

UNIVERSIDAD CATOLICA DE LA SANTISIMA CONCEPCION  
Facultad de Ingeniería  
Ingeniería Civil



**Estudio de la Estabilidad de un Talud en la ruta 160**

**Felipe Eliseo Jara Molina**

INFORME DE PROYECTO DE TÍTULO PARA OPTAR AL TITULO DE  
**INGENIERO CIVIL**

**Profesor Guía**

José Miguel Montenegro C.

**Profesor Informante**

Robert King.

Concepción, Marzo 2017

## Resumen

Un talud y una ladera se definen -en general- como una superficie inclinada respecto a la horizontal. La diferencia entre ellas es que en la primera el hombre ha intervenido en su formación y diseño, mientras que en la segunda se ha formado de manera natural. En Ingeniería define talud como a la inclinación que se le da a un corte de material, sea este de suelo o roca, la cual es necesaria para emplazar alguna obra civil que esté en cercanías de un cerro, y que a su vez interfiera en la ejecución de éste.

El estudio y diseño de taludes requiere la realización de estudios de mecánica de suelos, con el fin de caracterizar el material y conocer su comportamiento mecánico.

El presente proyecto estudia la estabilidad de un talud ubicado en la ruta 160, específicamente entre los PK 40+300 a 40+400, cercano a la central hidroeléctrica de Chivilingo. Los antecedentes utilizados corresponden a estudios y ensayos realizados en la misma zona

El talud en estudio presenta actualmente al menos dos eventos en los que se han producido dos movimiento de parte de la masa de suelos, durante el invierno de los años 2014 y 2015, respeticivamente.

Muestras inalteradas fueron recogidas desde la zona en la que se produjeron los dos movimientos del talud. Se estimaron los parámetros resistentes máximos del suelo. Por otro lado, a partir de levantamientos topográficos y la hipótesis de que el suelo se encuentra al límite de producirse una falla ( $FS=1$ ), ha sido posible determinar los parámetros resistentes residuales.

La comparación de los valores obtenidos permitirá saber si se utilizaron valores conservadores para el diseño del talud en estudio.

## **Abstract**

A slope is sloping surface respect to a horizontal distance, where the man has intervened. In the other hand, a hillside is define as a slope, it has built naturally. In studies of soil mechanics, slope corresponds to an inclination that is a cut of a side of the hill, even on rock or land, which is located by a side of a hill.

The investigation and design of a slope requires the analyzes of soil mechanics tests to check it geotechnical behavior and to characterize the material.

This investigation has been studied the stability of a slope located on a side of Ruta 160, specifically between PK 40+300 to PK40+400, close to Central Hidroeléctrica of Chivilingo. The information used belong to previous studies and tests made in the zone.

The slope under study currently presents at least two events in which a failure has occurred. It can indicate that during the winter of 2014 and 2015 there were significant movements.

Unchanged samples were collected from the area where the two movements of the slope occurred. The maximum and residual soil parameters are estimated. On the other hand, from topographic surveys and the hypothesis that the soil is at the limit of the fall of the fault ( $FS = 1$ ), it has been possible to determine the resistant parameters.

The comparison of the values obtained will allow knowing if the it used conservative values for the study design of the slope.

*Dedicada a mis abuelos,  
Juan Molina y María Villarroel*

## **Agradecimientos**

Quiero partir agradeciendo a mis abuelos, Juan, que ya está en el cielo, y a mi abuela María. Sin el apoyo constante de ellos, de su esfuerzo, confianza, dedicación y educación que me brindaron de pequeño, no podría haber terminado esta hermosa etapa.

Quiero agradecer de forma muy especial a mi profesor guía, el Dr. Jose Miguel Montenegro. Sus conocimientos, su manera de trabajar, su apoyo incondicional en cada salida a terreno, la ayuda prestada en cada momento de dudas y su forma de analizar los diferentes problemas que se presentaron durante la investigación hacen sentir una gran admiración a su persona.

Agradezco a mi familia, a mi madre Teresa, mi tía Carmen, mis queridos hermanos mayores Jorge y Francisco. Gracias por darme cada día el aliento necesario para lograr este gran objetivo, por brindarme su apoyo en todo momento, y darme una mano en los momentos más necesarios.

Agradezco de forma muy especial a María Elena. Sin duda ella es el pilar fundamental de este gran logro, gracias por todo ese ánimo brindado en los momentos más difíciles, por ese aliento de fuerza entregado cuando más fue necesario, por ese amor incondicional, por cada consejo entregado, por la compañía y confianza durante toda esta etapa, y por sobre todo, por no dudar en ningún momento de mis capacidades.

Por último, quiero agradecer a mi círculo de amigos, Karen, Sergio, Robert, Nicolás, Hugo, Eduardo, Andrés, Nicole y toda la gente buena que me rodeó durante esta etapa. Sin ustedes, esta etapa no sería lo suficientemente perfecta como lo fue. Gracias por ese apoyo mutuo.

# Índice

1	Introducción .....	1
1.1	Motivación.....	8
1.2	Objetivos.....	8
1.2.1	Objetivo general .....	8
1.2.2	Objetivos específicos.....	8
2	Marco teórico .....	9
2.1	Estabilidad de taludes .....	9
2.1.1	Definición de talud. ....	9
2.1.2	Tipos de deslizamiento en taludes de suelo.....	10
2.1.3	Taludes en rocas .....	11
2.2	Parámetros Resistentes en el suelo .....	13
2.2.1	Resistencia máxima .....	18
2.2.2	Resistencia Crítica.....	18
2.2.3	Estado Residual .....	18
2.3	Obtención de parámetros resistentes.....	20
2.3.1	Laboratorio .....	20
2.3.2	In situ mediante ensayos.....	20
2.3.3	Back Analysis.....	20
2.4	Métodos de cálculo de Estabilidad de Taludes en suelos .....	21
2.4.1	Método de dovelas.....	22
2.4.2	Método de Spencer .....	23
2.4.3	Método de Morgenstern-Price .....	26
3	Metodología .....	30
3.1	Antecedentes e información recopilada.....	30
3.2	Ensayos de laboratorio.....	33
3.2.1	Ensayo de corte directo .....	34
3.3	Back analysis .....	36
4	Resultados .....	39
4.1	Resultados de laboratorio .....	40
4.1.1	Clasificación del suelo.....	40
4.1.2	Plasticidad .....	41
4.1.3	Gravedad específica (Gs) .....	43
4.1.4	Densidad in situ (Método del cono de arena).....	44
4.1.5	Corte Directo.....	45
4.2	Estabilidad del talud .....	52
4.2.1	Diseño año 2014.....	53

4.2.2	Diseño año 2015.....	60
5	Discusión y Conclusiones .....	69
6	Referencias .....	73
7	Anexos .....	75
7.1	Anexos A.....	75
7.1.1	Anexo Introducción.....	75
7.2	Anexo B.....	78
7.2.1	Anexo Resultados de Laboratorio .....	78
7.3	Anexo C.....	99
7.3.1	Estabilidad de talud .....	99
	• Diseño inicial año 2014 .....	99
	• Diseño final año 2015 .....	109

