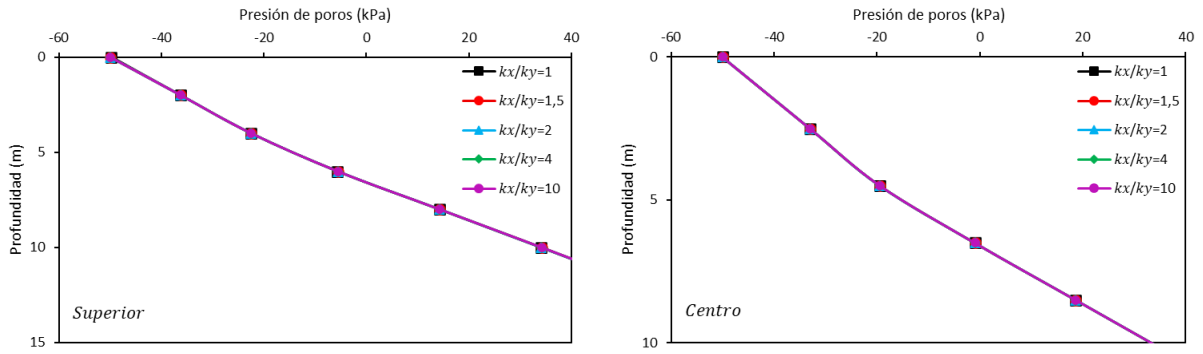
Figura 33. Índice de confiabilidad para talud de arena limosa en el evento del 2005 con pendiente de 30°

A partir de ambas figuras, se infiere con claridad que el índice de confiabilidad disminuye a medida que aumenta la razón de anisotropía  $k_r$ , especialmente en los casos con  $k_r = 4$  y  $k_r = 10$ , en comparación con la condición de conductividad hidráulica isotrópica. En particular, para el evento de precipitaciones del año 2000, al finalizar el periodo de modelación, se observa una reducción del índice de confiabilidad del 2,7 % en el caso isotrópico, mientras que para el caso con  $k_x/k_y = 10$ , la disminución alcanza un 4,1 % respecto del valor inicial del índice.

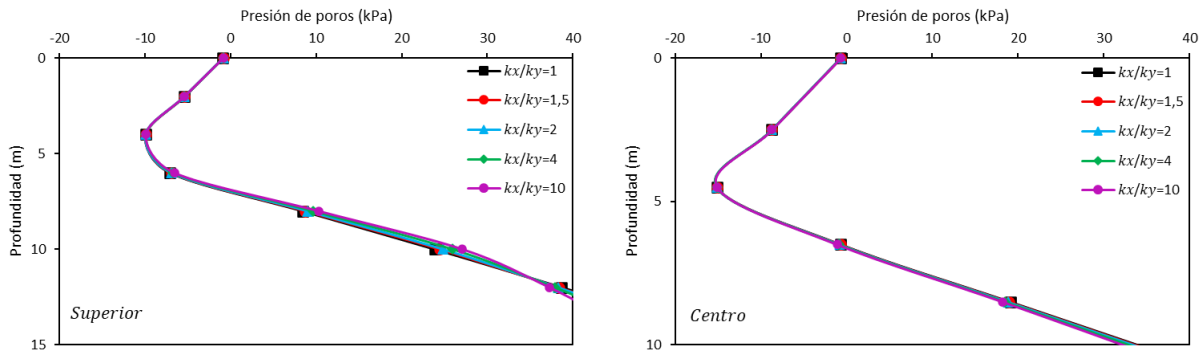
### 5.3.2 Arcilla

Los resultados obtenidos para los taludes compuestos por suelo arcilloso difieren significativamente de aquellos observados en los taludes de arena limosa. En términos generales, se constató que, en todos los modelos analizados, los cambios en las presiones de poro y en la estabilidad del talud fueron prácticamente nulos, incluso al considerar diferentes valores de la razón de anisotropía. No obstante, se identificó una leve mejora en la estabilidad para los casos con mayores valores de anisotropía, en comparación con el modelo isotrópico, como se discutirá más adelante.

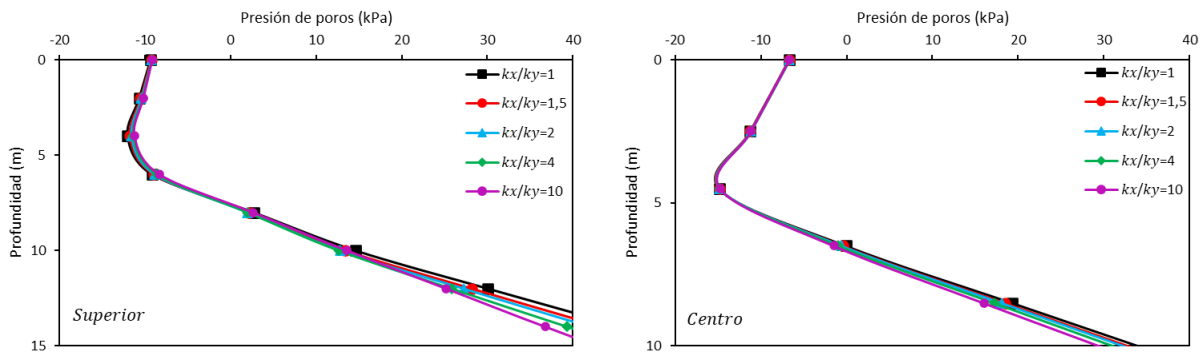
Para ilustrar los resultados en arcilla, se analiza el evento de precipitación ocurrido en junio del año 2000. En relación con las presiones de poro, se observa que, desde el inicio hasta el final del análisis, no se registran variaciones significativas entre los distintos valores de anisotropía, incluso al considerar dos cortes del talud (A'-A' y B-B'), como se muestra en la Figura 34.



(a)



(b)



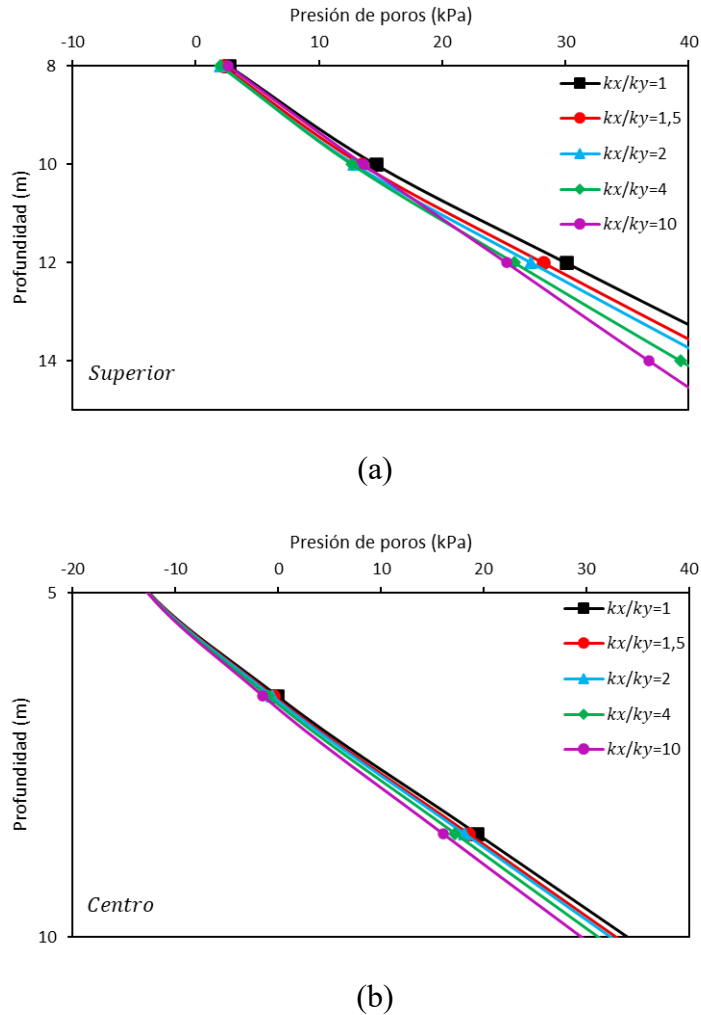
(c)

Figura 34. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arcilla en el evento del 2000 con pendiente de 30°.

(a) T=0 días, (b) T=5 días, (c) T=40 días.

Sin embargo, una vez finalizado el periodo de precipitaciones, se aprecia una leve diferencia en las presiones de poro entre los 8 y 15 metros de profundidad, como se muestra en la Figura 34 (c). En esta se observan presiones de poro ligeramente menores en los modelos con mayor anisotropía en la conductividad hidráulica, lo que se traduce en una sutil mejora en la estabilidad del talud.

Este comportamiento se evidencia con mayor claridad en la Figura 35, donde se presentan las presiones de poro al último día de análisis. En la Figura 35 (a) se muestran los resultados correspondientes al corte A'-A' (entre los 8 y 15 metros de profundidad), mientras que en la Figura 35 (b) se ilustran las presiones de poro entre los 5 y 10 metros de profundidad para el corte B'-B'.



**Figura 35. Acercamiento de perfil de presión de poros en elevación para talud de arcilla en el evento del 2000 con pendiente de 30°. (a) corte superior A'-A' , (b) corte en el centro B'-B'**

A partir de la información presentada en la Figura 35, se observa que, en profundidad, las presiones de poro son ligeramente menores en los modelos con mayores valores de  $k_r$ . Esta leve diferencia se traduce en una mejora en la estabilidad del talud, evidenciada por un mayor índice de confiabilidad en los casos con alta anisotropía. Así lo demuestran las Figuras 36 y 37, donde los modelos con mayores razones de anisotropía presentan un mejor desempeño en términos de estabilidad en comparación con el modelo isotrópico.

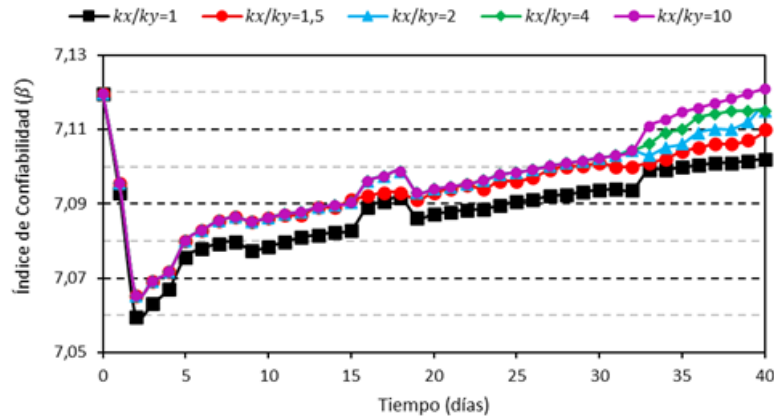


Figura 36. Índice de confiabilidad para talud de arcilla de 30° en el evento del 2000

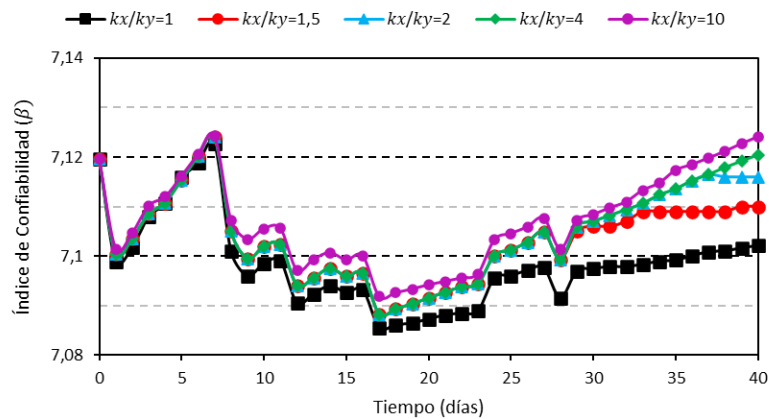


Figura 37. Índice de confiabilidad para talud de arcilla de 30° en el evento del 2005

Los resultados obtenidos en términos de estabilidad coinciden con el comportamiento del índice de confiabilidad en suelos arcillosos reportado por Yeh *et al.* (2015). En dicho estudio, se observa que la estabilidad del talud presenta una variación prácticamente nula a lo largo del tiempo, incluso al considerar distintas razones de anisotropía en la conductividad hidráulica. Este comportamiento se encuentra representado en la Figura 38, donde se muestra que la estabilidad de un talud arcilloso permanece prácticamente constante, incluso frente a diferentes patrones de precipitación.

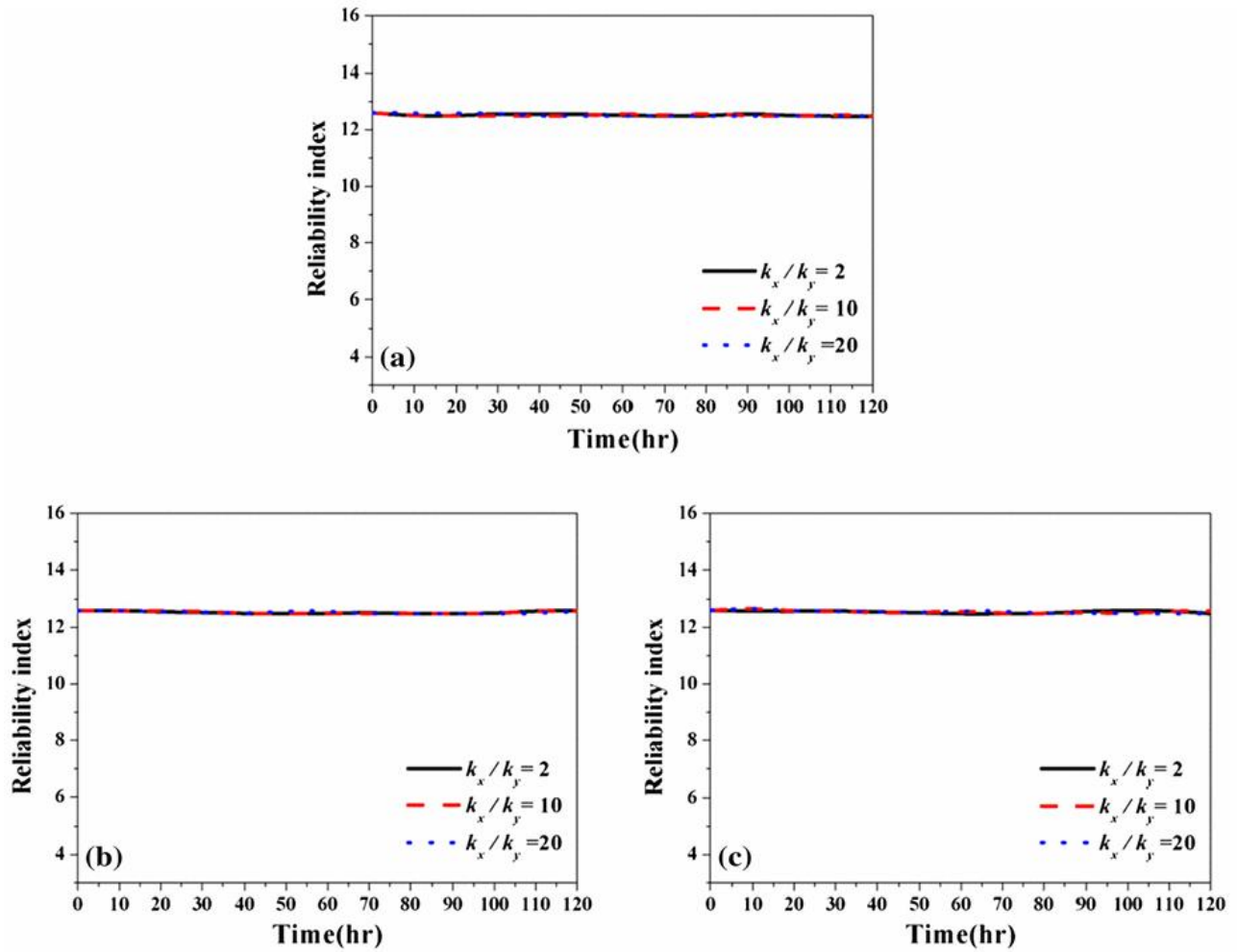


Figura 38. Variación del índice de confiabilidad de la arcilla a distintas razones de anisotropía, (a) patrón de lluvia adelantada; (b) patrón de lluvia normal; y (c) patrón de lluvia retrasada. (Yeh *et al.* 2015)

## 5.4 Modelo GeoStudio: Efecto de la pendiente

### 5.4.1 Arena limosa

Otro aspecto relevante por considerar en los resultados es el efecto de la inclinación del talud frente a distintas razones de anisotropía en la conductividad hidráulica. En el caso del talud compuesto por arena limosa, se observa una variación significativa en el índice de confiabilidad al incorporar anisotropía, evidenciándose una mayor estabilidad para el caso isotrópico en comparación con los modelos anisotrópicos, tal como se señaló previamente en el apartado relativo al efecto del tipo de suelo.

Cabe destacar que esta diferencia en el índice de confiabilidad entre las distintas razones de anisotropía se acentúa al aumentar la pendiente del talud. Este efecto se aprecia claramente en los eventos de precipitación de los años 2000 y 2005, según los resultados mostrados en las Figuras 39 (b) y 40 (b).