## Índice de figuras

Figura 1.1: Ubicación de la zona de estudio Ruta 160. (Fuente: Google maps - modificado) .....	2
Figura 1.2: Vista en planta ubicación zona de estudio Pk 40+250 a Pk 40+450. ....	2
Figura 1.3: Perfiles transversales de talud ubicado en Pk 40+250 a Pk 40+400 en Ruta 160 con fechas de noviembre de 2014 y noviembre de 2015. ....	3
Figura 1.4: Identificación de zona inestable. (Fuente: CONCESIONARIA RUTA 160 – Evaluación talud Dm 40+000 – 40+400; Informe Técnico). ....	5
Figura 1.5: Grietas en talud. (Fuente: CONCESIONARIA RUTA 160 – Evaluación talud Dm 40+000 – 40+400; Informe Técnico). ....	5
Figura 1.6: Rotura de cuneta, berma y deformaciones a nivel de pista de incorporación dirección norte-sur. Julio de 2016. (Fuente: CONCESIONARIA RUTA 160 – Evaluación talud Dm 40+000 – 40+400; Informe Técnico). ....	6
Figura 1.7: Estado actual del talud en Chivilingo - Ruta 160, con fecha 26-12-2016 (Fuente: Elaboración propia). ....	7
Figura 2.1: Distintos tipos de falla. (Fuente: Geología y Geotecnia, Estabilidad de Taludes – Modificada - ; <i>De Matteis; 2003</i> ) .....	11
Figura 2.2: Comportamiento real del suelo a largo plazo para la variación de tensión total y variación de volumen. (Fuente: Montenegro, 2016). ....	14
Figura 2.3: Comportamiento real del suelo a largo plazo para la variación de presión de poros y variación de tensiones efectivas. (Fuente: Montenegro, 2016). ....	14
Figura 2.4: Comportamiento real del suelo a corto plazo para la variación de tensión total y variación de volumen (Fuente: Montenegro, 2016). ....	16
Figura 2.5: Comportamiento real del suelo a corto plazo para la variación de presión de poros y variación de tensiones efectivas (Fuente: Montenegro, 2016). ....	16
Figura 2.6: Resistencia máxima (peak), crítica y residual para arenas y arcillas. (Fuente: Atkinson, 2007) ....	17
Figura 2.7: Sección típica de un talud de altura H e inclinación $\beta$ . (Fuente: Spencer, 1967). ....	24
Figura 2.8: Acercamiento de una la dovela tipo con las fuerzas actuando sobre ella. (Fuente: Spencer, 1967). ....	24
Figura 2.9: Esquema estático Método Morgenstern-Price (Fuente: Morgenstern and Price, 1965) .....	27
Figura 3.1: Estado actual de la zona afectada. Fotografía aérea capturada el mes de octubre de 2016 por dron (Fuente: Elaboración propia). ....	31
Figura 3.2: Zoom de estado actual del talud. Fotografía aérea capturada el mes de octubre por dron (Fuente: Elaboración propia). ....	31
Figura 3.3: Vista en planta del diseño inicial del talud y ubicación de perfiles transversales. (Fuente: empresa). ....	32
Figura 3.4: Vista en planta de segundo diseño del talud y movimiento ocurrido en él, junto con ubicación de perfiles transversales. (Fuente: empresa). ....	33
Figura 3.5: Ubicación de extracción de muestras del talud para ensayos de laboratorio. (Fuente: Elaboración propia). ....	34
Figura 3.6: Muestra inalterada tallada para realizar ensayo de corte directo. (Fuente: Elaboración propia). ....	35
Figura 3.7: Probeta inalterada, después de la fase de corte. (Fuente: Elaboración propia). ....	36
Figura 3.8: Perfil Dm 40+300 del talud modelado en Software GeoStudio 2012 en análisis Slope/W considerando los 3 escenarios de nivel freático. (Fuente: Elaboración propia). ....	37
Figura 4.1: Granulometrías de las tres muestras de suelo recogido en el talud en estudio. (Fuente: Elaboración propia). ....	41
Figura 4.2: Carta de plasticidad para ensayos de límites de Atterberg. ....	43
Figura 4.3: Gráfica tensión v/s deformación obtenidos de 3 pasadas de corte a una misma probeta. (Fuente: Elaboración propia). ....	45
Figura 4.4: Variación de la tensión a medida que aumenta la deformación para muestra M1. (Fuente: Elaboración propia). ....	46
Figura 4.5: Gráfica tensión normal tensión de corte para muestra M1 de corte directo. (Fuente: Elaboración propia). ....	47

Figura 4.6: Gráfica tensión deformación de ensayo de corte directo para muestra M2. ....	48
Figura 4.7: Gráfica tensión normal v/s tensión de corte para el segundo ensayo de corte directo. (Fuente: Elaboración propia). ....	49
Figura 4.8: Gráfica tensión deformación de ensayo de corte directo para la muestra M3.....	50
Figura 4.9: Gráfica tensión normal tensión de corte muestra M3 ensayada. ....	51
Figura 4.10: Perfil transversal inicial Pk 40+300 considerando el nivel freático en la zona superior del talud. (Fuente: Elaboración propia).....	53
Figura 4.11: Gráfico $\phi$ - C en Pk 40+300 para ambos métodos utilizados en cota inferior. (Fuente: Elaboración propia). ....	54
Figura 4.12: Gráfico $\phi$ - C en Pk 40+320 para ambos métodos utilizados en cota intermedia e inferior. ....	55
Figura 4.13: Gráfico $\phi$ - C en Pk 40+340 para ambos métodos utilizados en cota intermedia e inferior. (Fuente: Elaboración propia).....	57
Figura 4.14: Gráfico $\phi$ - C en Pk 40+360 para ambos métodos utilizados en cota intermedia e inferior. (Fuente: Elaboración propia).....	58
Figura 4.15: Gráfico $\phi$ - C en Pk 40+380 para ambos métodos utilizados en cota intermedia e inferior. (Fuente: Elaboración propia).....	59
Figura 4.16: Perfil tipo de topografía final Dm 40+318 considerando el nivel freático en la zona intermedia del talud (Fuente: Elaboración propia). ....	60
Figura 4.17: Gráfico $\phi$ C para Pk 40+308 utilizando método de Morgenster-Price. (Fuente: Elaboración propia). ....	61
Figura 4.18: Gráfico $\phi$ C para Dm 40+308 utilizando método de Spencer. (Fuente: Elaboración propia). ....	62
Figura 4.19: Gráfico $\phi$ C para Dm 40+308 utilizando método de Morgenster-Price. (Fuente: Elaboración propia). ....	63
Figura 4.20: Gráfico $\phi$ C para Pk 40+318 utilizando método de Spencer. (Fuente: Elaboración propia). ....	64
Figura 4.21: Gráfico $\phi$ C para Pk 40+330 utilizando método de Morgenstern Price. (Fuente: Elaboración propia). ....	65
Figura 4.22: Gráfico $\phi$ C para Pk 40+330 utilizando método de Spencer. (Fuente: Elaboración propia). ....	66
Figura 4.23: Gráfico $\phi$ C para Pk 40+338 utilizando método de Morgenster Price. (Fuente: Elaboración propia). ....	67
Figura 4.24: Gráfico $\phi$ C para Pk 40+338 utilizando método de Spencer. (Fuente: Elaboración propia). ....	68
Figura 7.1: Colapso de talud ubicado en Chivilingo, toma frontal (fuente: Elaboración propia).....	75
Figura 7.2: Colapso de talud ubicado en Chivilingo, toma lateral (fuente: Elaboración propia) .....	75
Figura 7.3: Zona del talud agrietada. (Fuente: CONCESIONARIA RUTA 160 – Evaluación talud Dm 40+000 – 40+400; Informe Técnico) .....	76
Figura 7.4: Tamaño de grieta en talud. (Fuente: CONCESIONARIA RUTA 160 – Evaluación talud Dm 40+000 – 40+400; Informe Técnico) .....	76
Figura 7.5: Prolongación grietas hacia el talud y deslizamientos menores. (Fuente: CONCESIONARIA RUTA 160 – Evaluación talud Dm 40+000 – 40+400; Informe Técnico).....	76
Figura 7.6: Grietas en terraza. (Fuente: CONCESIONARIA RUTA 160 – Evaluación talud Dm 40+000 – 40+400; Informe Técnico). ....	77
Figura 7.7: Ruptura badén. (Fuente: CONCESIONARIA RUTA 160 – Evaluación talud Dm 40+000 – 40+400; Informe Técnico). ....	77
Figura 7.8: Límite líquido para la primera muestra ensayada. (Fuente: Elaboración propia). ....	83
Figura 7.9: Límite plástico para la primera muestra ensayada. (Fuente: Elaboración propia). ....	84
Figura 7.10: Límite líquido para la segunda muestra ensayada. (Fuente: Elaboración propia).....	86
Figura 7.11: Límite plástico para la segunda muestra ensayada. (Fuente: Elaboración propia).....	86
Figura 7.12: Consolidación de muestra M2 a una tensión de 300 kPa. (Fuente: Elaboración Propia). ....	89
Figura 7.13: Consolidación de muestra M2 a una tensión de 150 kPa. (Fuente: Elaboración Propia). ....	90
Figura 7.14: Consolidación de muestra M2 a una tensión de 50 kPa. (Fuente: Elaboración Propia). ....	90
Figura 7.15: Tensión de corte para muestra M2 para los 3 procesos de corte a una tensión de consolidación de 300 kPa. (Fuente: Elaboración Propia).....	91
Figura 7.16: Tensión de corte para muestra M2 para los 3 procesos de corte a una tensión de consolidación de 150 kPa. (Fuente: Elaboración Propia).....	91

Figura 7.17: Tensión de corte para muestra M2 para los 3 procesos de corte a una tensión de consolidación de 50 kPa. (Fuente: Elaboración Propia).....	92
Figura 7.18: Tensión versus deformación para datos obtenidos a partir de la primera pasada de corte. (Fuente Elaboración Propia).....	92
Figura 7.19: tensión normal y tensión de corte para datos de M2 de la primera pasada (Fuente Elaboración Propia).....	93
Figura 7.20: Tensión versus deformación para datos obtenidos a partir de la segunda pasada de corte. (Fuente Elaboración Propia).....	94
Figura 7.21: tensión normal y tensión de corte para datos de M2 de la segunda pasada. (Fuente Elaboración Propia).....	94
Figura 7.22: Tensión versus deformación para datos obtenidos a partir de la tercera pasada de corte. (Fuente Elaboración Propia).....	95
Figura 7.23: tensión normal y tensión de corte para datos de M2 de la tercera pasada. (Fuente Elaboración Propia).....	96
Figura 7.24: Resultados de curva granulométrica y carta de plasticidad realizado por laboratorios Idiem. (Fuente: Idiem, 2016).....	99