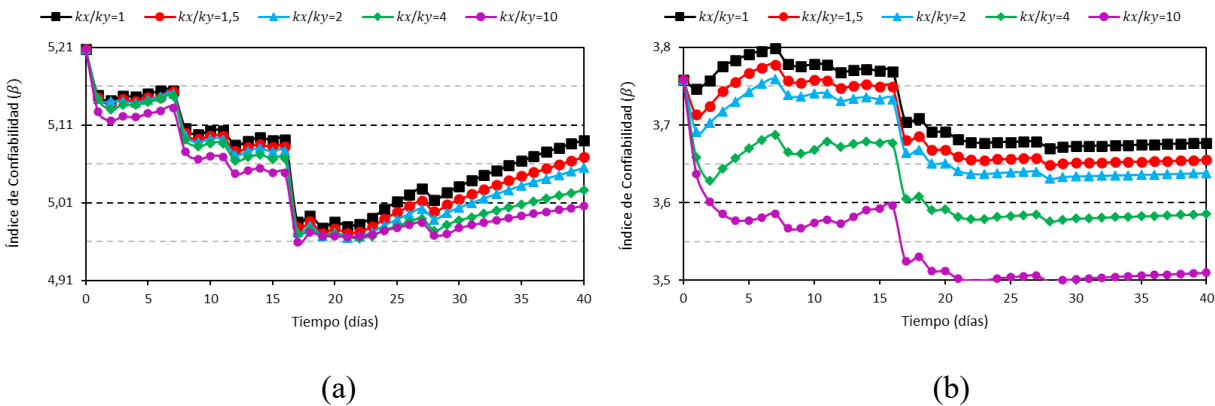


Figura 39. Índice de confiabilidad para talud de arena limosa en el evento del 2005. (a) pendiente de 30°, (b) pendiente de 60°

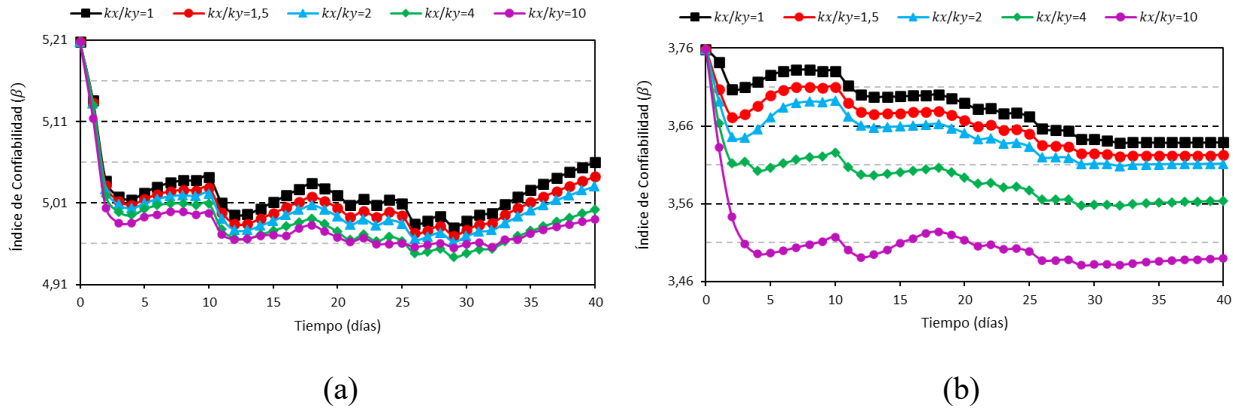


Figura 40. Índice de confiabilidad para talud de arena limosa en el evento del 2000. (a) pendiente de 30°, (b) pendiente de 60°

Con el fin de profundizar en el análisis de esta brecha entre la estabilidad del modelo isotrópico y los anisotrópicos, se presentan en las Tablas 19 y 20 las diferencias en el índice de confiabilidad entre los modelos isotrópicos y aquellos con la mayor razón de anisotropía ( $k_x/k_y = 10$ ) en distintos días del periodo de análisis. Se observa claramente que las mayores discrepancias se producen en el talud con mayor pendiente, como se evidencia en la Tabla 20. En particular, para el décimo día del evento de precipitaciones del año 2000, se registra una diferencia del 5,7 % en el índice de confiabilidad entre ambos modelos.

Tabla 19. Diferencia del índice de confiabilidad entre caso de mayor anisotropía e isotrópico para talud de arena limosa de 30°

Día	Evento año 2000	Evento año 2005
	$\Delta (k_x/k_y)$	$\Delta (k_x/k_y)$
0	0 %	0 %
10	0.894 %	0.639 %
20	1.028 %	0.370 %
30	0.578 %	1.066 %
40	1.396 %	1.663 %

**Tabla 20. Diferencia del índice de confiabilidad entre caso de mayor anisotropía e isotrópico para talud de arena limosa de 60°**

<b>Día</b>	<b>Evento año 2000</b>	<b>Evento año 2005</b>
	$\Delta (k_x/k_y)$	$\Delta (k_x/k_y)$
0	0 %	0 %
10	5.729 %	5.403 %
20	4.767 %	4.859 %
30	4.423 %	4.655 %
40	4.109 %	4.552 %

Además de acentuar la brecha en términos de estabilidad entre los distintos grados de anisotropía al momento de aumentar la pendiente del talud, este mismo generó una disminución global en la estabilidad, tanto en las condiciones iniciales como finales, según lo ilustrado en las Figuras 39 y 40. Para complementar esta observación, las Tablas 21 y 22 presentan la disminución final del índice de confiabilidad respecto al valor inicial, posterior a ambos eventos de precipitación, para cada una de las pendientes analizadas.

**Tabla 21. Disminución del índice de confiabilidad para diversos eventos meteorológicos en talud de arena limosa de 30°**

<b>Razón de anisotropía</b>	<b>Evento 2000</b>	<b>Evento 2005</b>
$k_x/k_y = 1$	2.708 %	2.152 %
$k_x/k_y = 1.5$	3.077 %	2.570 %
$k_x/k_y = 2$	3.306 %	2.846 %
$k_x/k_y = 4$	3.872 %	3.418 %
$k_x/k_y = 10$	4.129 %	3.823 %

**Tabla 22. Disminución del índice de confiabilidad para diversos eventos meteorológicos en talud de arena limosa de 60°**

<b>Razón de anisotropía</b>	<b>Evento 2000</b>	<b>Evento 2005</b>
$k_x/k_y = 1$	3.167 %	2.155 %
$k_x/k_y = 1.5$	3.622 %	2.737 %
$k_x/k_y = 2$	3.912 %	3.194 %

$k_x/k_y = 4$	5.172 %	4.598 %
$k_x/k_y = 10$	7.136 %	6.606 %

### 5.4.2 Arcilla

En contraste con los resultados obtenidos para el talud de arena limosa — donde el incremento de la pendiente acentuaba la brecha en estabilidad entre el modelo isotrópico y el de mayor anisotropía —, en el caso del talud compuesto por suelo arcilloso se observó un comportamiento diferente. Al aumentar la inclinación del talud de 30° a 60°, los resultados de estabilidad se mantuvieron prácticamente inalterados, reduciéndose notablemente la diferencia entre los índices de confiabilidad de los modelos con  $k_x/k_y = 1$  y  $k_x/k_y = 10$ . Este comportamiento se evidencia en las Figuras 41 (b) y 42 (b).

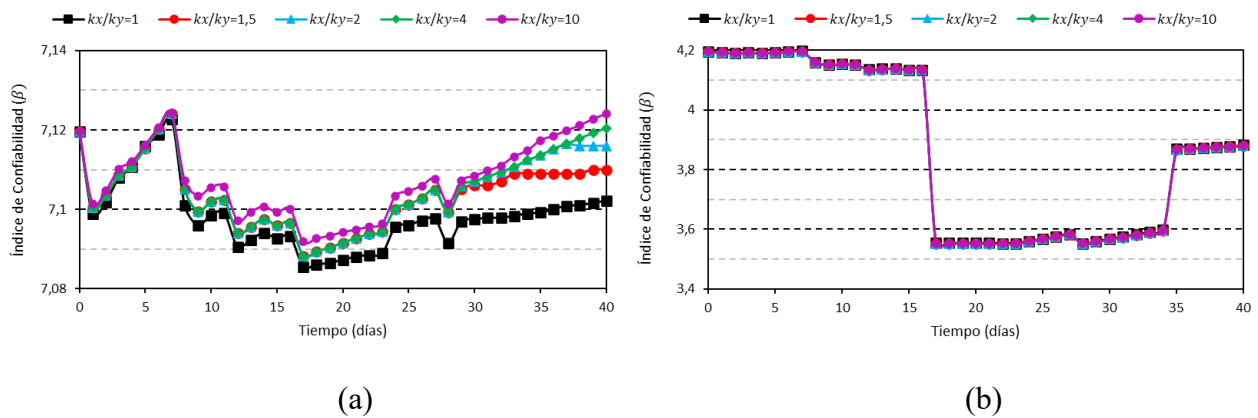


Figura 41. Índice de confiabilidad para talud de arcilla en el evento del 2005. (a) pendiente de 30°, (b) pendiente de 60°

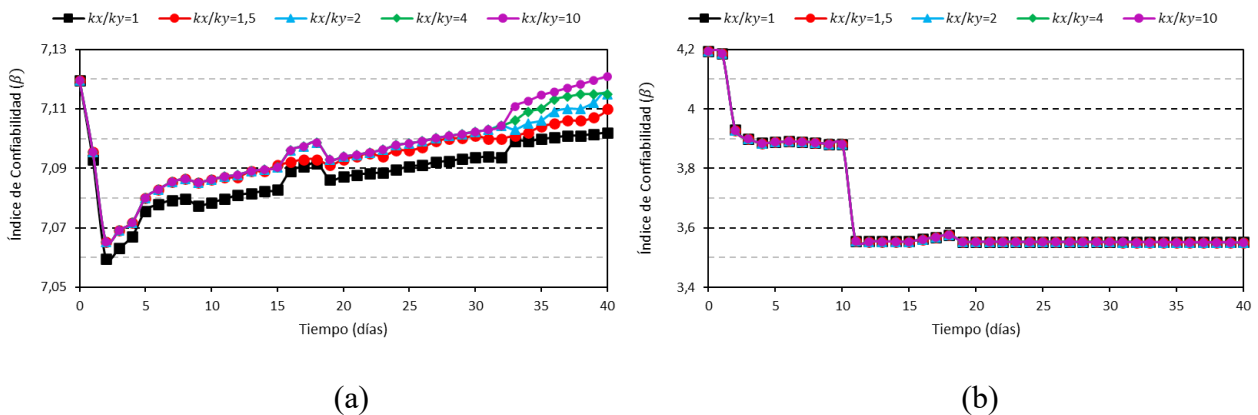


Figura 42 Índice de confiabilidad para talud de arcilla en el evento del 2000. (a) pendiente de 30°, (b) pendiente de 60°

Para cuantificar esta diferencia, se presentan en las Tablas 23 y 24 las brechas existentes entre los modelos isotrópicos y aquellos con la mayor razón de anisotropía en distintos días del análisis. En particular, se observa que, para el talud con pendiente de 60°, dichas brechas son del orden de 0.015 % a 0.034 %, lo que evidencia que las curvas del índice de confiabilidad en función del tiempo tienden a converger a medida que se incrementa la inclinación del talud.

**Tabla 23. Diferencia del índice de confiabilidad entre caso de mayor anisotropía e isotrópico para talud de arcilla de 30°**

Día	Evento año 2000	Evento año 2005
	$\Delta(k_x/k_y)$	$\Delta(k_x/k_y)$
0	0 %	0 %
10	0.109 %	0.098 %
20	0.094 %	0.097 %
30	0.121 %	0.154 %
40	0.267 %	0.308 %

**Tabla 24. Diferencia del índice de confiabilidad entre caso de mayor anisotropía e isotrópico para talud de arcilla de 60°**

Día	Evento año 2000	Evento año 2005
	$\Delta(k_x/k_y)$	$\Delta(k_x/k_y)$
0	0 %	0 %
10	0.016 %	0.015 %
20	0.033 %	0.034 %
30	0.032 %	0.035 %
40	0.034 %	0.034 %

Cabe destacar que, si bien al aumentar la pendiente del talud las curvas correspondientes a las distintas razones de anisotropía se tornaron prácticamente idénticas, las diferencias observadas en el talud con inclinación de 30° tampoco fueron sustanciales. Según lo indicado en la Tabla 23, las discrepancias entre los modelos isotrópicos y de mayor anisotropía en este caso oscilaron entre un 0.09 % y un 0.3 %.

Por otro lado, tal como se observa en las Figuras 41 (a) y 42 (a), la estabilidad del talud con pendiente de 30° mostró muy poca variación frente a los eventos de lluvia de los años 2000 y 2005. Esta estabilidad es respaldada por los datos de la Tabla 25, que indican una disminución final del índice de confiabilidad respecto al valor inicial en un rango acotado de 0.05 % a 0.245 %. Incluso, en algunos modelos se obtuvo un leve aumento del índice de confiabilidad respecto al valor inicial, como es el caso de  $k_r = 1.5$  y  $k_r = 10$  en el evento del año 2000, y de  $k_r = 4$  y  $k_r = 10$  en el evento del año 2005.

**Tabla 25. Disminución del índice de confiabilidad para diversos eventos meteorológicos en talud de arcilla de 30°**

Razón de anisotropía	Evento 2000	Evento 2005
$k_x/k_y = 1$	0.245 %	0.232 %
$k_x/k_y = 1.5$	-0.037 %	0.134 %
$k_x/k_y = 2$	0.246 %	0.050 %
$k_x/k_y = 4$	0.106 %	-0.030 %
$k_x/k_y = 10$	-0.037 %	-0.087 %

En el caso del talud con pendiente de 60°, la reducción del índice de confiabilidad final respecto al valor inicial fue considerablemente más evidente, alcanzando aproximadamente un 15 % para el evento de precipitaciones del año 2000 y un 7 % para el del año 2005, según lo indicado en la Tabla 26. Estos resultados evidencian que el aumento de la pendiente del talud tiene un efecto claramente desfavorable sobre su estabilidad.

**Tabla 26. Disminución del índice de confiabilidad para diversos eventos meteorológicos en talud de arcilla de 60°**

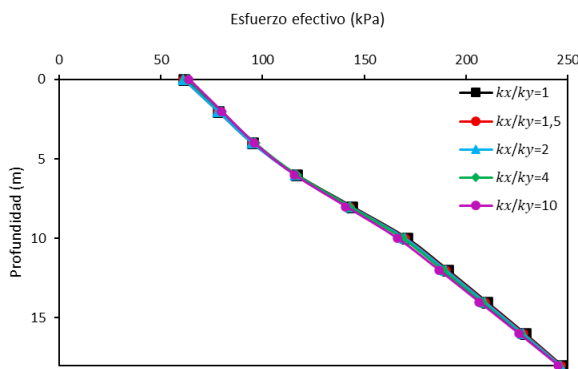
Razón de anisotropía	Evento 2000	Evento 2005
$k_x/k_y = 1$	15.343 %	7.399 %
$k_x/k_y = 1.5$	15.381 %	7.430 %
$k_x/k_y = 2$	15.381 %	7.430 %
$k_x/k_y = 4$	15.381 %	7.430 %
$k_x/k_y = 10$	15.372 %	7.430 %

### 5.5 Modelo GeoStudio: Efecto del patrón de precipitación

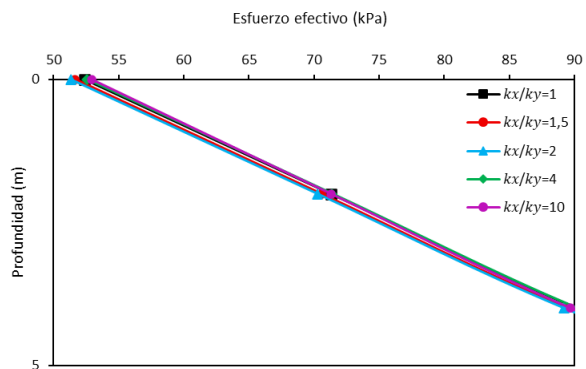
Los resultados obtenidos muestran que tanto en el caso del talud de arcilla como en el de arena limosa, la estabilidad se ve reducida al momento de registrarse los puntos de mayor intensidad de la precipitación. En los eventos correspondientes a los años 2000 y 2005, dichos peaks ocurren en los días 1 y 16, respectivamente. Esta condición se evidencia en los perfiles de presión de poros y en la evolución del índice de confiabilidad a lo largo del tiempo.

### 5.6 Modelo GeoStudio: Efecto en los esfuerzos efectivos

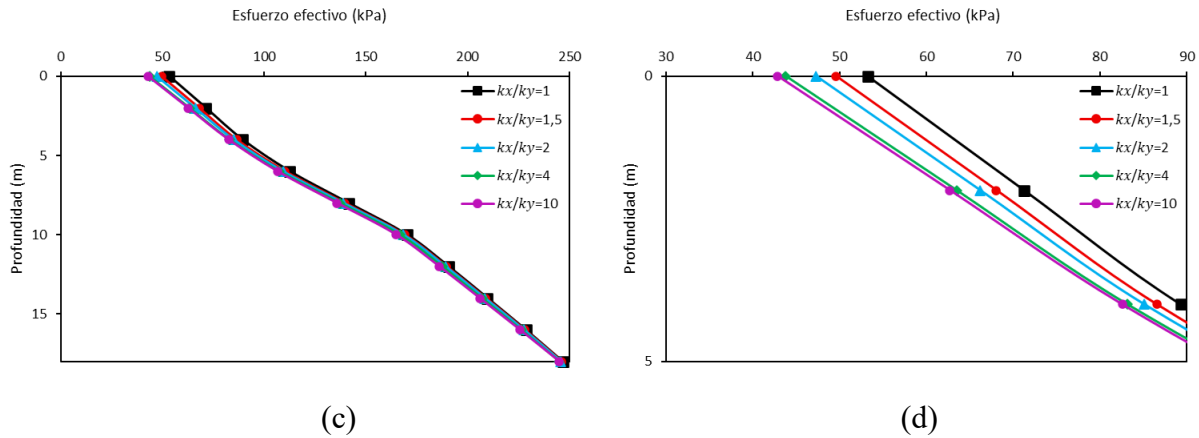
Con el objetivo de analizar los cambios en los esfuerzos efectivos en los modelos desarrollados, se estudia el efecto del evento del año 2005 sobre un talud de arena limosa con una pendiente de 30°, considerado como caso general. Para ello, se realiza un análisis temporal en los días 0, 5, 10, 20, 30 y 40, enfocado en la parte superior del talud, específicamente en el corte A–A'. A fin de representar estos resultados, la Figura 43 (a) y (c) muestran los perfiles de esfuerzos efectivos en profundidad correspondientes a los días 5 y 40, mientras que en la Figura 43 (b) y (d), se analiza el perfil desde la superficie hasta los 5 metros de profundidad.