## Índice de tablas

Tabla 2.1: Valores de parámetros resistentes para diferentes tipos de suelo en diferentes estados (Atkinson J, 2014).	19
Tabla 4.1: Resultados obtenidos en el ensayo de plasticidad de las dos determinaciones.	41
Tabla 4.2: Valores de gravedad específica (Gs) obtenidos de laboratorio. (Fuente: Elaboración propia)	44
Tabla 4.3: Resultados de densidad in situ mediante método del cono de arena. (Fuente: Elaboración propia)	44
Tabla 4.5: Valores de $\phi_{\text{máximo}}$ para muestra M1 ensayada.	48
Tabla 4.6: Valores de $\phi_{\text{máximo}}$ para muestra M2 .	50
Tabla 4.7: Valores de $\phi_{\text{máxima}}$ para muestra M3 ensayada.	52
Tabla 4.8: Parámetros resistentes $\phi_{\text{peak}}$ obtenidos de los ensayos de corte directo de las 3 muestras extraídas junto con un $\phi_{\text{peak}}$ promedio.	52
Tabla 7.1: Primera granulometría sector talud cuesta de Chivilingo (Fuente: Elaboración Propia)	78
Tabla 7.2: Material utilizado para la primera granulometría (Fuente: Elaboración Propia)	79
Tabla 7.3: Segunda granulometría sector talud cuesta de Chivilingo (Fuente: Elaboración Propia)	79
Tabla 7.4: Material utilizado para la segunda granulometría (Fuente: Elaboración Propia)	80
Tabla 7.5: Tercera granulometría sector talud cuesta de Chivilingo (Fuente: Elaboración Propia)	80
Tabla 7.6: Material utilizado para la tercera granulometría (Fuente: Elaboración Propia)	81
Tabla 7.7 : Resultados de límite líquido obtenidos de la muestra M1 (Fuente: Elaboración Propia)	81
Tabla 7.8: Resultados de límite plástico obtenidos de la muestra M1 (Fuente: Elaboración Propia)	82
Tabla 7.9: Valores obtenidos de ensayos de límites de Atterberg para la primera muestra. (Fuente: Elaboración propia)	84
Tabla 7.10: Resultados de límite líquido obtenidos de la muestra M2 (Fuente: Elaboración Propia)	85
Tabla 7.11: Resultados de límite plástico obtenidos de la muestra M2 (Fuente: Elaboración Propia)	85
Tabla 7.12: Valores obtenidos de ensayos de límites de Atterberg para la segunda muestra. (Fuente: Elaboración propia)	87
Tabla 7.14 Resultados de gravedad específica para las muestras M1, M2 y M3. (Fuente: Elaboración Propia)	87
Tabla 7.15: Resultados de ensayo densidad In Situ. (Fuente: Elaboración Propia)	88
Tabla 7.16: tabla resumen de resultados obtenidos de la primera pasada de corte directo. (Fuente Elaboración Propia)	93
Tabla 7.17: tabla resumen de resultados obtenidos de la segunda pasada de corte directo. (Fuente Elaboración Propia)	95
Tabla 7.18: tabla resumen de resultados obtenidos de la segunda pasada de corte directo. (Fuente Elaboración Propia)	96
Tabla 7.19: Resultados de granulometría, límites y densidad de las partículas sólidas realizado por laboratorios Idiem (Fuente: Idiem, 2016)	97
Tabla 7.20: Factores de Seguridad para Dm 40+300 utilizando el método de Morgenstern Price. Diseño 2014. (Fuente: Elaboración propia)	100
Tabla 7.21: Factores de Seguridad para Dm 40+300 utilizando el método de Spencer. Diseño 2014. (Fuente: Elaboración propia)	101
Tabla 7.22: Factores de Seguridad para Dm 40+320 utilizando el método de Morgenstern Price. Diseño 2014. (Fuente: Elaboración Propia)	102
Tabla 7.23 Factores de Seguridad para Dm 40+320 utilizando el método de Spencer. Diseño 2014. (Fuente: Elaboración propia)	103
Tabla 7.24: Factores de Seguridad para Dm 40+340 utilizando el método de Morgenstern Price. Diseño 2014. (Fuente: Elaboración Propia)	104
Tabla 7.25: Factores de Seguridad para Dm 40+340 utilizando el método de Spencer. Diseño 2014. (Fuente: Elaboración propia)	105
Tabla 7.26 Factores de Seguridad para Dm 40+360 utilizando el método de Morgenstern Price. Diseño 2014. (Fuente: Elaboración propia)	105
Tabla 7.27: Factores de Seguridad para Dm 40+360 utilizando el método de Spencer. Diseño 2014. (Fuente: Elaboración propia)	106

Tabla 7.28: Factores de Seguridad para Dm 40+380 utilizando el método de Morgenstern Price. Diseño 2014. (Fuente: Elaboración propia).....	107
Tabla 7.29: Factores de Seguridad para Dm 40+380 utilizando el método de Spencer. Diseño 2014. (Fuente: Elaboración propia).....	108
Tabla 7.30: Factores de Seguridad para Dm 40+308 utilizando el método de Morgenstern Price, diseño 2015. (Fuente: Elaboración propia).....	109
Tabla 7.31: Factores de Seguridad para Dm 40+308 utilizando el método de Spencer, diseño 2015. (Fuente: Elaboración propia).....	110
Tabla 7.32: Factores de Seguridad para Dm 40+318 utilizando el método de Morgenstern Price, diseño 2015. (Fuente: Elaboración propia).....	111
Tabla 7.33: Factores de Seguridad para Dm 40+318 utilizando el método de Spencer, diseño 2015. (Fuente: Elaboración propia).....	112
Tabla 7.34: Factores de Seguridad para Dm 40+330 utilizando el método de Morgenstern Price, diseño 2015. (Fuente: Elaboración propia).....	113
Tabla 7.35: Factores de Seguridad para Dm 40+330 utilizando el método de Spencer, diseño 2015. (Fuente: Elaboración propia).....	114
Tabla 7.36: Factores de Seguridad para Dm 40+338 utilizando el método de Morgenstern Price, diseño 2015. (Fuente: Elaboración propia).....	115
Tabla 7.37: Factores de Seguridad para Dm 40+330 utilizando el método de Spencer, diseño 2015. (Fuente: Elaboración propia).....	116

# 1 Introducción

Los taludes son obras que se emplazan en laderas de cerros y que su diseño y ejecución están condicionadas con la obra que se esté llevando a cabo. El comportamiento de un talud depende del tipo de material en donde se quiera realizar, estando condicionado por el comportamiento mecánico del suelo y/o de la roca. Un talud se define como una superficie inclinada de suelo o roca en la que el hombre ha intervenido. En general, el diseño de este tipo de obras depende del material que lo componga y sus propiedades geológicas, altura del nivel freático, aceleración sísmica, etc.

Para un buen diseño de talud, es fundamental determinar un ángulo de inclinación adecuado según las condiciones del suelo y del lugar en general. En la etapa de diseño es necesario realizar ensayos de mecánica de suelos en laboratorios para obtener los parámetros que se utilizarán en los diferentes cálculos, así como conocer en terreno el material que se desea remover (esto último con el fin de poder ejecutar las técnicas necesarias para realizar la obra). Los principales problemas que afectan comúnmente a los taludes son el desarrollo de una inestabilidad global y la erosión superficial. De ahí la importancia elegir una inclinación adecuada y proteger el talud con obras que favorezcan su estabilidad ante eventos como la lluvia..

El presente trabajo analiza un talud ubicado en la ruta 160, entre los PK 40+300 y PK 40+400, ubicado en la cuesta que da acceso a la hidroeléctrica Chivilingo, entre las comunas de Lota y Laraquete. En la figura 1.1 se aprecia la ubicación de la zona a evaluar, mientras que la figura 1.2 se aprecia en detalle vista en planta de la ruta y el talud en estudio. Dos movimientos de cierta importancia se han producido en el talud en estudio. El primero ocurrió en invierno del año 2014, mientras que el segundo sucedió el invierno del año 2015, a pocos meses de haber solucionado el primero.



Figura 1.1: Ubicación de la zona de estudio Ruta 160. (Fuente: Google maps - modificado)

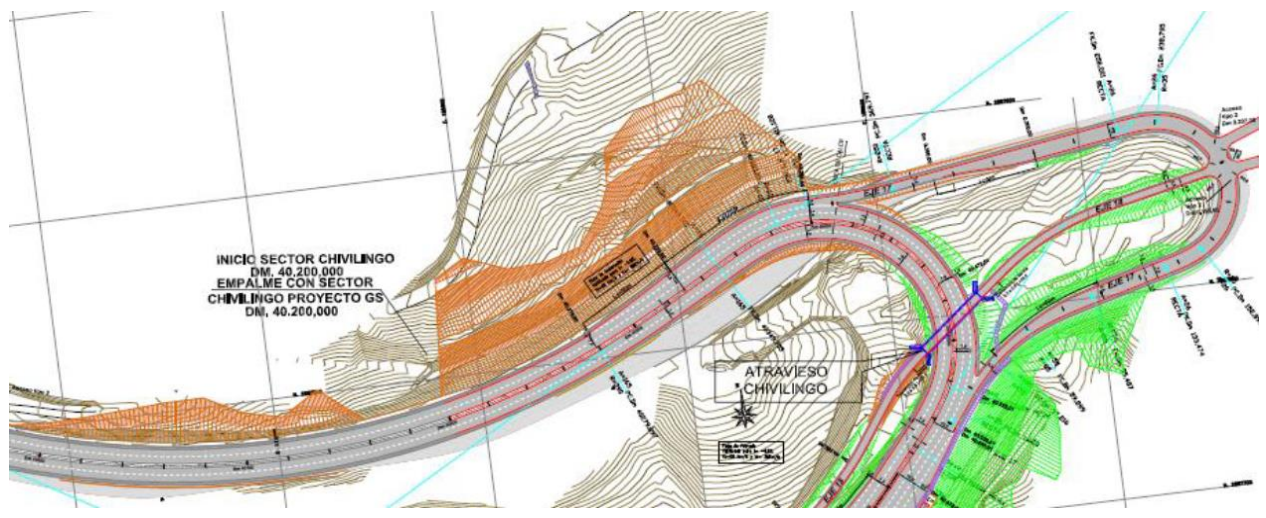


Figura 1.2: Vista en planta ubicación zona de estudio Pk 40+250 a Pk 40+450.

A continuación se describirá la situación ocurrida en ambos eventos, comenzando por los acontecimientos producidos el invierno de 2014.

En general, los taludes de elevada altura suelen llevar terrazas para mejorar su estabilidad. En el caso en estudio, el diseño del talud del año 2014 contempla tres terrazas ubicadas a las siguientes alturas desde el pie del talud: 8, 18 y 30 metros. Debido a las precipitaciones en la zona, el talud desliza en temporada de invierno del año 2015, lo que afecta incluso en parte el funcionamiento de la obra.

Posteriormente al movimiento del año 2015, el talud es reperfilado a finales de ese mismo año, habiéndose reducido drásticamente su pendiente y mejorando el sistema de drenaje de aguas en el pie y en la coronación del talud, así como en cada una de las terrazas. La figura 1.3 muestra los perfiles transversales en estudio con fechas: i) noviembre de 2014, y ii) noviembre de 2015.

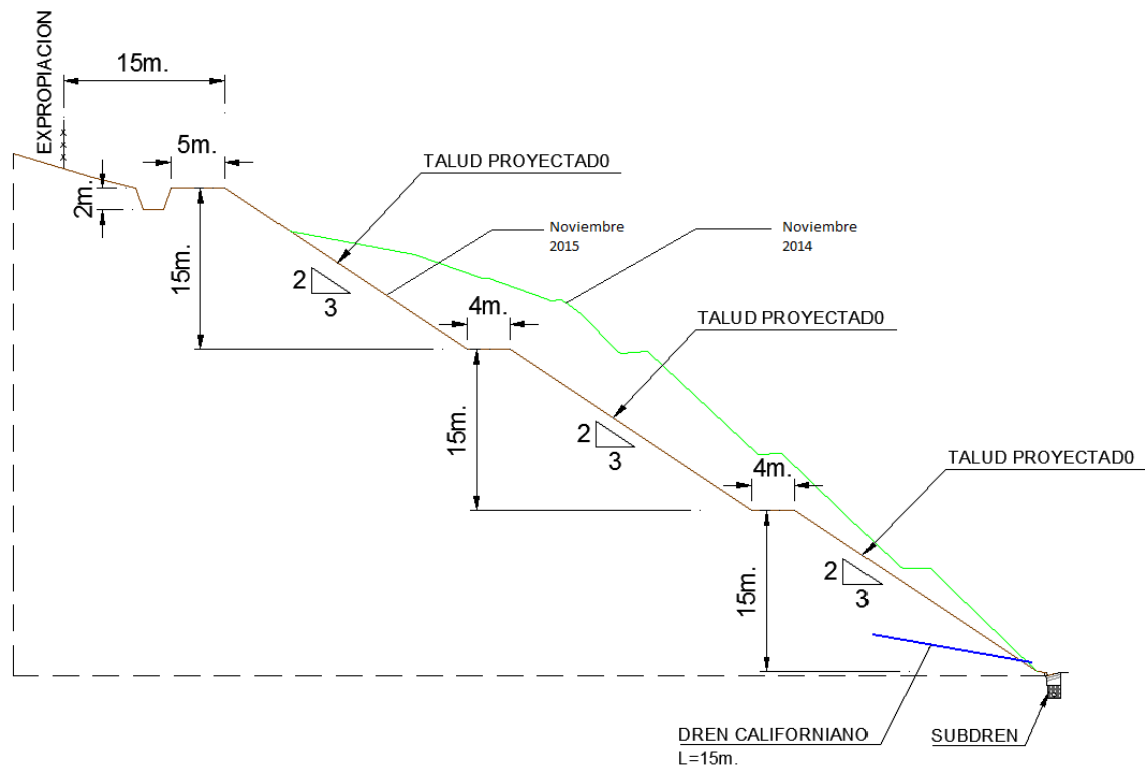


Figura 1.3: Perfiles transversales de talud ubicado en Pk 40+250 a Pk 40+400 en Ruta 160 con fechas de noviembre de 2014 y noviembre de 2015.

Es importante resaltar que el diseño efectuado en 2015 aumentó la ladera intervenida, registrando un aumento de la altura del talud desde los 35 metros iniciales en noviembre de 2014 a 45 metros finales en noviembre de 2015. Cabe señalar que la altura

extra fue desforestada para reducir su pendiente y colocar un drenaje longitudinal en la parte superior, tal como se ve en la figura 1.3.

En el nuevo perfil adoptado con fecha de noviembre de 2015, se produce un segundo movimiento, comprometiendo incluso la berma y parte de la calzada de la carretera. Este segundo movimiento se produjo específicamente entre los Pk 40+300 y el Pk 40+350.

La hipótesis utilizada en este estudio se basa en que es que los movimientos bruscos producidos en el talud se deben principalmente a un aumento en la presión de poros, lo que desencadenó las inestabilidades registradas anteriormente.

La empresa a cargo de la carretera monitoriza periódicamente los movimientos relativos de diferentes puntos localizados, tanto en el talud como en la berma y pistas de la carretera.

En el invierno del año 2016, las deformaciones registradas en el talud fueron creciendo, lo que generó un aumento del tamaño y longitud de las grietas observadas, además se generaron nuevas grietas a nivel de la primera terraza, las que se prolongaron al talud. En apartado de anexos se aprecia la prolongación de la grieta en figura 7.5.

Esto provocó que en los días posteriores se generara un asentamiento importante en la terraza, así como un incremento en el tamaño y longitud de las grietas, quedando en evidencia la zona inestable. Las deformaciones en el talud y terrazas terminaron por levantar el badén existente. En la figura 1.3 se puede observar la zona inestable del talud, mientras que en la figura 1.4 la grieta que afecta la zona dañada. Además en anexos 7.1, en figuras 7.6 y 7.7 se puede apreciar en detalle las grietas generadas por las lluvias



Figura 1.4: Identificación de zona inestable. (Fuente: CONCESIONARIA RUTA 160 – Evaluación talud Dm 40+000 – 40+400; Informe Técnico).



Figura 1.5: Grietas en talud. (Fuente: CONCESIONARIA RUTA 160 – Evaluación talud Dm 40+000 – 40+400; Informe Técnico).

Entre los días 16 y 18 de julio de 2016 se produjo un incremento en la magnitud de las grietas, posiblemente por las precipitaciones acontecidas, generando nuevos movimientos locales. Estas deformaciones produjeron un problema a nivel de plataforma de la ruta, específicamente en la zona de la cuneta, berma y pista de incorporación, el movimiento levanto la cuneta algo más de 40 cm por sobre el nivel de la ruta. En la figura

1.6 se puede apreciar el nivel de deformación en la pista de incorporación de la ruta producto del movimiento del terreno.



Figura 1.6: Rotura de cuneta, berma y deformaciones a nivel de pista de incorporación dirección norte-sur. Julio de 2016. (Fuente: CONCESIONARIA RUTA 160 – Evaluación talud Dm 40+000 – 40+400; Informe Técnico).

Con fecha de noviembre de 2016, el tramo de la ruta afectada por el deslizamiento del talud (pista de incorporación) se encuentra en funcionamiento, mientras que parte de la zona en la que se vio afectada por el movimiento se encuentra protegida con nylon, para evitar la infiltración de aguas lluvias por las grietas, junto con canaletas de evacuación de aguas. El estado del talud hasta el mes de diciembre de 2016 se puede apreciar en la figura 1.7.



Figura 1.7: Estado actual del talud en Chivilingo - Ruta 160, con fecha 26-12-2016 (Fuente: Elaboración propia).

El presente estudio buscará determinar los motivos por los que se produjeron los movimientos antes señalados. Se pondrá especial énfasis en el análisis de la estabilidad del talud antes de que se produjeran los eventos.

Los parámetros resistentes serán determinados mediante ensayos de laboratorio y back analysis.

En el apartado N° 3 se profundizará en la metodología del presente trabajo.