(a)



(b)



**Figura 43. Perfil de esfuerzos efectivos en elevación para talud de arena en el evento del 2005 con pendiente de 30°. (a) T=5 días, (b) T=5 días acercamiento, (c) T=40 días, (d) T=40 días acercamiento.**

De la Figura 43 (b), se aprecia que, al día 5, los esfuerzos efectivos son prácticamente iguales para las distintas razones de anisotropía consideradas, a causa de la baja intensidad de precipitación. Sin embargo, tras el avance del evento lluvioso, que alcanza una duración total de 30 días, el perfil correspondiente al día 40 muestra diferencias más marcadas. En particular, la Figura 43 (d) muestra una disminución del esfuerzo efectivo en los casos con alta razón de anisotropía, lo que concuerda con el aumento de la presión de poros descrito en el apartado anterior.

### 5.7 Conclusiones

Los resultados muestran que la anisotropía tiene un efecto más significativo en los taludes compuestos por arena limosa, especialmente en pendientes pronunciadas y bajo precipitaciones intensas. En contraste, los taludes arcillosos muestran una escasa sensibilidad a la anisotropía debido a su baja conductividad hidráulica. En general, los cambios en el índice de confiabilidad fueron poco relevantes en términos de magnitud, lo cual sugiere que el uso de modelos isotrópicos puede ser una aproximación válida en muchos casos de diseño.

## CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES

Posterior a los resultados obtenidos en el presente estudio, en el que se evaluaron distintos tipos de suelos, pendientes, patrones de precipitación, y como estos factores afectaban a la estabilidad de los taludes incluyendo diferentes razones de anisotropía, es posible establecer una serie de conclusiones relevantes como se indican a continuación:

- Los análisis de infiltración y estabilidad resultaron ser coherentes con estudios previos realizados en suelos similares, como los de Yu *et al.* (2020) y Yeh *et al.* (2015). Esta concordancia fortalece la validez de la metodología utilizada.
- Al tratarse de casos de precipitaciones reales, a diferencia de casos analizados en la literatura, estos presentan una intensidad y duración irregular, por lo que se vuelve particularmente complejo estandarizar los efectos sobre la presión de poros y la estabilidad del talud. Aun así, al considerar eventos con *peaks* de intensidad bien definidos, se logró focalizar el análisis en los momentos críticos, identificándose un cambio de comportamiento evidente tanto en los perfiles de presión de poros como en la evolución del índice de confiabilidad.
- Se observó que los descensos en el índice de confiabilidad coinciden temporalmente con los máximos de intensidad de lluvia.
- Para el caso de la arena limosa, se observa un efecto negativo en la estabilidad del talud a mayores valores de  $k_r$ , a causa de la elevación del nivel freático por la buena permeabilidad de este tipo de suelo. Este efecto se enfatiza para el caso del talud con pendiente pronunciada.
- Para suelos arcillosos, no se observaron cambios relevantes en la estabilidad ni en las presiones de poros ante variaciones en la razón de anisotropía. Esto se debe a la baja conductividad hidráulica en la dirección horizontal y vertical que posee este material.

- Al considerar el total de los 40 modelos desarrollados, se concluye que la anisotropía de la conductividad hidráulica no genera un cambio sustancial en la estabilidad del talud, para los suelos y condiciones estudiadas, recalcando que se trata de un modelo simplificado respecto a estratigrafía y variabilidad espacial.

En cuanto a la arcilla, la diferencia de estabilidad entre el caso de conductividad hidráulica isotrópica y de máxima anisotropía ( $k_r = 10$ ) es de máximo un 0.3% en el talud de 30° en el evento del 2005. El mayor efecto se detectó en el caso de la arena limosa, con pendiente pronunciada, al comparar  $k_r = 1$  con  $k_r = 10$ , donde se evidenció una diferencia del 5.7% en el índice de confiabilidad al décimo día en las precipitaciones del 2000. Sin embargo, este valor resulta no ser trascendente bajo las condiciones de pendiente, estratigrafía y precipitaciones usadas en el estudio, por lo que se podría proponer el uso de un modelo de conductividad hidráulica isotrópica para arcillas e inclusive para arenas limosas. No obstante, para extrapolar esta condición para fines de diseño, se propone para estudios posteriores modelar casos con diversas estratigrafías y funciones hidráulicas, incluyendo la comparación y validación con datos de terreno.

## REFERENCIAS

Alonso, Eduardo (1989), Métodos generales de equilibrio límite. En Corominas, J. (editor), “Estabilidad de Taludes y Laderas Naturales”, Monografía n°3, Sociedad Española de Geomorfología, pp. 119-166.

ASTM International. (2020). ASTM D2435/D2435M – 11(2020), *Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading*. West Conshohocken, PA: ASTM International. [https://doi.org/10.1520/D2435\\_D2435M-11R20](https://doi.org/10.1520/D2435_D2435M-11R20)

Baeza Neira, J. M. (2019). Caracterización de taludes urbanos en zonas de cambio de uso de suelo de la comuna de Penco (Proyecto de título para optar al título de Ingeniero Civil). Universidad del Bío-Bío, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Concepción, Chile.

Bagarello, V., Sferlazza, S., & Sgroi, A. (2009). *Testing laboratory methods to determine the anisotropy of saturated hydraulic conductivity in a sandy-loam soil*. *Geoderma*, 154(1-2), 52–58. <https://doi.org/10.1016/j.geoderma.2009.09.012>

Biswas, N., Chakraborty, S., Mosadegh, L., Puppala, A. J., & Corcoran, M. (2020). *Influence of anisotropic permeability on slope stability analysis of an earthen dam during rapid drawdown*. En *Geo-Congress 2020 (GSP 316)*, pp. 29–39). American Society of Civil Engineers (ASCE).

Budhu, M. (2011). *Soil mechanics and foundations* (3rd ed.). Wiley.

Centre for Research on the Epidemiology of Disasters (CRED). (2025, abril 13). *Public EM-DAT Custom Request: Landslides 2000–2025 [Dataset]*. EM-DAT: The International Disaster Database. <https://www.emdat.be>

Chapuis, R.P., Gill, D.E., Baass, K. (1989). *Laboratory permeability tests on sand: Influence of the compaction method on anisotropy*. *Canadian Geotechnical Journal*, 26(4): 614-622.

- Clavaud, J.B., Mainault, A., Zamora, M., Rasolofosaon, P., and Schlitter, C. (2008). *Permeability anisotropy and its relations with porous medium structure*. *Journal of Geophysical Research*, 113, B01202.
- Das, B. M. (2010). *Principles of Geotechnical Engineering* (7th ed.). Cengage Learning.
- Davis, S. N. 1969. *Porosity and permeability of natural materials*. *Flow Through Porous Media*, ed. R. J. M. De Wiest. Academic Press, New York, pp. 54-89.
- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. Wiley.
- Fredlund, D. G., & Xing, A. (1994). *Equations for the soil-water characteristic curve*. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4), 521–532. <https://doi.org/10.1139/t94-061>
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., & Widger, R. A. (1978). *The shear strength of unsaturated soils*. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3), 313–321. <https://doi.org/10.1139/t78-029>
- Freeze, R. A., & Cherry, J. A. (1979). *Groundwater*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- Geo-Slope International Ltd (2004a) *Seep/W for finite element seepage analysis, vol 4. User's Manual*, Calgary.
- Geo-Slope International Ltd (2004b) *Slope/W for slope stability analysis, vol 4. User's Manual*, Calgary.
- Hubbert, M. K. 1956. *Darcy's law and the field equations of the flow of underground fluids*. *Trans. Amer. Inst. Min. Met. Eng.*, 207, pp. 222-239.
- Idriss, I. M., & Seed, H. B. (1968). *Seismic response of horizontal soil layers*. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 94(SM4), 1003–1031.

## Referencias

---

- Laboratorio de Mecánica de Suelos, Universidad de Concepción (2024). Ensayo de penetración con cono (CPT), Proyecto Plan Maestro. Informe técnico interno no publicado, Universidad de Concepción.
- Lumb, P. (1970). *Safety factors and the probability distribution of soil strength*. *Canadian Geotechnical Journal*, 7(3), 225–242. <https://doi.org/10.1139/t70-032>
- Mahmood, K., Ryu, J. H., & Kim, J. M. (2013). *Effect of anisotropic conductivity on suction and reliability index of unsaturated slope exposed to uniform antecedent rainfall*. *Landslides*, 10(1), 15–22. <https://doi.org/10.1007/s10346-012-0325-9>
- Mardones, M., Rodríguez, A., & Soto, J. (1994). Los riesgos naturales en la comuna de Talcahuano. Departamento de Geografía, Universidad de Concepción
- Radio Bío Bío. (2024, 13 de junio). Concepción: vecinos de población Lagos de Chile en alerta, temen por nuevos deslizamientos de tierra. Radio Bío Bío. <https://www.biobiochile.cl/noticias/nacional/region-del-bio-bio/2024/06/13/concepcion-vecinos-de-poblacion-lagos-de-chile-en-alerta-temen-por-nuevos-deslizamientos-de-tierra.shtml>
- Radio Bío Bío. (2024, 13 de junio). “Era inminente una caída del cerro”: alrededor de 100 personas evacuaron por alud en Chiguayante. Radio Bío Bío. <https://www.biobiochile.cl/noticias/nacional/region-del-bio-bio/2024/06/13/era-inminente-una-caida-del-cerro-alrededor-de-100-personas-evacuaron-por-alud-en-chiguayante.shtml>
- Ren, X. W., & Santamarina, J. C. (2018). *The hydraulic conductivity of sediments: A pore size perspective*. *Engineering Geology*, 233, 48–54. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2017.11.022>
- Servicio Nacional de Geología y Minería (SERNAGEOMIN). (2005). Informe geológico sobre las remociones en masa causadas por las lluvias torrenciales de los días 26 y 27 de junio 2005 en Concepción, VIII Región. Autores: José Antonio Naranjo, Jorge Clavero, Arturo Hauser, y Paola Ramírez. Santiago, Chile.

- Sierra, J., & Sánchez, C. (2024). *Experimental study on Soil-Water Characteristic Curves (SWCC) for fine grained soils and mine tailings*. En Actas del 17° Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (XVII PCSMGE) y 2° Congreso Regional Latinoamericano de la IAEG, La Serena, Chile. International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE).
- Sociedad Chilena de Geotecnia. (2022, 3 de mayo). Deslizamiento en Perú deja 8 víctimas fatales. <https://sochige.cl/2022/05/03/deslizamiento-en-peru-deja-8-victimas-fatales/>
- U.S. Army Corps of Engineers (1999). *Risk-Based Analysis in Geotechnical Engineering. For Support of Planning Studies. ETL 1110-2-556*, 28 May 1999.
- Whitlow, R. (2001). *Fundamentos de mecánica de suelos* (2ª ed., A. González Enciso, Trad.). Pearson Educación.
- Wolff, T. F. (1985). *Analysis and design of embankment dam slopes: A probabilistic approach (Soil Mechanics, Indiana)*. <https://docs.lib.purdue.edu/dissertations/AAI8520092/>
- Yeh, H.-F., Wang, J., Shen, K.-L., & Lee, C.-H. (2015). *Rainfall characteristics for anisotropic conductivity of unsaturated soil slopes*. *Environmental Earth Sciences*, 73(17), 8669–8681. <https://doi.org/10.1007/s12665-015-4032-4>
- Yu, S., Ren, X., Zhang, J., Wang, H., & Zhang, Z. (2020). *Sensibility analysis of the hydraulic conductivity anisotropy on seepage and stability of sandy and clayey slope*. *Water*, 12(1), 277. <https://doi.org/10.3390/w12010277>
- Yucemen, M. S., Tang, W. H., & Ang, A. H.-S. (1973). *A probabilistic study of safety and design of earth slopes*. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 99(SM1), 91–110. <https://www.researchgate.net/publication/32967076>

**ANEXO 1 CONTRIBUCIÓN A LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE**

Los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) constituyen un llamamiento universal a la acción para poner fin a la pobreza, proteger el planeta y mejorar las vidas y las perspectivas de las personas en todo el mundo. Seleccione a cuál o cuáles de los 17 ODS contribuye su trabajo de Memoria de Título:

- ODS-1 : Fin de la pobreza.
- ODS-2 : Hambre cero.
- ODS-3 : Salud y bienestar.
- ODS-4 : Educación de calidad.
- ODS-5 : Igualdad de género.
- ODS-6 : Agua limpia y saneamiento.
- ODS-7 : Energía asequible y no contaminante.
- ODS-8 : Trabajo decente y crecimiento económico.
- ODS-9 : Industria, innovación e infraestructura.
- ODS-10 : Reducción de las desigualdades.
- ODS-11 : Ciudades y comunidades sostenibles.
- ODS-12 : Producción y consumo responsables.
- ODS-13 : Acción por el clima.
- ODS-14 : Vida Submarina.
- ODS-15 : Vida de ecosistemas terrestres.
- ODS-16 : Paz, justicia e instituciones sólidas.
- ODS-17 : Alianzas para lograr los objetivos.

**Vinculación**

*La presente memoria promueve a un estudio geotécnico más detallado y a avances posteriores de la academia con los cuales se podrá conseguir una optimización en recursos materiales y humanos en obra.*