## 1.1 Motivación

Debido a los movimientos observados en el talud ocurridas en la ruta 160, se propuso esclarecer los motivos de estos eventos, en donde ambas ocurrieron en meses de invierno (1° falla asociada al invierno del 2014 y segunda falla asociada al invierno del 2015). Es importante conocer los antecedentes previos que se tengan de la zona de estudios.

Para poder realizar un estudio por back análisis, se deberá modelar los diferentes escenarios posibles, en donde el nivel del agua al interior del talud juega un papel fundamental al momento de modelar y así poder obtener factores de seguridad que se puedan comparar con los entregados en los informes técnicos.

Para modelar los diferentes escenarios posibles, se utilizará el software Geostudio 2012, y se verificarán los factores de seguridad con dos métodos de estudio, los cuales, son los más confiables al momento de realizar un estudio de estabilidad de talud, debido a las consideraciones que utiliza cada método. Estos son el método Morgenstern-Price y el de Spencer.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo general

- Comparar los parámetros resistentes del suelo mediante back analysis con resultados obtenidos de laboratorio.

### 1.2.2 Objetivos específicos

- Caracterizar las propiedades resistentes del suelo mediante ensayos de laboratorio.
- Determinar mediante back analysis los parámetros resistentes del suelo para diferentes escenarios.

## 2 Marco teórico

Para el estudio de estabilidad de taludes, es necesario determinar las características del terreno, ya sean morfológicas o bien técnicas, antes de comenzar con el diseño de la obra y posterior ejecución. Es por ello que la necesidad de conocer el tipo de suelo con el que se trabajará es fundamental para asegurar el éxito de la obra, pues nos podemos encontrar con taludes en roca, o bien, en suelos. Para conocer las características y propiedades del suelo, es necesario realizar una serie de ensayos en laboratorio para determinar las propiedades mecánicas con las cuales se tendrá que diseñar.

### 2.1 Estabilidad de taludes.

En esta sección se abordará todo lo relacionado con la estabilidad de taludes, tipos de talud, tipos de deslizamientos y métodos de cálculo.

#### 2.1.1 Definición de talud.

De Matteis (2013), define un talud como cualquier superficie inclinada con respecto de la horizontal. Se pueden distinguir dos tipos de taludes, los que se producen de forma natural y los que se producen por intervención humana. Los taludes que se producen de forma natural se denominan laderas, mientras que los taludes hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales. En la ingeniería civil, es necesario utilizar el suelo según las necesidades de la obra, esto es, utilizar el suelo como relleno, terraplén, canales, presas, etc. Para cualquiera de los casos mencionados, siempre es requerido estudiar la estabilidad del talud.

Un deslizamiento en un talud trae siempre consecuencias, las cuales, se pueden traducir en pérdidas económicas como también de vidas. Para evitar este tipo de catástrofes, es necesario asegurar un diseño conservador, pero sin caer en un diseño conservador extremo, lo cual se traduciría en costos adicionales.

### 2.1.2 Tipos de deslizamiento en taludes de suelo

De Matteis, (2013), denomina al deslizamiento como el suelo que se encuentra por debajo de un talud, el cual origina movimientos hacia abajo y hacia afuera, moviendo con él, toda la masa que se encuentra sobre este deslizamiento. Estos deslizamientos pueden ocurrir de diferentes maneras, ya sea de forma rápida, lenta, con aviso o sin aviso previo, etc. Las causas de falla de un talud pueden ser por un mal diseño en la inclinación del talud, la altura de éste, excavaciones o socavaciones en el pie del talud, aumento de la presión de poros debido a la filtración de agua, etc. Los tipos de fallas más comunes en taludes son los deslizamientos superficiales y movimientos de cuerpo del talud. Los movimientos de cuerpo del talud ocurren cuando un movimiento brusco del terreno afecta una masa considerable del talud, registrando fallas que penetran profundamente el terreno de fundación. Estos fenómenos son conocidos como falla rotacional, y ocurren cuando esfuerzos cortantes sobrepasan la resistencia de corte del material, obteniendo como consecuencia la ruptura y deslizamiento del talud.

#### 2.1.2.1 Falla Rotacional

De Matteis (2013), expone que las fallas rotacionales son comunes en materiales arcillosos y homogéneos, en donde el comportamiento mecánico se rige por la fracción arcillosa. Es común encontrar fallas rotacionales profundas cuando la pendiente del talud es mayor. La falla por rotación se puede presentar en diferentes zonas del talud. Estas zonas de falla pueden ser de falla de círculo de talud, círculo de pie del talud, o bien registrar una falla de círculo profundo. Cabe señalar que la superficie del último tipo de falla mencionado puede profundizarse hasta llegar a un estrato más resistente, provocando en este punto un límite en la superficie de falla. La figura 2.1 presenta los diferentes tipos de falla que pueden ocurrir en un talud.

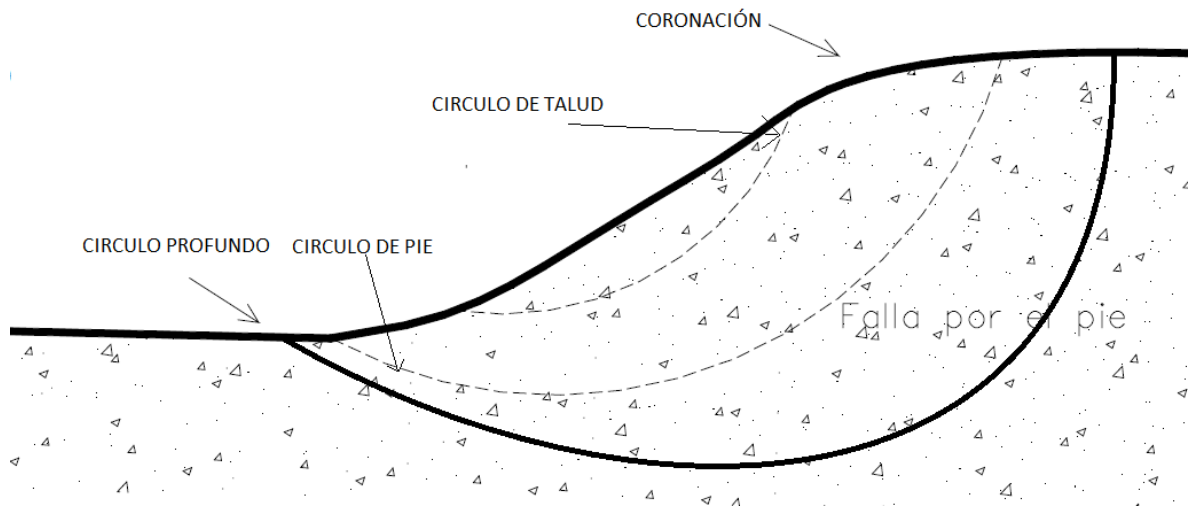


Figura 2.1: Distintos tipos de falla. (Fuente: Geología y Geotecnia, Estabilidad de Taludes – Modificada - ; De Matteis; 2003)

### 2.1.3 Taludes en rocas

En las obras de ingeniería que contemplan taludes, no siempre se estará trabajando con suelos, la presencia de rocas en lugares donde se quiera emplazar una obra muchas veces puede condicionar la ejecución de ésta.

Wyllie & Mah (1974), en su libro titulado ‘Rock Slope Engineering’, proponen que la estabilidad de las pendientes en taludes de roca es a menudo influenciada por la roca matriz y el macizo rocoso. En esta misma línea, la geología cumple un rol fundamental para el estudio de taludes en rocas, pues, es esta ciencia la encargada de estudiar las roturas naturales en las rocas, tales como planos de fallas, juntas y fallas que generalmente se denominan discontinuidades. La importancia de identificar estas discontinuidades en taludes de roca es que estos planos de discontinuidades son débiles, lo cual la falla del talud tiende a ocurrir a lo largo de estas superficies. Estas discontinuidades pueden influir directamente en la estabilidad de la roca, sin embargo, estas discontinuidades solo pueden influir en la estabilidad del talud en roca cuando su longitud es mucho más corta que las dimensiones de la pendiente, como es el caso de una pendiente en las minas de cielo abierto en la que ninguna discontinuidad controla la estabilidad.

Wyllie & Mah, (1974) explican en su libro mencionado dos pasos para estudiar la estabilidad de la pendiente en rocas. En primer lugar, se debe determinar las propiedades de la discontinuidad, y en segundo lugar, se debe determinar la influencia de las discontinuidades sobre la estabilidad. Para estudiar la roca matriz, es necesario realizar ensayos de compresión simple de la roca sana, mientras que para estudiar el macizo rocoso, es necesario realizar una clasificación geomecánica del macizo. Bieniawski (1973), propone un modelo de clasificación el cual permite hacer una clasificación de las rocas ‘in situ’, estimando el tiempo de mantenimiento y longitud de un vano, o bien, determinando las discontinuidades de la roca. Todo esto con el fin de identificar posibles modos de falla e identificar conjuntos de discontinuidades como una falla que controlará la estabilidad en una pendiente particular.

Los autores señalados aconsejan que la pendiente de diseño del talud en roca se realice con un solo ángulo de inclinación de pendiente, pues no recomiendan excavar una pendiente con variación en los ángulos de inclinación del talud, ya que el diseño del talud se realiza con los datos geológicos dominantes en la zona. Aun así, existen excepciones en donde la inclinación del talud en roca si se puede cambiar. Esto ocurre en casos donde se encuentra un cambio significativo en el tipo de roca dentro del corte. En estos casos, es recomendable preparar un diseño separado para cada uno.

Otro aspecto a considerar en la estabilidad de taludes en roca es el factor de seguridad. Los factores de seguridad obtenidos en el diseño de taludes en rocas son diferente a los obtenidos en suelos. En este caso, Hoek & Bray (2004), proponen que los factores de seguridad obtenidos del diseño de un talud en roca pueden ser ligeramente superiores a la unidad, sin embargo, cabe señalar que las condiciones de estabilidad para las pendientes en rocas siempre estarán condicionadas según el tipo de proyecto, pues, para proyectos que estén involucrados directamente con personas (como cortes de roca que pasen por sobre una autopista con un flujo de vehículos), será importante que la pendiente sea estable y que el desprendimiento de material sea reducido. Para estos casos, siempre es recomendable utilizar medidas de estabilización que aseguren ante cualquier evento, la protección de las personas. Estas medidas de estabilización pueden ser anclajes de roca o mallas dinámicas, entre otras. Debido a que la vida útil de tales medidas de estabilización

puede ser solo de entre 10 y 30 años, la mantención periódica es necesaria para la seguridad de la vía.

## 2.2 Parámetros Resistentes en el suelo

Atkinson (2007), en su libro titulado ‘The Mechanics of Soils and Foundations’ propone que la resistencia de un material es el esfuerzo de corte máximo que puede soportar. Todo material que sea cargado más allá de su tensión máxima, fallará. Estas fallas pueden producirse sin previo aviso, obteniendo un comportamiento frágil, o bien pueden fallar de forma lenta y prolongada, teniendo un comportamiento dúctil.

El comportamiento del suelo está relacionado a la carga aplicada, y a la posibilidad de drenaje del suelo. Existe una clara diferencia entre el comportamiento de suelo con drenaje y sin drenaje.

- Comportamiento con drenaje

En la Figura 2.2 se aprecian los resultados teóricos del comportamiento real del suelo con aplicación de cargas a largo plazo y permitiendo el drenaje. Montenegro (2016, Comunicación Personal), propone que de la figura mencionada con anterioridad, se aprecian dos gráficas, las cuales están relacionadas entre sí. La gráfica superior presenta como varía la tensión normal en función del tiempo, identificando además como la tensión normal aumenta de forma lineal ascendente hasta alcanzar un punto en donde la tensión normal es lineal y constante, mientras que la gráfica inferior presenta la variación de volumen en función del tiempo. Dicha variación de volumen tiene un comportamiento lineal descendente hasta alcanzar una variación volumétrica lineal constante. En ambos casos, se alcanza un comportamiento lineal constante a un tiempo “t” relacionado a un comportamiento real del suelo a largo plazo. De este comportamiento se puede identificar una variación de la tensión normal  $\Delta\sigma$  y una variación de volumen  $\Delta V$ .

De la Figura 2.3 se aprecian dos gráficas las cuales retratan el comportamiento real del suelo a largo plazo para la variación de presión de poros y variación de tensiones efectivas.

La grafica superior presenta la variación de la presión de poros en función del tiempo, la cual tiene un comportamiento lineal constante, no existiendo variación de la presión de poros. La gráfica inferior presenta la variación de la tensión efectiva en función del tiempo. Esta variación tiene un comportamiento lineal ascendente hasta llegar un punto en que su comportamiento pasa a ser lineal constante, identificando de este modo la variación de la tensión efectiva como  $\Delta\sigma'$ .

En ambas figuras se explica el comportamiento del suelo con drenaje, el cual no solo está asociado al tiempo de exposición de la carga (largo plazo) sino que también a otros factores que favorecen el drenaje del suelo, como la permeabilidad presente en el suelo y la baja velocidad de aplicación de la carga, entre otros.

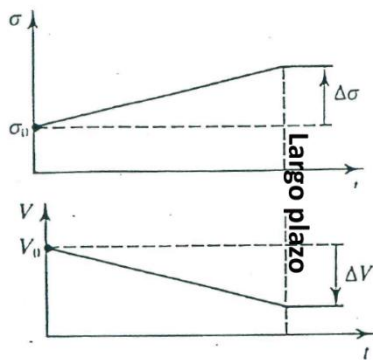


Figura 2.2: Comportamiento real del suelo a largo plazo para la variación de tensión total y variación de volumen. (Fuente: Montenegro, 2016).

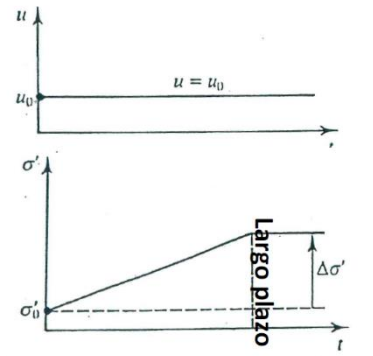


Figura 2.3: Comportamiento real del suelo a largo plazo para la variación de presión de poros y variación de tensiones efectivas. (Fuente: Montenegro, 2016).

- Comportamiento sin drenaje

Montenegro (2016) propone que a diferencia del comportamiento con drenaje, el comportamiento del suelo sin drenaje es diferente, y esto se puede apreciar en las figuras 2.4 y 2.5. De la Figura 2.4 se aprecian dos gráficas, la gráfica superior presenta un gráfico de tensión normal en función del tiempo, mientras que el grafico inferior presenta la variación de volumen del suelo en función del tiempo. En el grafico superior, se puede apreciar un comportamiento lineal ascendente de la tensión normal, la cual, en un corto

periodo de tiempo, pasa a un comportamiento lineal constante. A diferencia del comportamiento con drenaje, el comportamiento lineal constante es alcanzado en un periodo de tiempo menor. La gráfica inferior presenta la variación de volumen en función del tiempo. En ella se puede apreciar como esta variación de volumen tiene un comportamiento no lineal descendente, hasta llegar a un punto en donde la variación de volumen es lineal y constante. La variación de volumen del suelo comienza una vez que la tensión normal del suelo alcanza un comportamiento lineal constante, por lo que la variación de volumen ocurre una vez alcanzada una tensión normal constante. La Figura 2.5 presenta, al igual que la figura anterior, dos gráficas. En la gráfica superior se puede apreciar la variación de la presión de poros en función del tiempo. En ella se ve como en un corto periodo de tiempo, la presión de poros alcanza un punto máximo, el cual coincide con el comienzo del comportamiento lineal constante de la tensión normal. La presión de poros es disipada a medida que transcurre el tiempo, alcanzando una variación de la presión de poros igual a cero. La grafica inferior presenta la variación de las tensiones efectivas en el suelo en función del tiempo. La tensión efectiva tiene un comportamiento no lineal en función del tiempo, llegando a una tensión efectiva constante en un tiempo “ $t$ ”.

En ambas figuras presentadas, el comportamiento del suelo sin drenaje no solo depende del tiempo, sino que también depende de la permeabilidad del suelo y la rápida velocidad de la aplicación de las cargas.

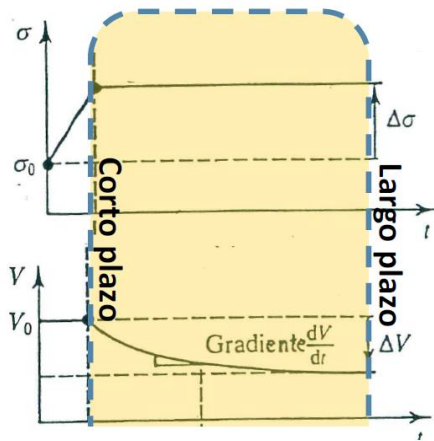


Figura 2.4: Comportamiento real del suelo a corto plazo para la variación de tensión total y variación de volumen (Fuente: Montenegro, 2016).

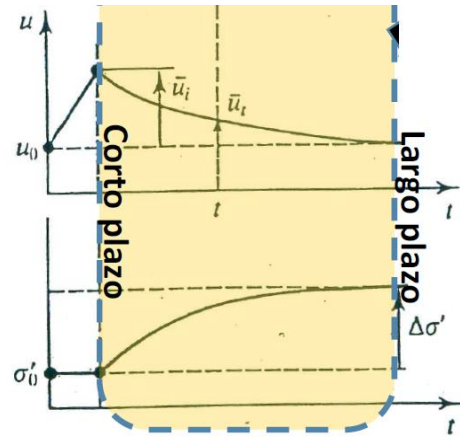


Figura 2.5: Comportamiento real del suelo a corto plazo para la variación de presión de poros y variación de tensiones efectivas (Fuente: Montenegro, 2016)

De este modo, existe una clara diferencia en el suelo cuando se habla de un comportamiento con drenaje y sin drenaje, en donde la aplicación de cargas y el tiempo de duración que se aplique juegan un rol fundamental al momento de estudiar la resistencia del suelo, sobre todo cuando se quieren determinar parámetros resistentes.