## ANEXO 2 RESULTADOS ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN

### Anexo 2.1 Muestra horizontal

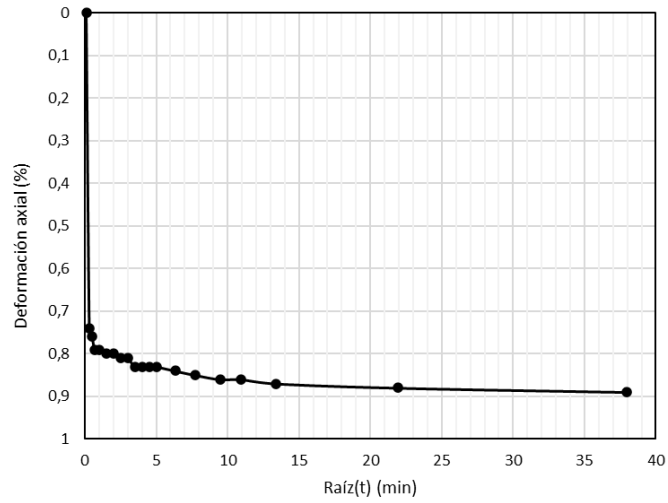


Figura 44. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 18.5 kPa

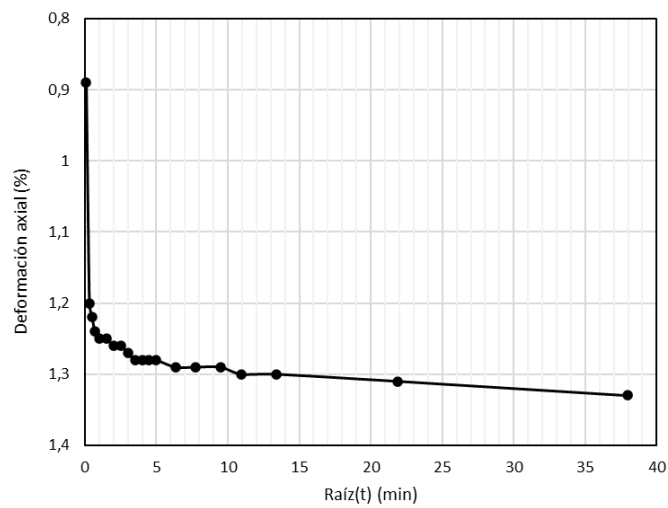


Figura 45. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 37.1 kPa

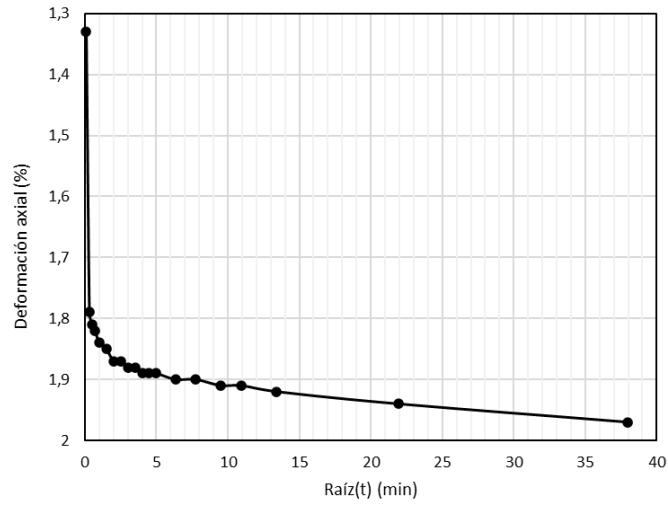


Figura 46. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 74.2 kPa

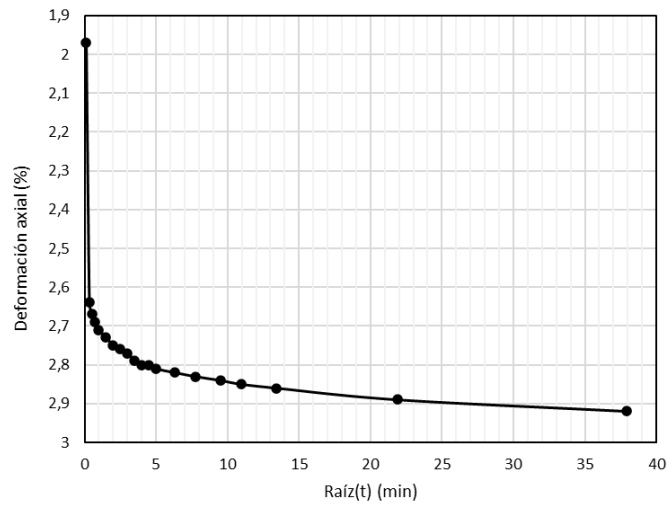


Figura 47. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 148.5 kPa

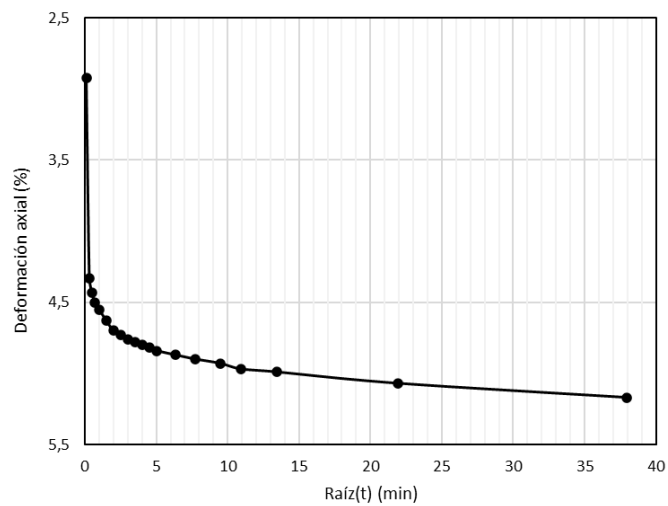


Figura 48. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 297.2 kPa

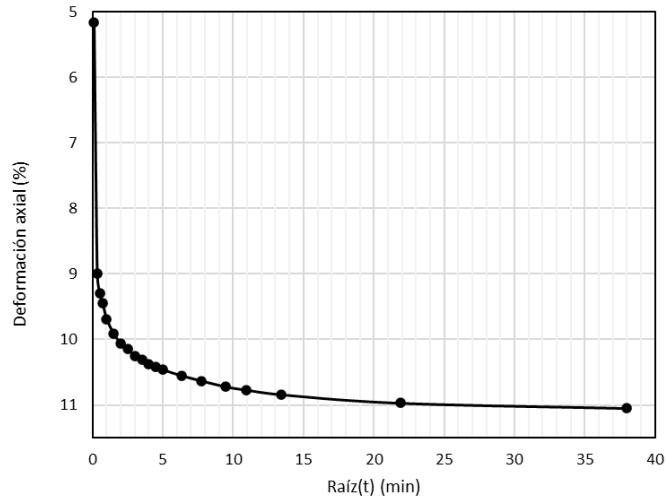


Figura 49. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 594.3 kPa

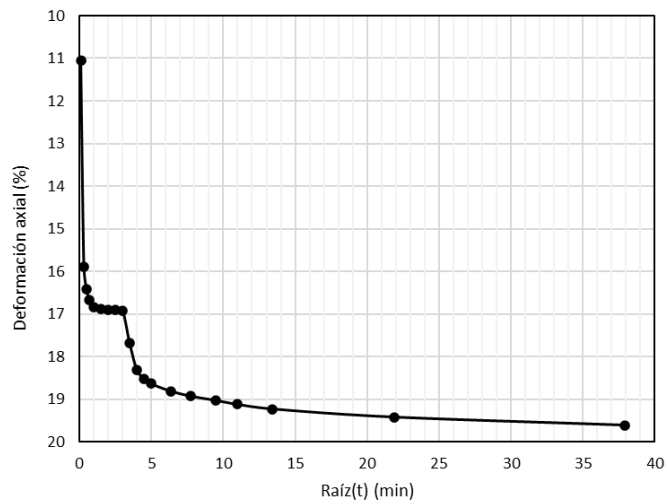


Figura 50. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 1189 kPa

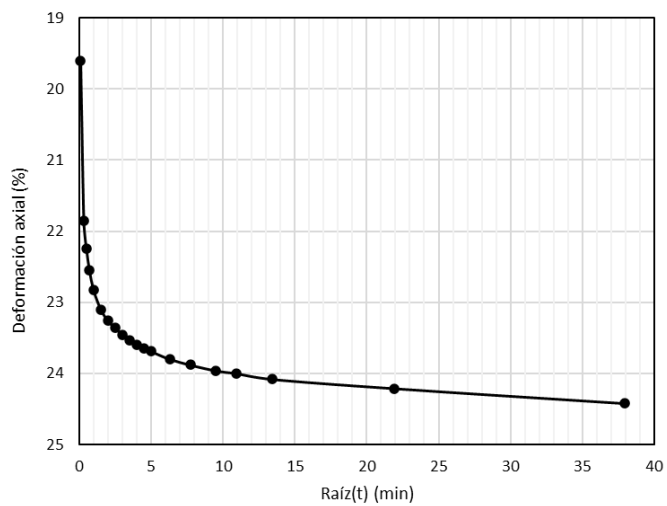
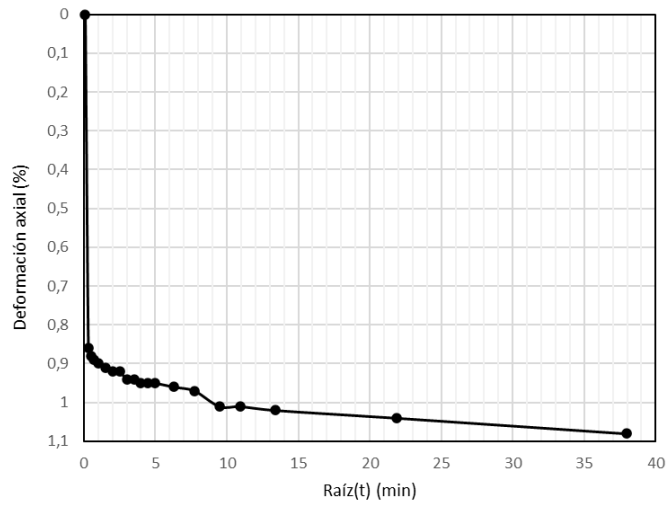
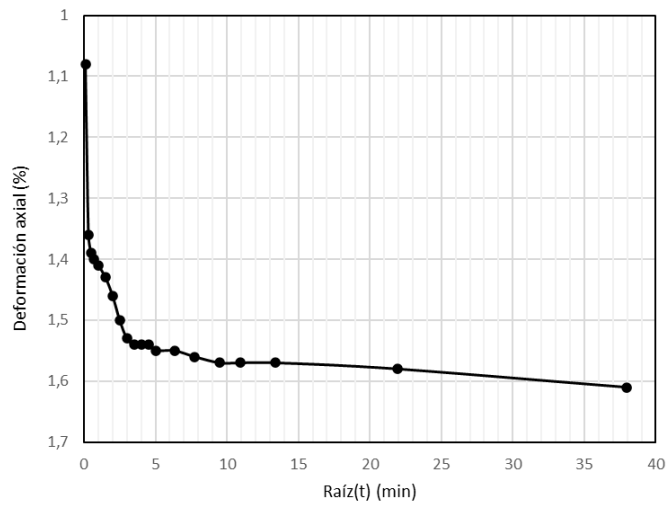


Figura 51. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 1784.7 kPa

**Anexo 2.2 Muestra vertical**



**Figura 52. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 18.5 kPa**



**Figura 53. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 37.1 kPa**

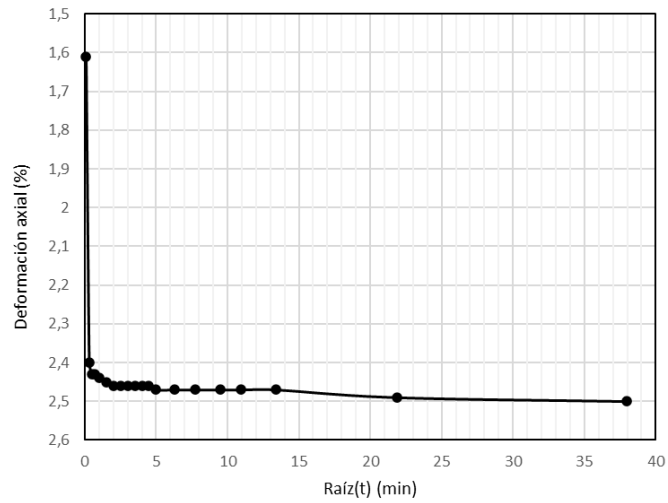


Figura 54. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 74.2 kPa

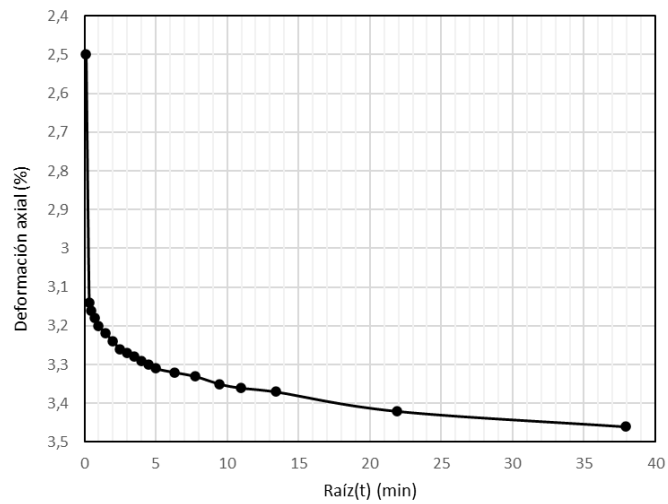


Figura 55. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 148.5 kPa

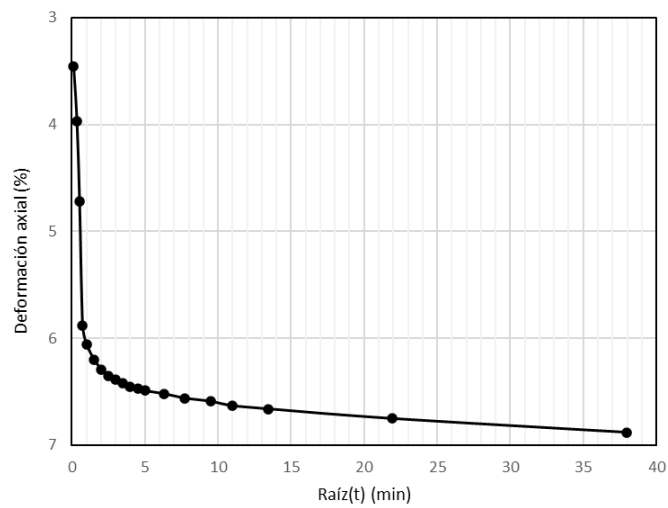


Figura 56. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 297.2 kPa

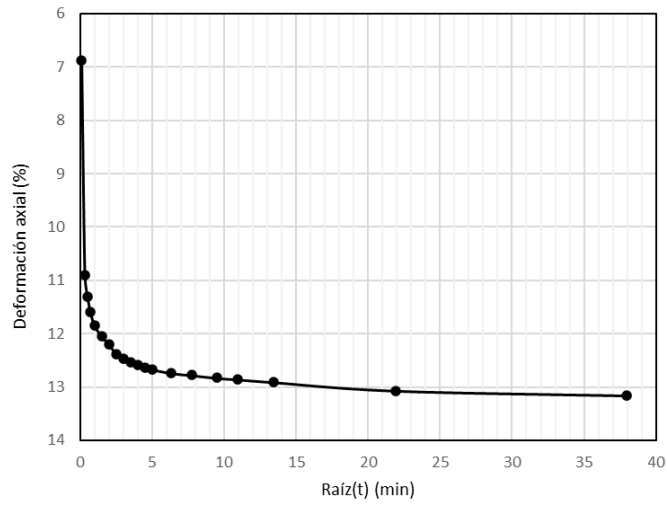


Figura 57. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 594.3 kPa

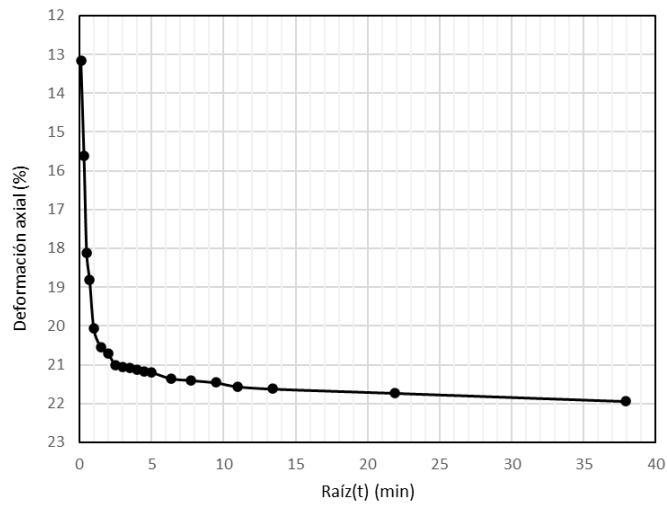


Figura 58. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 1189 kPa

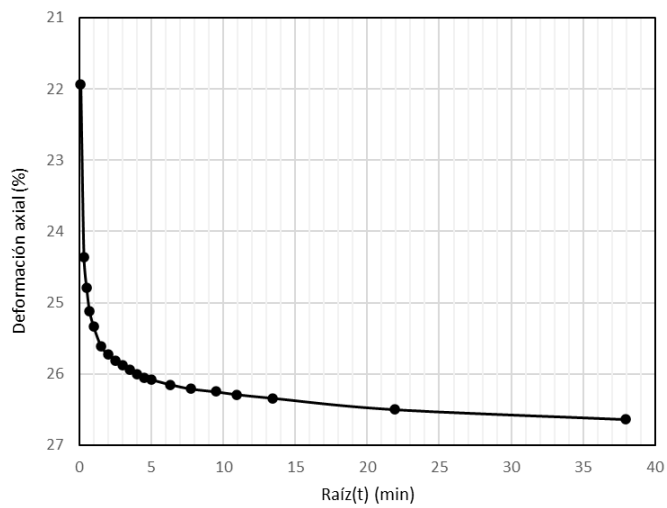
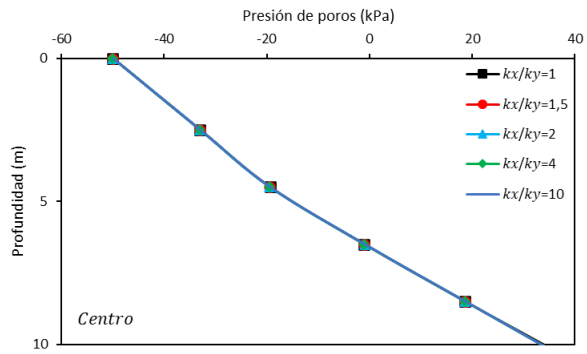
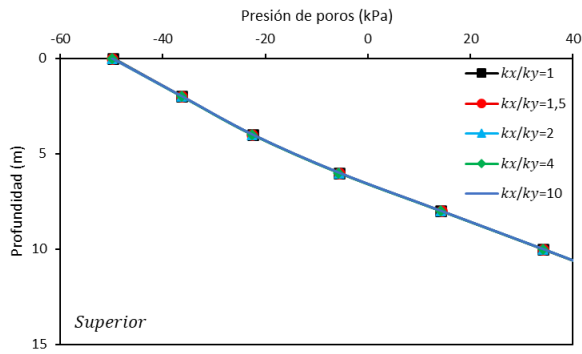


Figura 59. Curva deformación axial en la raíz del tiempo para estado de carga de 1784.7 kPa

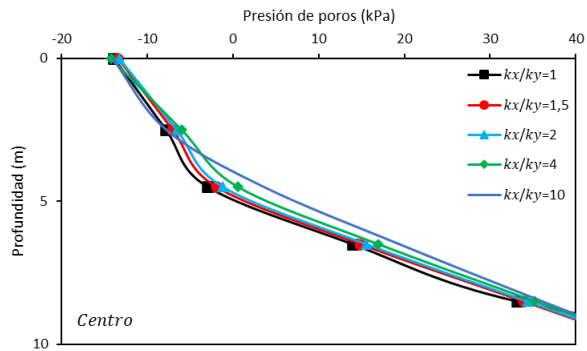
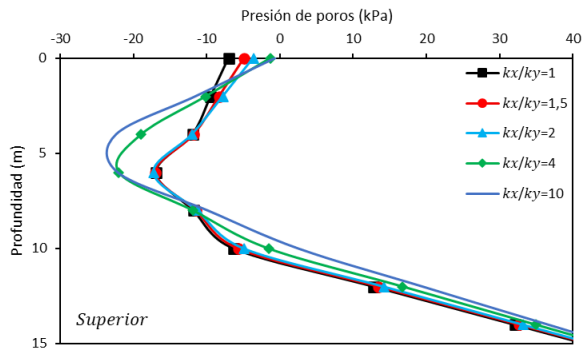
### ANEXO 3 RESULTADOS GEOSTUDIO