Las curvas típicas de tensión-deformación en ensayos de resistencia al corte se distingue una fuerza (o tensión) máxima y una resistencia de estado crítico. Después de grandes deformaciones, algunos suelos tienen una resistencia residual menor a la crítica. Atkinson (2007) define 3 estados tensionales en un suelo, resistencia máxima (peak), resistencia crítica y resistencia residual.

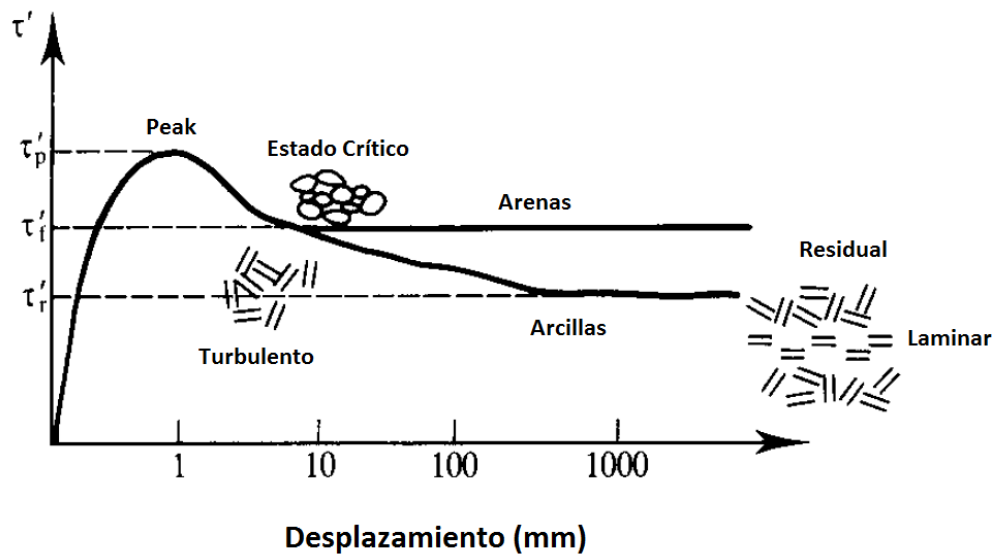


Figura 2.6: Resistencia máxima (peak), crítica y residual para arenas y arcillas. (Fuente: Atkinson, 2007)

La Figura 2.6 realizada por Atkinson (2007) en su libro ‘The Mechanics of Soils and Foundations’, muestra la variación de la tensión de corte a medida que aumenta el desplazamiento de una muestra de arena y arcilla en el interior de la caja de corte directo. En la figura antes citada se observan tres estados que pueden alcanzar el suelo. i) máximo, ii) crítico, y iii) residual. El primer estado se alcanza exclusivamente en suelos densos (granulares) o sobre consolidados (finos), dado que en el caso que el suelo sea suelto (granulares) o normalmente consolidados (finos) el estado máximo coincide con el crítico. En esta segunda fase que alcanza el suelo, éste pierde toda memoria de cargas anteriores (tanto si estuvo denso como sobre consolidado). Por último, el estado residual se produce exclusivamente en suelos finos, especialmente en aquellos con elevados contenidos de arcillas. A muy elevados desplazamientos de la caja de corte directo (>100 mm) las láminas de arcilla comienzan a alinearse en la dirección del movimiento. El estado residual se alcanza cuando todas las láminas de arcilla se orientan de forma paralela al desplazamiento, resistiendo únicamente por roce.

### 2.2.1 Resistencia máxima

Atkinson (2007) propone que la resistencia máxima es la tensión de corte máxima que puede alcanzar un material. Por lo general, la resistencia máxima es alcanzada a bajas deformaciones. Los suelos inicialmente alcanzan estados máximos antes del estado crítico.

### 2.2.2 Resistencia Crítica

El estado crítico es el estado alcanzado después de tensiones máximas y está asociado con el flujo turbulento. Atkinson (2007) expresa que en el estado crítico, el suelo continúa deformándose sin ningún cambio de tensión de corte. Las características esenciales de los estados críticos son que, durante el corte, todos los suelos llegan finalmente a sus estados críticos, siendo este estado independiente del estado inicial. La existencia de estados críticos en los suelos es bastante lógica. En primer lugar, al aplicar un esfuerzo continuo de corte, cualquier suelo debe llegar finalmente a un estado constante porque siempre que la tensión normal fuese constante, si no lo hiciera, continuaría comprimiéndose y fortaleciéndose, o bien, dilatándose y debilitándose indefinidamente.

Durante el corte, desde el estado inicial hasta el estado crítico, habrán partículas de suelo relativamente grandes, lo que forzará al suelo a ser reelaborado o reconstituido por el esfuerzo cortante. Así, el suelo olvidará su estado inicial para que el nuevo suelo reconstituido alcance estados únicos independientes de los estados iniciales. (Atkinson, 2014).

### 2.2.3 Estado Residual

El estado residual y el estado crítico son fenómenos diferentes que se deben distinguir el uno del otro. Atkinson (2014), en su libro 'Fundamentals of Ground Engineering' propone que el suelo, en su estado crítico, las partículas y granos del suelo están reordenándose entre ellos mismos, mientras que el suelo en su estado residual, los granos de arcilla se han alineado de forma plana que se han orientado paralelamente a una zona de corte, formando zonas delgadas que, a medida que el suelo se deforma, las placas de arcilla se deslizan una sobre otra, debido a su acomodamiento como dos placas lisas. Del

mismo modo, como las deformaciones en el estado crítico son turbulentas, las deformaciones del suelo en estado residual son laminares. Esto afecta de modo tal que cuando los suelos arcillosos forman planos de deslizamiento, el ángulo de fricción residual puede ser mucho menor que el ángulo crítico de fricción. Para alcanzar una resistencia residual, los suelos deben necesitar más de un 40% de finos. En la práctica, la resistencia residual sólo tiene importancia en dos casos. En primer lugar, cuando hay un plano de deslizamiento preexistente en el suelo, normalmente del resultado de deslizamientos previos y segundo, cuando la construcción da como resultado deformaciones muy grandes, generalmente a lo largo del lado de los pilotes.

Atkinson (2014) presenta valores típicos de parámetros resistentes para diferentes tipos de material, en donde hace una clara diferencia de valores máximos, críticos y residuales en los materiales presentados. La Tabla 2.1 presenta los tipos de suelo y sus propiedades resistentes.

Tabla 2.1: Valores de parámetros resistentes para diferentes tipos de suelo en diferentes estados (Atkinson J, 2014).

<b>Material</b>	<b>Fuerza drenada</b>	<b>Resistencia a la compresión no confinada</b>
Arcilla suave	$\phi'_m = \phi'_c = 22^\circ$ $\phi'_r = 11^\circ$	50 kPa ( $C_u = 25$ kPa)
Arcilla dura	$\phi'_m = 30^\circ$ $\phi'_c = 22^\circ$ $\phi'_r = 11^\circ$	300 kPa ( $C_u = 150$ kPa)
Arena suelta	$\phi'_m = \phi'_c = \phi'_r = 30^\circ$	_____
Arena densa	$\phi'_m = 40^\circ$ $\phi'_c = 30^\circ$ $\phi'_r = 30^\circ$	_____

## 2.3 Obtención de parámetros resistentes.

Los parámetros resistentes, se obtienen mediante 3 métodos. i) laboratorio, ii) terreno, y iii) back análisis.

### 2.3.1 Laboratorio

Para la obtención de parámetros resistentes mediante laboratorio, se realizan ensayos para obtener los parámetros resistentes del suelo (Suarez, 2002). Los ensayos más utilizados son ensayo de corte directo, ensayo triaxial y ensayo de compresión no confinada (CNC), de los cuales, los más empleados son los ensayos de corte directo y ensayo triaxial. Para realizar los ensayos en laboratorio, es recomendable obtener material inalterado de la zona de estudio, para así obtener parámetros representativos acorde a la zona de estudio.

### 2.3.2 In situ mediante ensayos.

Para obtener parámetros resistentes en terreno, se necesita realizar ensayos en la zona donde se requieran dichos parámetros. Los ensayos más utilizados son los ensayos de SPT (Standar Penetration Test) y CPT (Cone Penetration Test), los cuales a través de sondaje, permiten conocer y a la vez obtener parámetros resistentes en los diferentes estratos de suelo. Otros métodos utilizados para la obtención de parámetros resistentes en terreno es el ensayo de veleta de corte y cono dinámico.

### 2.3.3 Back Analysis.

Tang (1999), afirma que el back analysis es usado comúnmente en la ingeniería geotécnica para estimar la resistencia in situ del suelo. Esta resistencia se representa generalmente por los parámetros de resistencia al corte en tensiones efectivas de Mohr-Coulomb, cohesión  $c$  y ángulo de fricción interna  $\phi$ . El back analysis de fallas de taludes es un método efectivo que incorpora importantes factores que muchas veces no son bien

representados en ensayos de laboratorio, tales como la estructura del suelo, la no homogeneidad, influencia de fisuras en la resistencia al corte y el efecto de los planos de debilidad dentro de la masa de suelo.