#### Anexo 3.1 Talud Arena Limosa

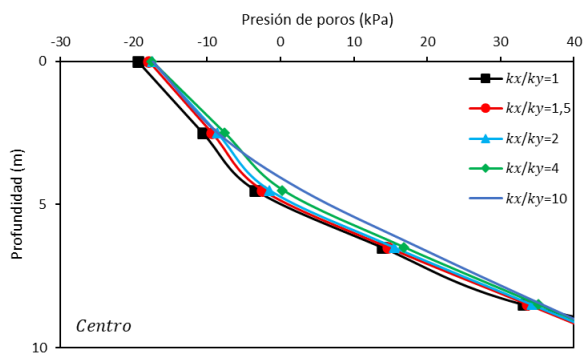
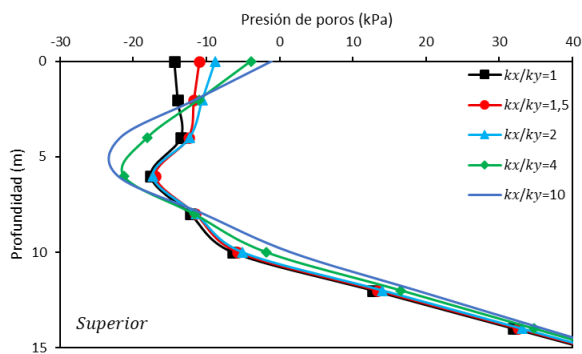
##### Anexo 3.1.1 Evento 2000



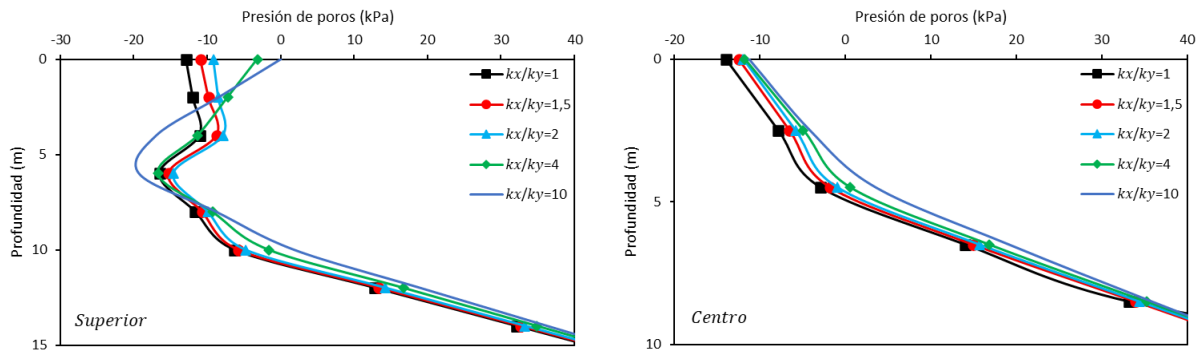
(a)



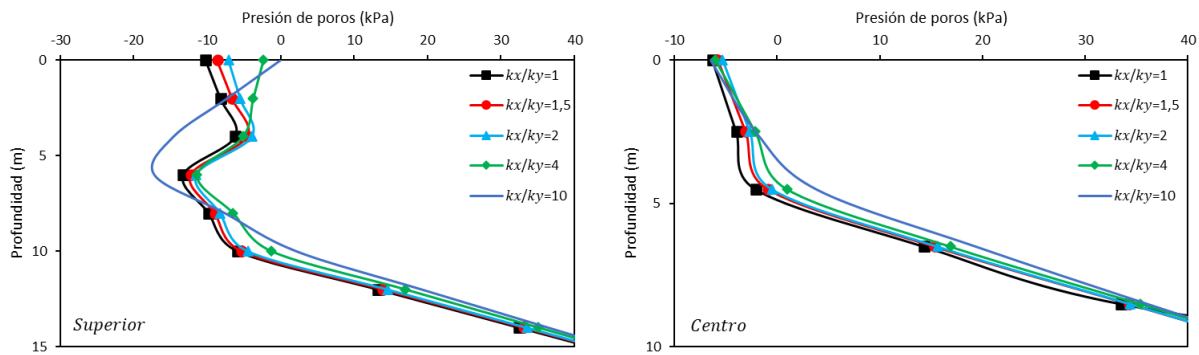
(b)



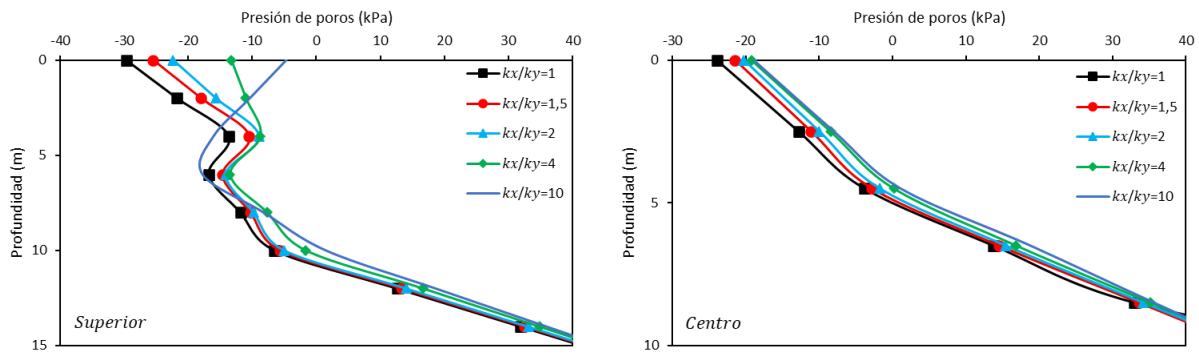
(c)



(d)

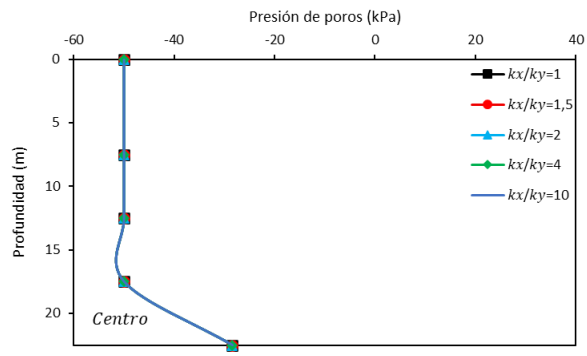
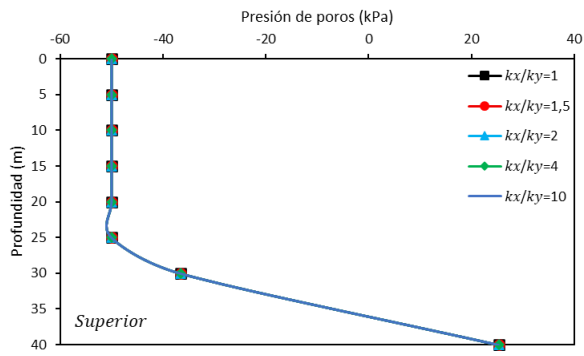


(e)

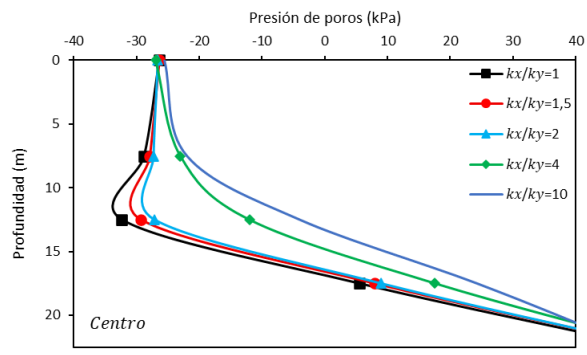
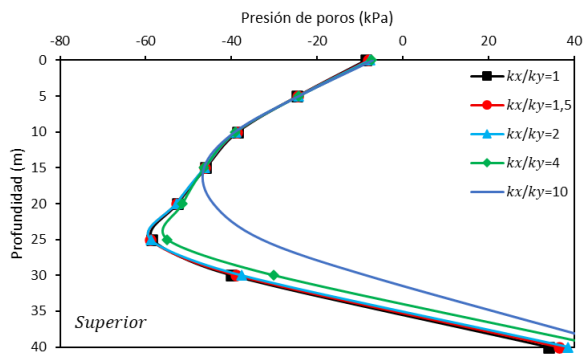


(f)

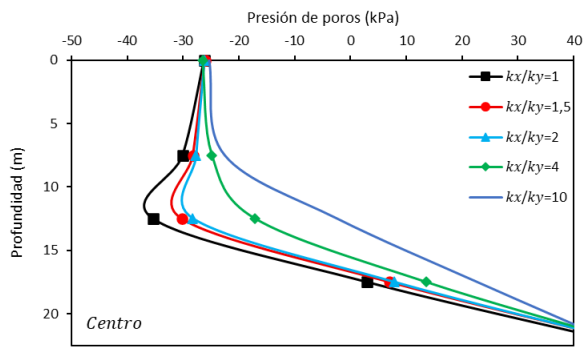
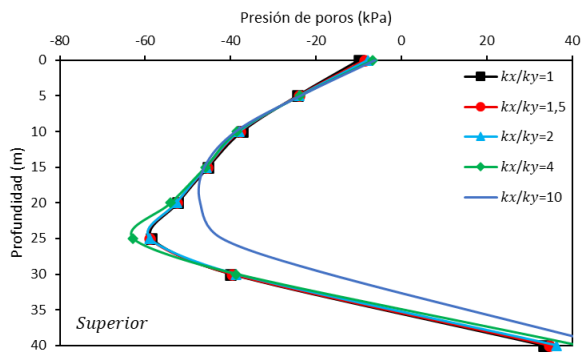
Figura 60. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arena limosa en el evento del 2000 con pendiente de 30°. (a) T=0 días, (b) T=5 días, (c) T=10 días, (d) T=20 días, (e) T=30 días, (f) T=40 días.



(a)



(b)



(c)

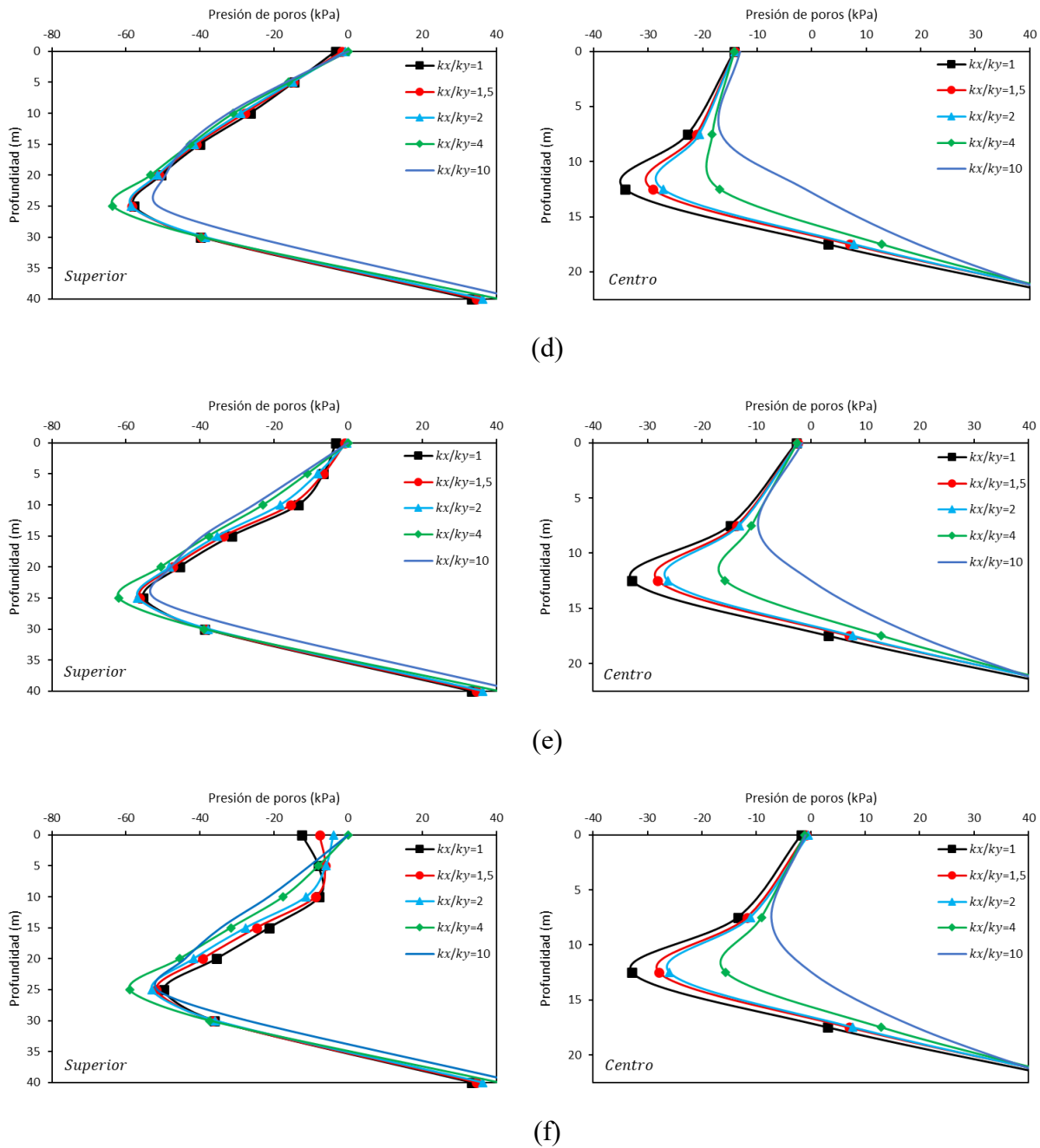
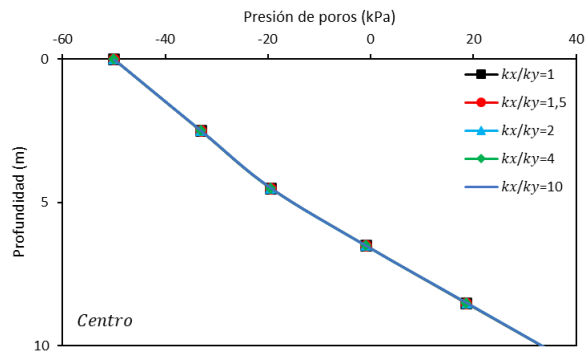
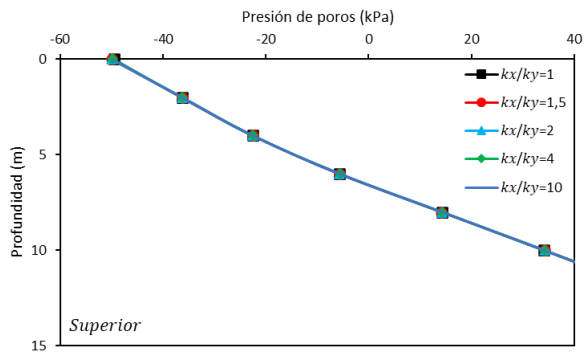
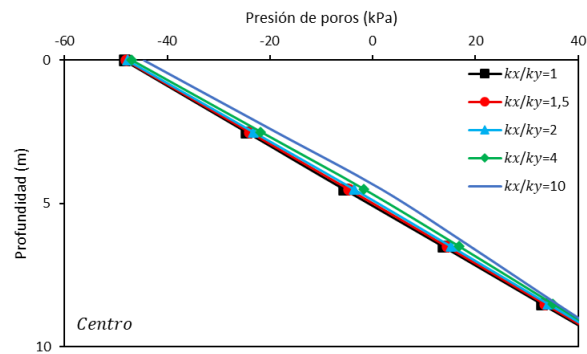
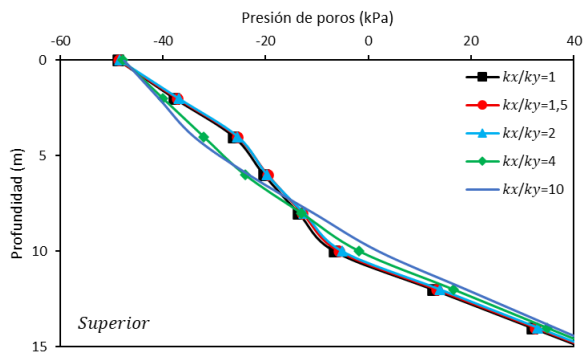


Figura 61. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arena limosa en el evento del 2000 con pendiente de 60°. (a) T=0 días, (b) T=5 días, (c) T=10 días, (d) T=20 días, (e) T=30 días, (f) T=40 días.

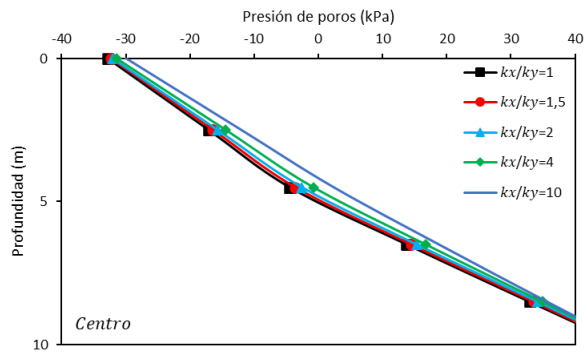
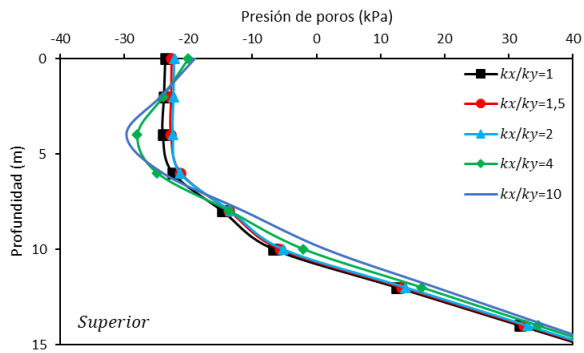
Anexo 3.1.2 Evento 2005



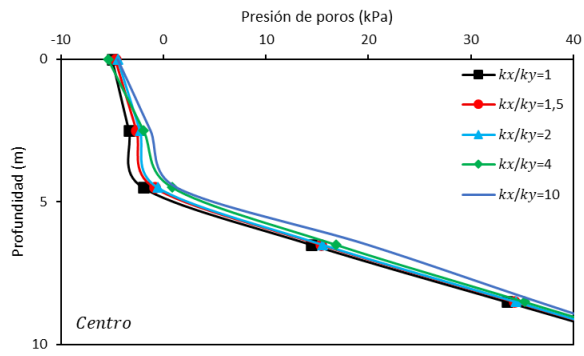
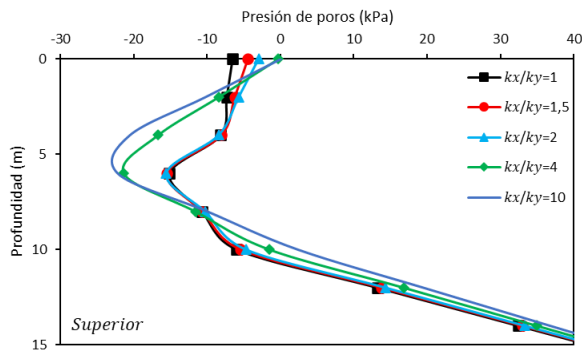
(a)



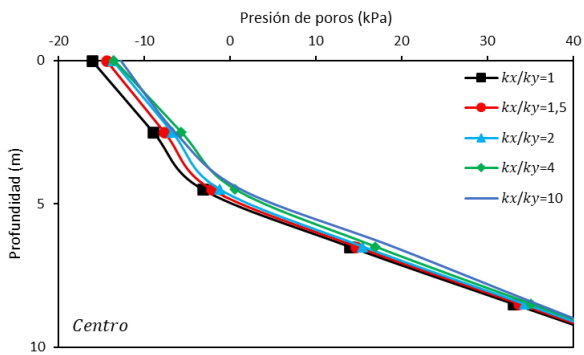
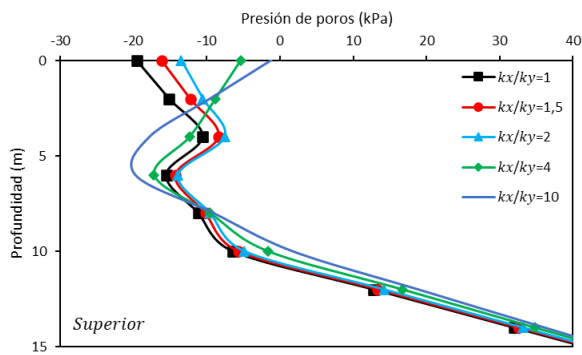
(b)



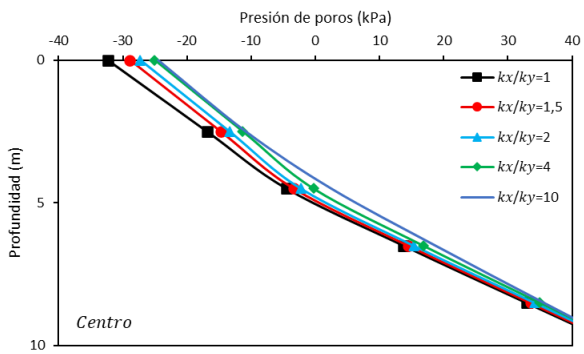
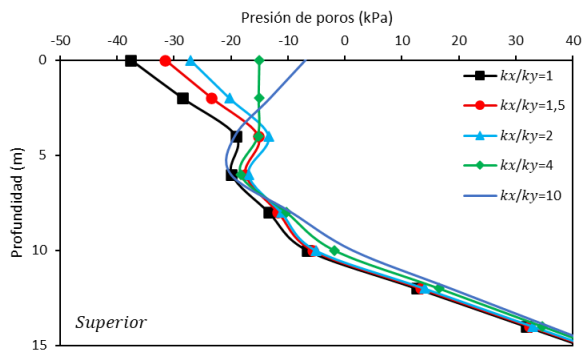
(c)



(d)

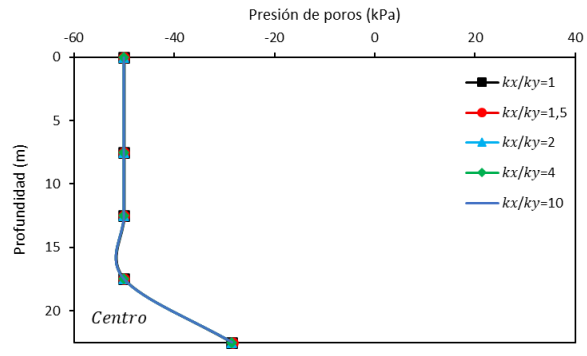
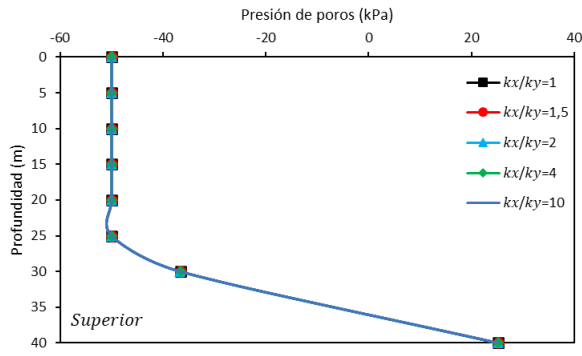


(e)

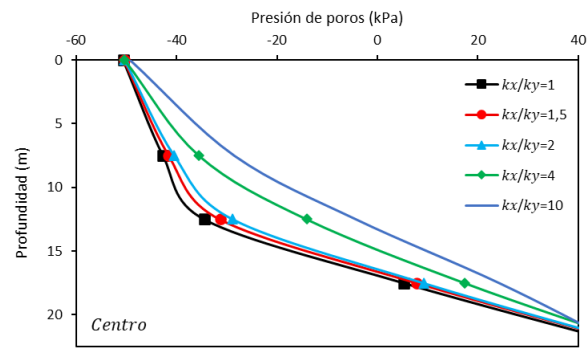
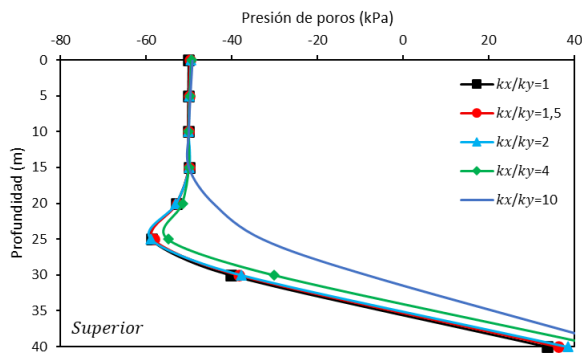


(f)

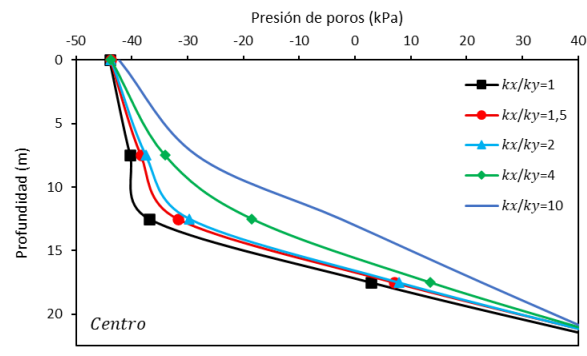
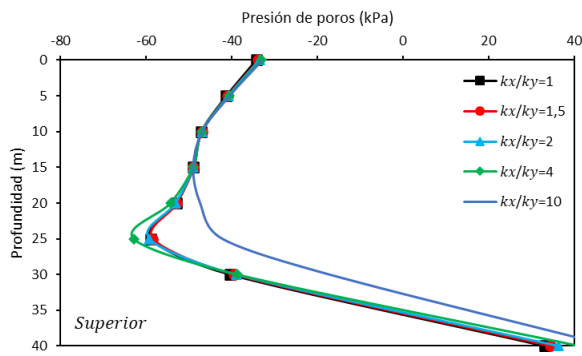
Figura 62. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arena limosa en el evento del 2005 con pendiente de 30°. (a) T=0 días, (b) T=5 días, (c) T=10 días, (d) T=20 días, (e) T=30 días, (f) T=40 días.



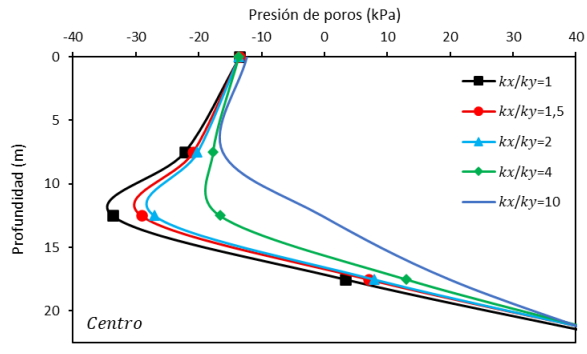
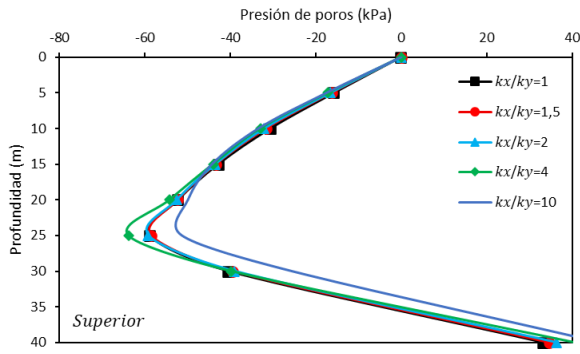
(a)



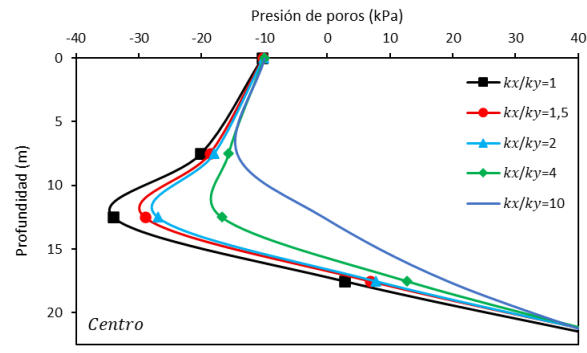
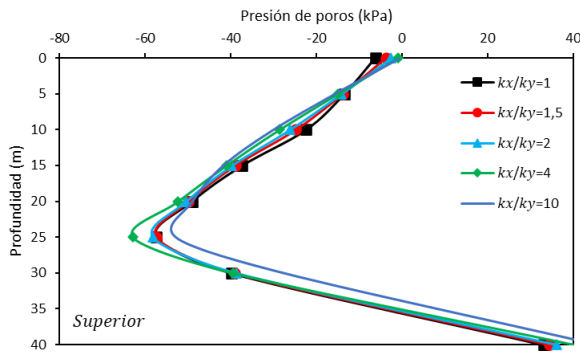
(b)



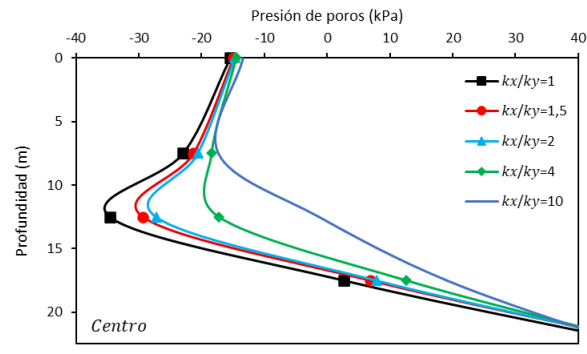
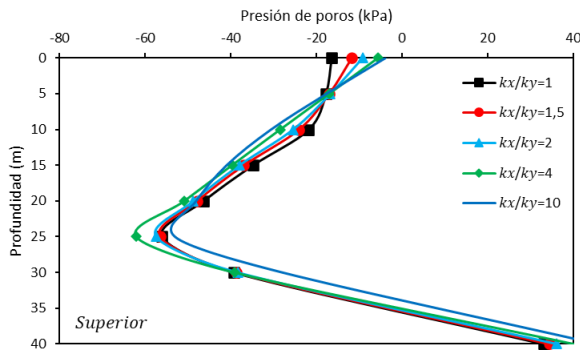
(c)



(d)



(e)

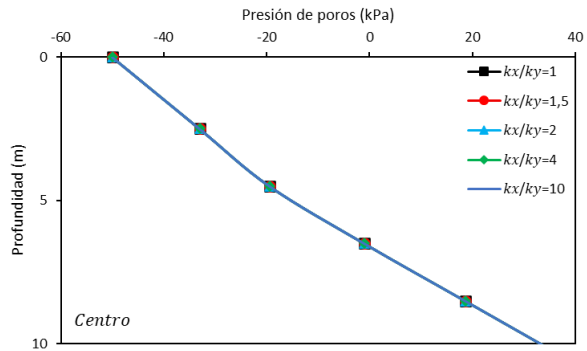
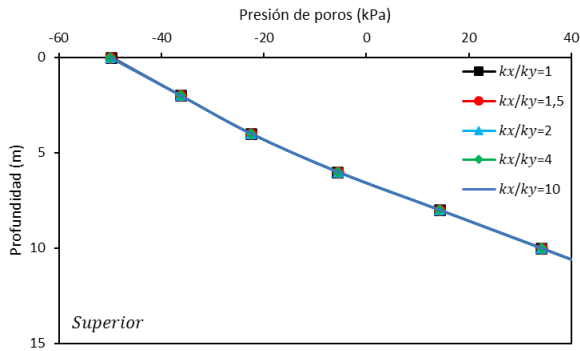


(f)

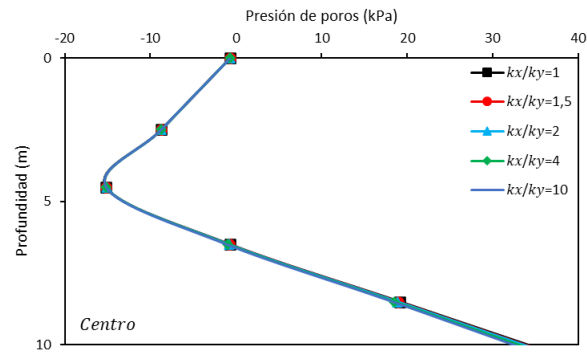
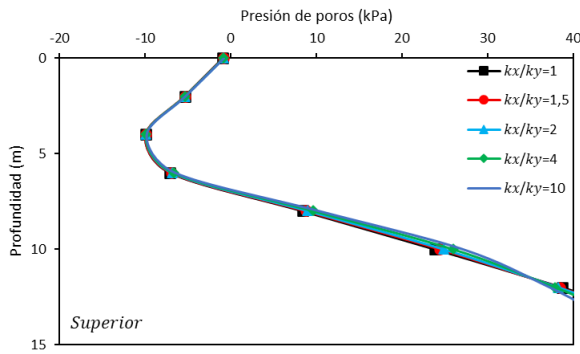
Figura 63. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arena limosa en el evento del 2005 con pendiente de 60°. (a) T=0 días, (b) T=5 días, (c) T=10 días, (d) T=20 días, (e) T=30 días, (f) T=40 días.

Anexo 3.2 Talud Arcilla

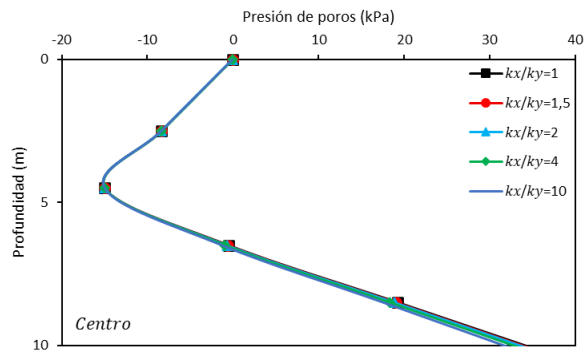
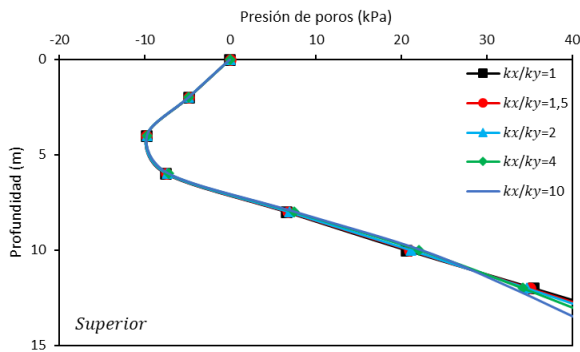
Anexo 3.2.1 Evento 2000



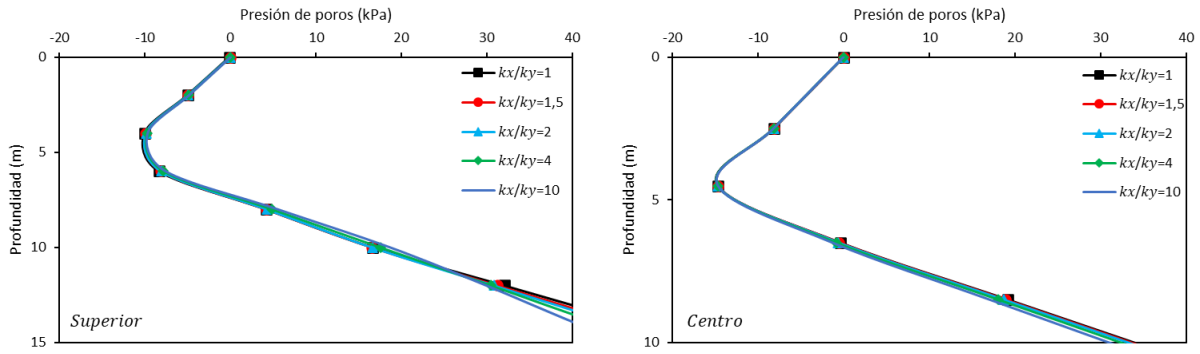
(a)



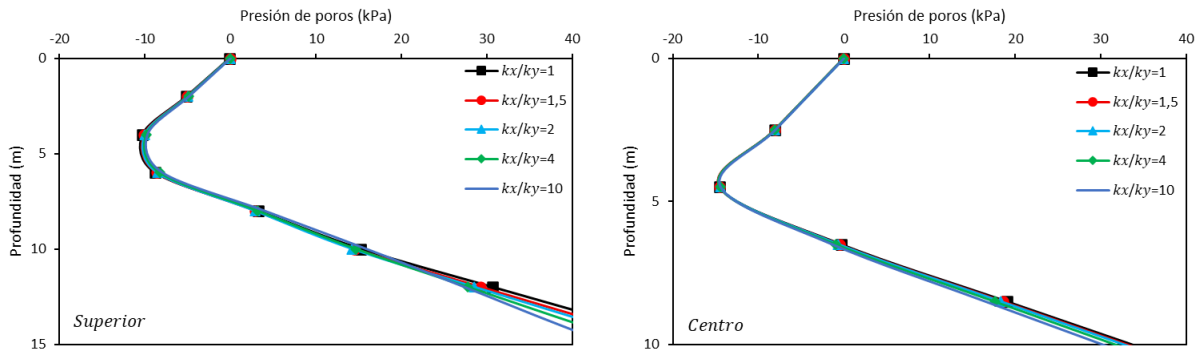
(b)



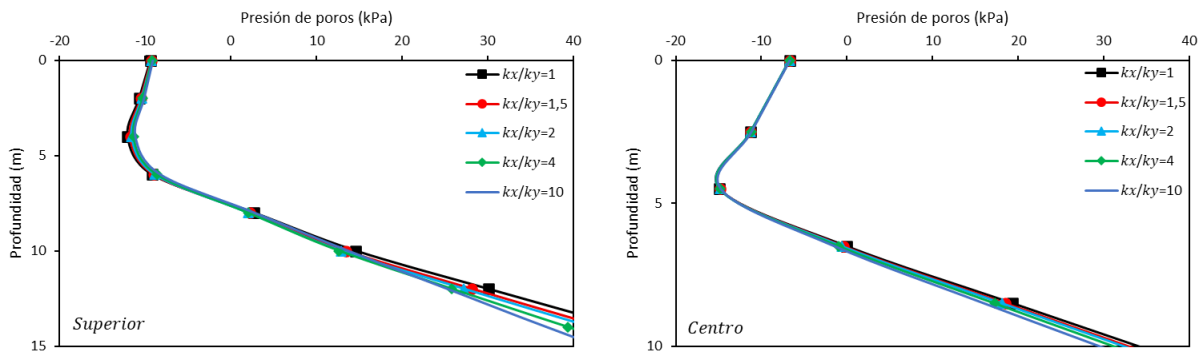
(c)



(d)



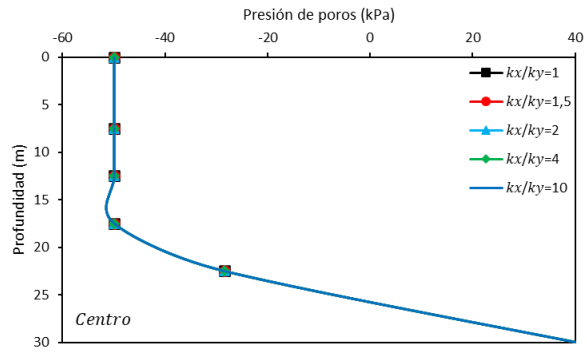
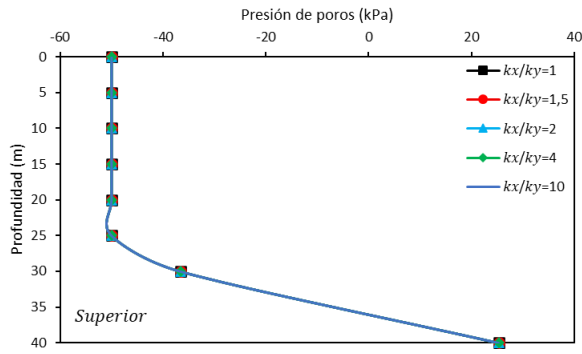
(e)



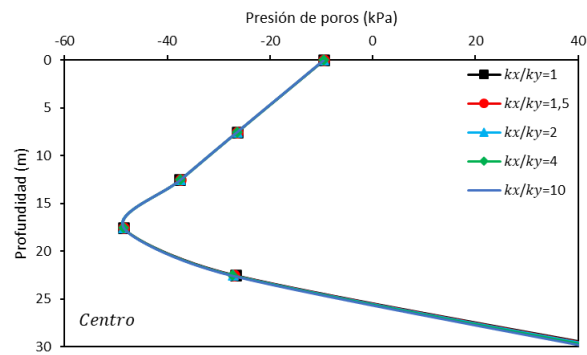
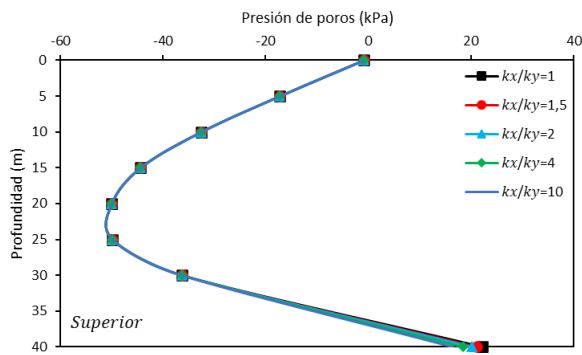
(f)

Figura 64. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arcilla en el evento del 2000 con pendiente de 30°.

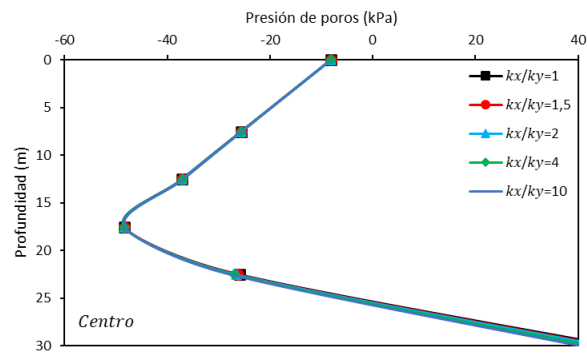
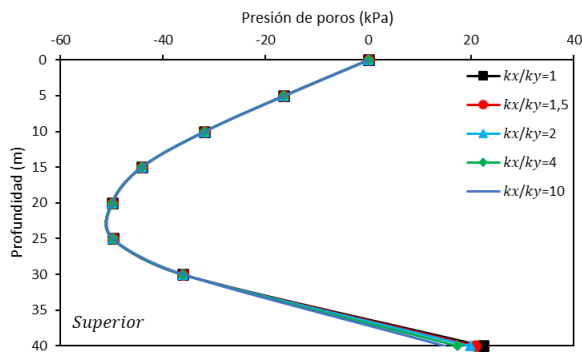
(a) T=0 días, (b) T=5 días, (c) T=10 días, (d) T=20 días, (e) T=30 días, (f) T=40 días.



(a)



(b)



(c)

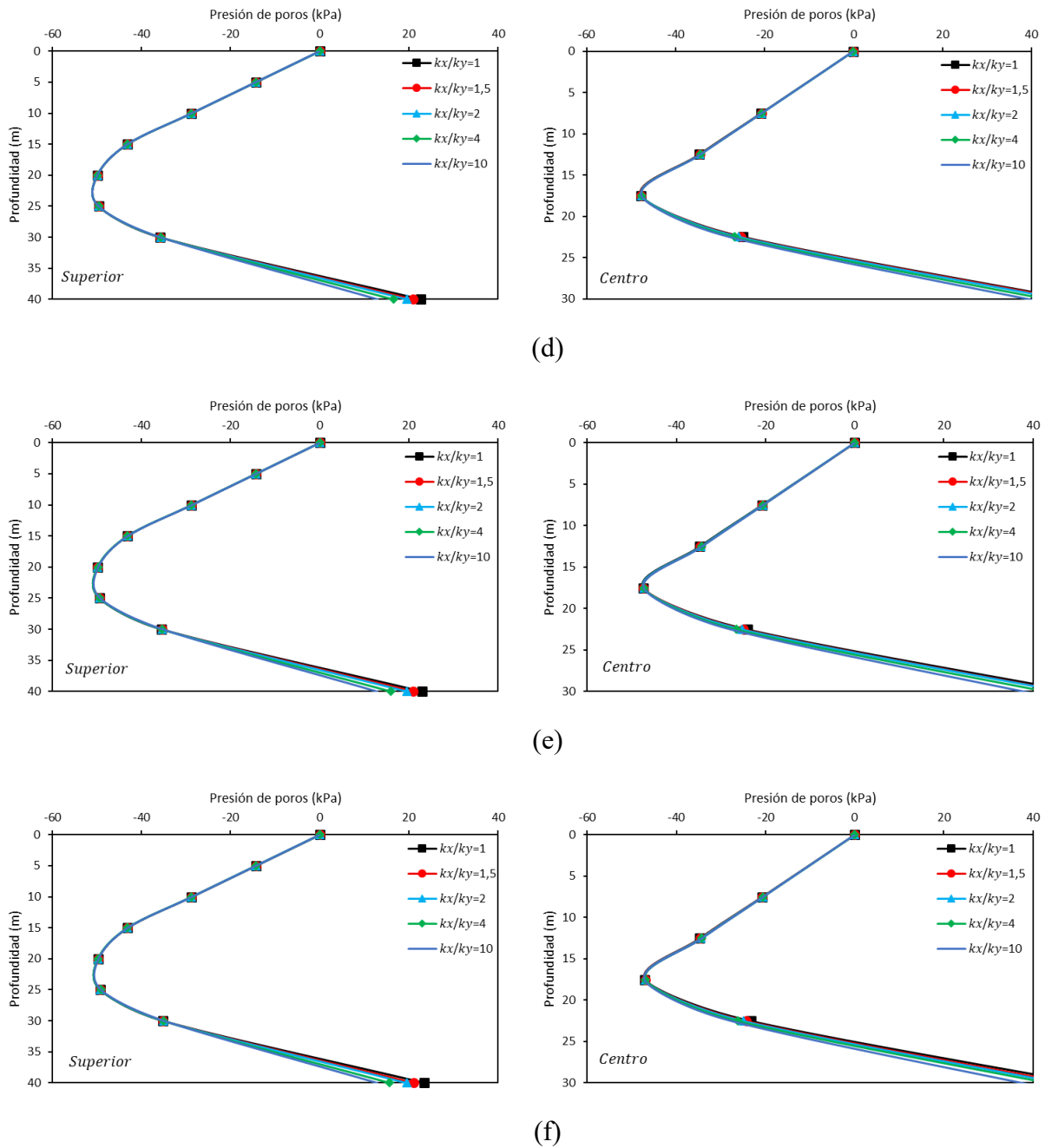
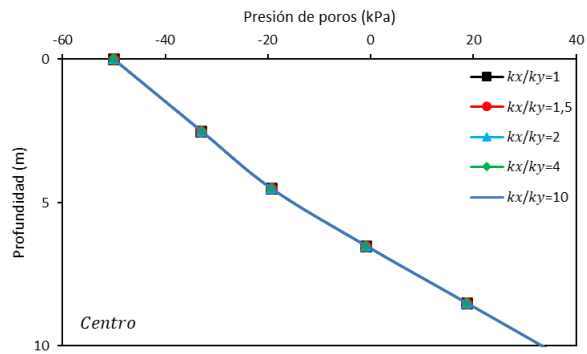
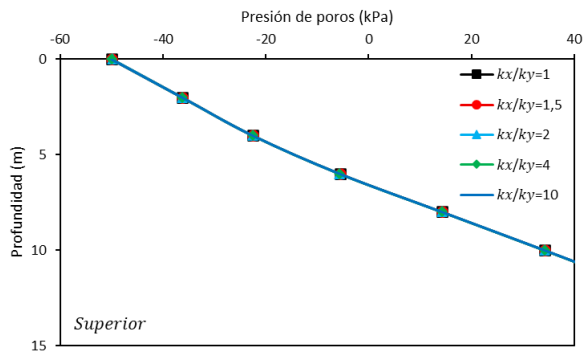


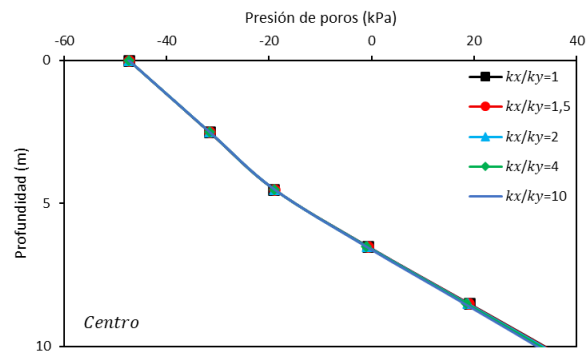
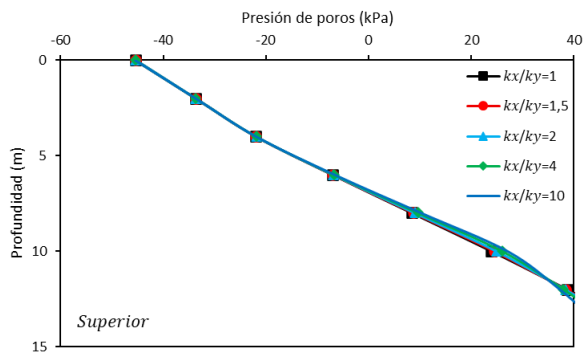
Figura 65. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arcilla en el evento del 2000 con pendiente de 60°.

(a) T=0 días, (b) T=5 días, (c) T=10 días, (d) T=20 días, (e) T=30 días, (f) T=40 días.

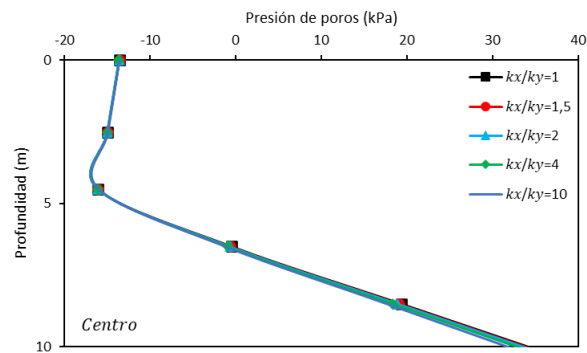
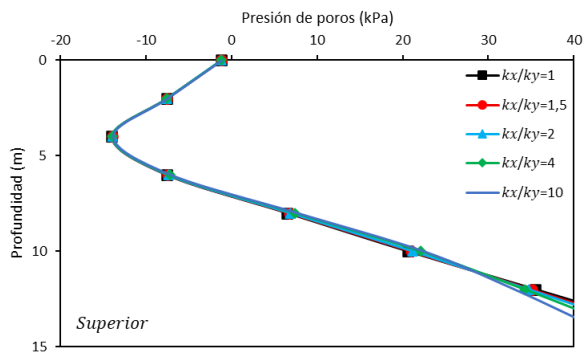
Anexo 3.2.2 Evento 2005



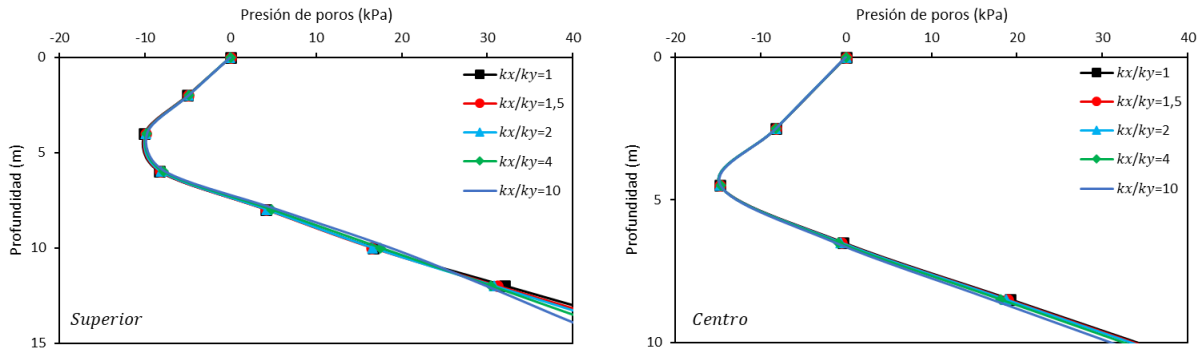
(a)



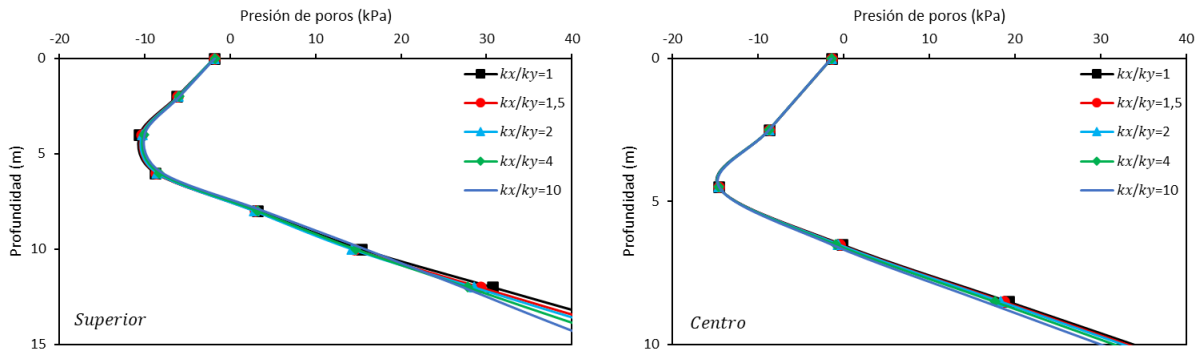
(b)



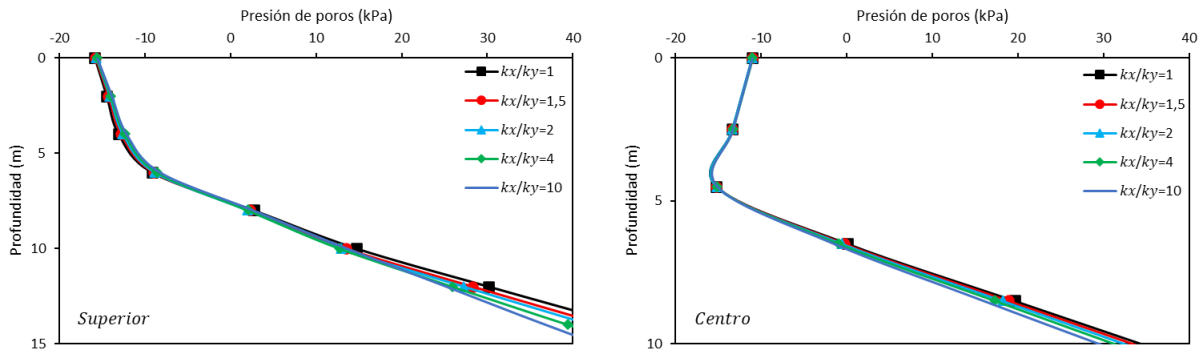
(c)



(d)



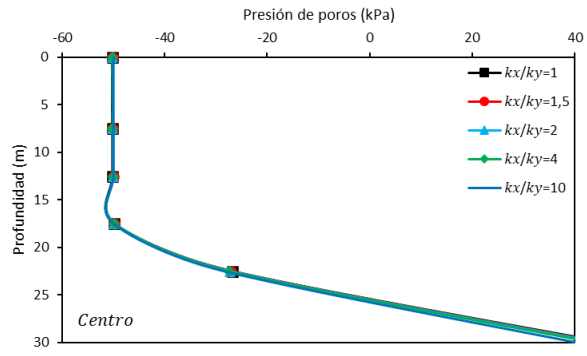
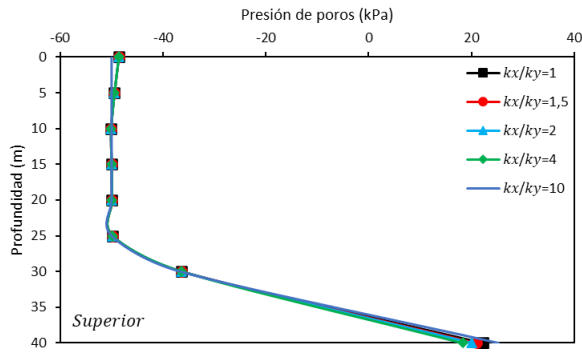
(e)



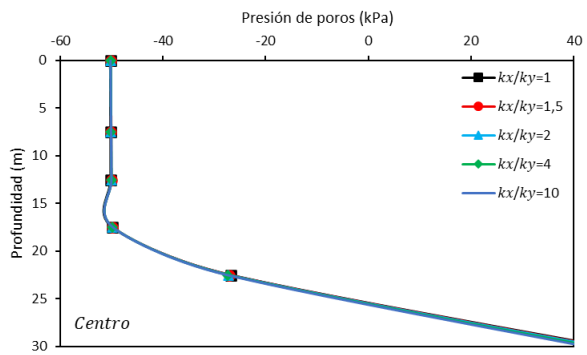
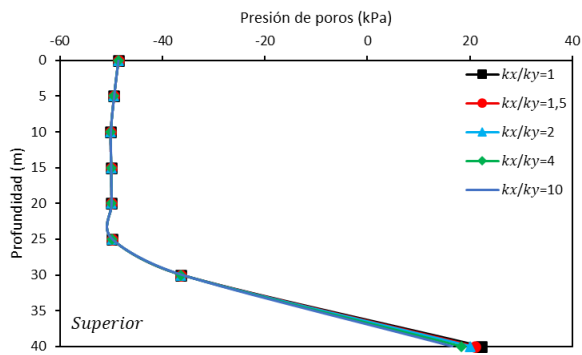
(f)

Figura 66. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arcilla en el evento del 2005 con pendiente de 30°.

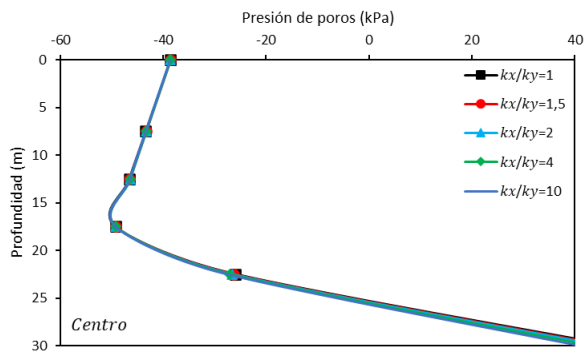
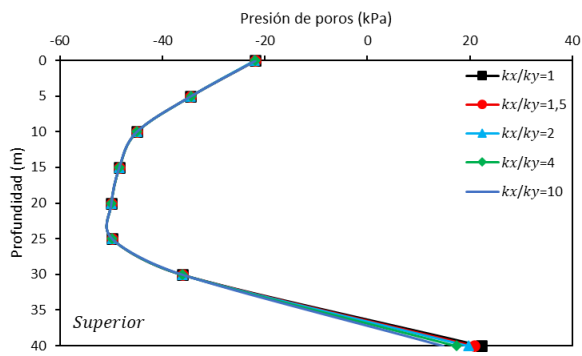
(a) T=0 días, (b) T=5 días, (c) T=10 días, (d) T=20 días, (e) T=30 días, (f) T=40 días.



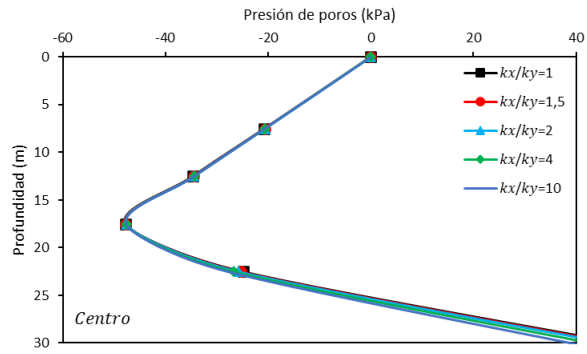
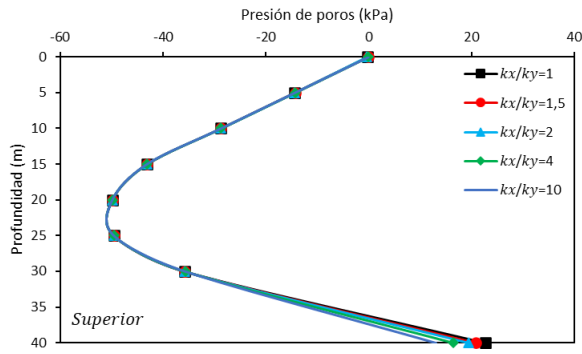
(a)



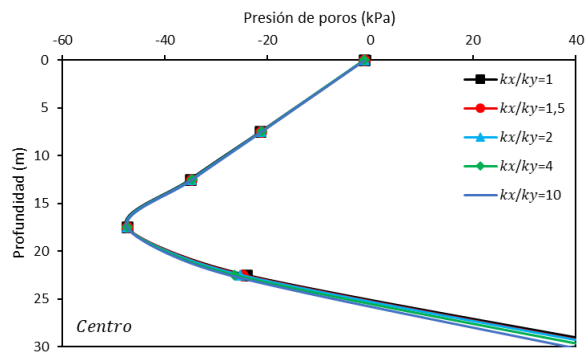
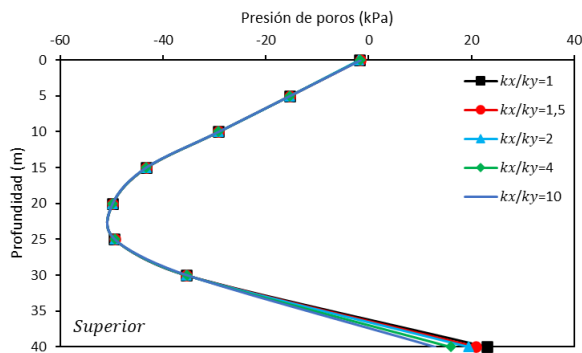
(b)



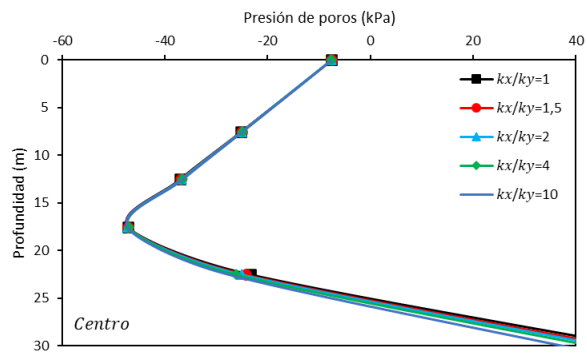
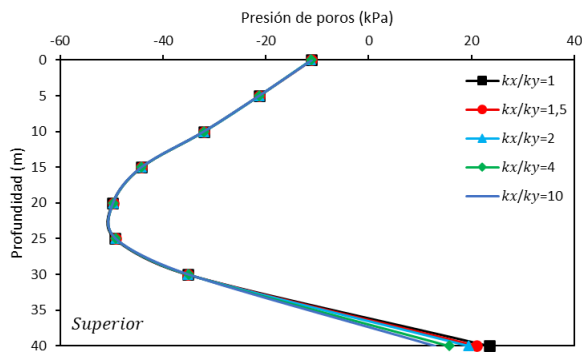
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 67. Perfil de presión de poros en elevación para talud de arcilla en el evento del 2005 con pendiente de 60°.

(a) T=0 días, (b) T=5 días, (c) T=10 días, (d) T=20 días, (e) T=30 días, (f) T=40 días.

Anexo 3.3 Esfuerzos efectivos

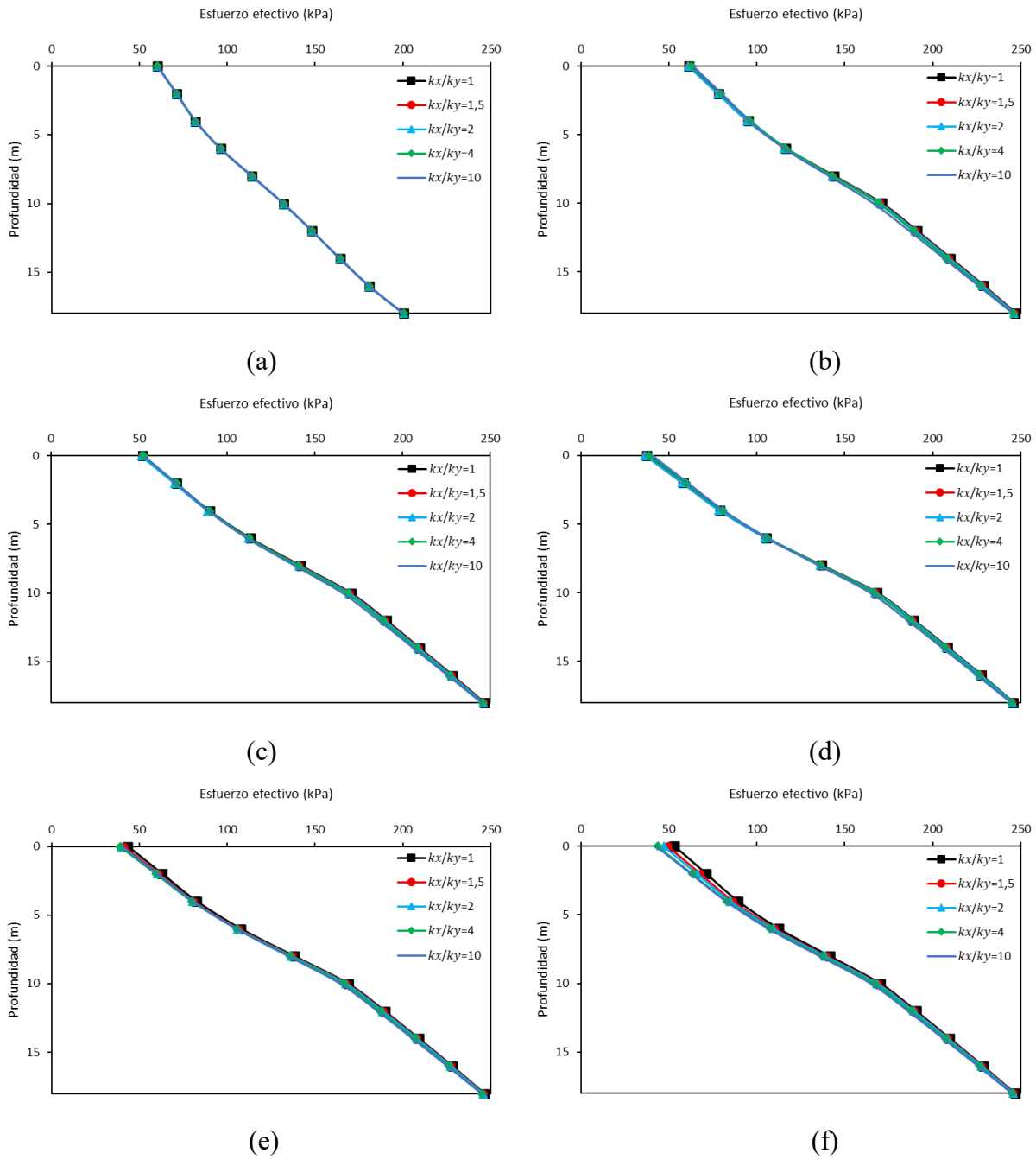


Figura 68. Perfil de esfuerzos efectivos en elevación para talud de arena en el evento del 2005 con pendiente de 30°. (a) T=0 días, (b) T=5 días, (c) T=10 días, (d) T=20 días, (e) T=30 días, (f) T=40 días.

**UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN – FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**RESUMEN DE MEMORIA DE TÍTULO**

<b>Departamento</b>	: Departamento de Ingeniería Civil
<b>Carrera</b>	: Ingeniería Civil
<b>Nombre del memorista</b>	: José Eduardo Riquelme Venegas
<b>Título de la memoria</b>	: Influencia del grado de anisotropía de la conductividad hidráulica de los suelos en la estabilidad de taludes
<b>Fecha de la presentación oral</b>	:
<b>Profesor(es) Guía</b>	: Daniella Escribano Leiva
<b>Profesor(es) Revisor(es)</b>	: Gonzalo Montalva Alvarado
<b>Concepto</b>	:
<b>Calificación</b>	:

**Resumen**

Los deslizamientos de taludes son fenómenos geológicos que, a lo largo del tiempo, han provocado importantes consecuencias sociales y económicas. Entre los principales factores que los desencadenan se encuentran las precipitaciones, ya que estas modifican las propiedades del suelo al disminuir su resistencia al corte, alterar su comportamiento mecánico y erosionar su estructura interna.

Un parámetro clave en la caracterización geotécnica del suelo es la conductividad hidráulica. No obstante, gran parte de los análisis de estabilidad de taludes asumen un comportamiento isotrópico de esta propiedad. Esta suposición difiere de la naturaleza típicamente anisotrópica de los suelos, lo que sugiere que la anisotropía podría tener un rol decisivo en la respuesta hidráulica del talud y, en consecuencia, en su estabilidad.

En este estudio se analiza la influencia de la anisotropía en la conductividad hidráulica sobre la estabilidad de taludes, mediante la implementación de un modelo en el software GeoStudio para taludes de arena y arcilla con distintas inclinaciones y eventos de precipitación ocurridos en el país, bajo diversas razones de anisotropía ( $k_x/k_y$ ).