El back analysis asume un factor de seguridad igual a la unidad y considera la geometría original en el momento de la falla. Luego se estima la resistencia al corte del suelo que fue movilizada en la falla consistente con un modelo 2D realizado con un método seleccionado (Morgenstern-Price, Spencer, Janbu, Bishop, etc.) para un FS=1. (Tang, 1999).

En muchos casos se dispone de poca información de las condiciones bajo las cuales ocurrió un deslizamiento, lo que reduce la confiabilidad de los valores de  $c$  y  $\phi$  obtenidos mediante back analysis. Estos valores pueden ser utilizados para analizar la estabilidad de otros taludes en la misma formación geológica y recomendar medidas de estabilización si corresponde (Arellano *et al.*, 2013).

## 2.4 Métodos de cálculo de Estabilidad de Taludes en suelos

Herrera F. (2000) expresa que la estabilidad de un talud se puede determinar de diferentes métodos. Estos métodos permiten obtener de forma empírica factores de seguridad que permiten asegurar la estabilidad del talud. De los diferentes métodos existentes, los más conocidos son el método de las dovelas, método de Fellenius, solución simple de Greenwood, método de Bishop, método de Janbu, entre otros. Estos métodos se basan utilizando el mismo principio, el método de las rebanadas. La diferencia existente entre los diferentes métodos son las ecuaciones de estática que cumple cada uno de ellos. Una de las mayores desventajas de estos métodos es que solo consideran las fuerzas que actúan sobre una rebanada, satisfaciendo de este modo solo el equilibrio de fuerzas y no el de momentos. Esto hace que los valores obtenidos no sean los reales, aunque en muchas veces se acercan a la realidad.

El uso de nuevas tecnologías como computadores permite manejar de forma más fácil y eficiente los procesos iterativos inertes al método del equilibrio límite. Esto permite

que las formulaciones matemáticas sean más rigurosas, incluyendo todas las fuerzas presentes y satisfaciendo ecuaciones de la estática tanto de fuerzas como de momentos. Dos de estos métodos son los métodos de Morgenstern-Price y el método de Spencer. (Herrera F., 2000)

#### 2.4.1 Método de dovelas

Los problemas de estabilidad de taludes son estáticamente indeterminados, y para su resolución es preciso considerar una serie de hipótesis (Sanhueza & Rodríguez, 2005). Estas hipótesis consideran la interacción de las fuerzas en la dovela, realizando de este modo un equilibrio de fuerzas entre las fuerzas deslizantes y las fuerzas resistentes. Estos análisis proporcionan valores de factores de seguridad de un talud para la superficie analizada. Una vez determinado el factor de seguridad del talud estudiado, es necesario analizar otras superficies de rotura, hasta encontrar la condición donde se obtenga el menor factor de seguridad.

Las hipótesis consideradas en este tipo de métodos son las siguientes:

- El FS asociado a un determinado talud, es constante para toda la superficie de falla,
- La resistencia al corte del suelo estudiado satisface el criterio de Mohr - Coulomb, y
- Al momento de la falla la resistencia al corte del suelo se desarrolla con una magnitud constante en toda la superficie de rotura.

El métodos de las dovelas, es utilizado en aquellos casos en que la superficie de rotura del terreno es del tipo circular. De esta manera, el problema se aborda bidimensionalmente, tomando una sección transversal representativa del talud y dividiéndola en franjas del mismo tamaño. A cada dovela se le analiza su nivel de estabilidad, lo que permite concluir acerca de la seguridad global del talud. (Sanhueza & Rodríguez .2005)

#### 2.4.2 Método de Spencer

Spencer (1967) propone su método denominado de igual manera. Su método consiste en satisfacer totalmente el equilibrio tanto de momentos como de fuerzas. El procedimiento de su método está basado en que las fuerzas que actúan entre dovelas son paralelas y se anulan entre sí, es decir, tienen el mismo ángulo de inclinación. La inclinación de estas fuerzas interactuando es desconocida, por lo que se calcula como una incógnita más en la solución de las ecuaciones de equilibrio. El método inicialmente se propuso para superficies circulares, aun así, el método puede ser utilizado fácilmente a superficies no circulares. El autor plantea dos ecuaciones a resolver, la primera ecuación hace referencia al equilibrio de fuerzas y la segunda, al equilibrio de momentos. Estas ecuaciones se resuelven para poder determinar los factores de seguridad ( $F$ ) y los ángulos de inclinación de las fuerzas entre las dovelas  $\theta$ .

Para resolver las ecuaciones  $F$  y  $\theta$ , se utiliza un sistema de ensayo y error donde se asumen los valores de estos factores (en forma repetitiva) hasta que se alcanza un nivel aceptable de error. Una vez obtenidos los valores de  $F$  y  $\theta$  se calculan las demás fuerzas sobre las dovelas individuales. El método de Spencer se considera muy preciso y aplicable para casi todo tipo de geometría de talud y perfiles de suelo y es tal vez, el procedimiento de equilibrio más completo y más sencillo para el cálculo del factor de seguridad. (Suárez, 2002).

Spencer (1967) en su libro titulado 'A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces' explica el método de cálculo de sus ecuaciones. En la Figura 2.7 se presenta una sección típica de un talud de altura  $H$  e inclinación  $\beta$ . Además se presenta la superficie de deslizamiento circular y una dovela tipo de altura media  $h$  y ancho  $b$ .

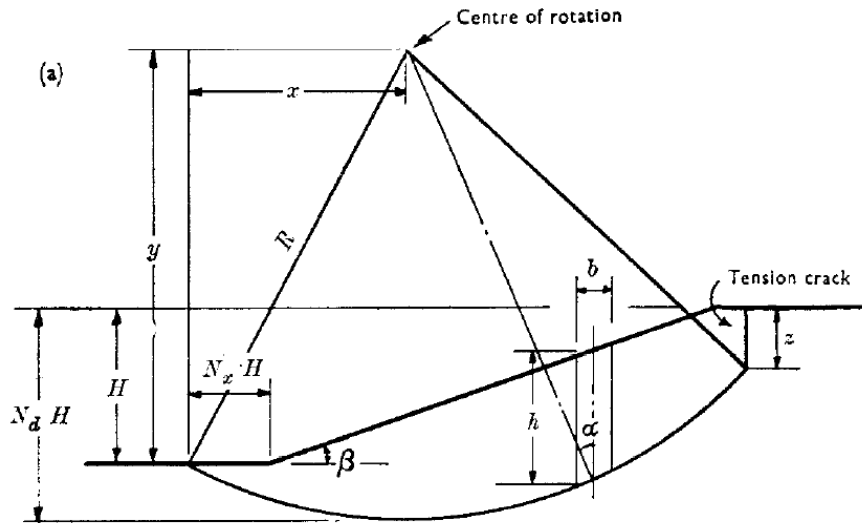
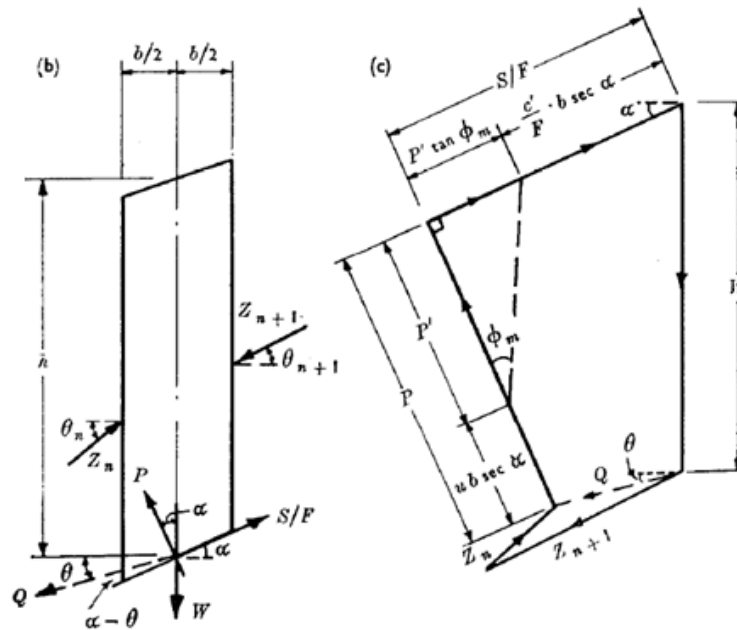


Figura 2.7: Sección típica de un talud de altura  $H$  e inclinación  $\beta$ . (Fuente: Spencer, 1967).

La Figura 2.8 presenta un acercamiento de la dovela, en este acercamiento se puede apreciar las fuerzas que interactúan dentro de la dovela.



Dimensions of slip surface and forces on a slice

Figura 2.8: Acercamiento de una la dovela tipo con las fuerzas actuando sobre ella. (Fuente: Spencer, 1967).

Las cinco fuerzas presentadas en la Figura 2.8 corresponden a:

- i) W: Peso de la dovela
- ii) P: Reacción total normal a la base de la dovela;
- iii) La fuerza de corte movilizada  $S_m$ .
- iv) Fuerza inter-dovelas  $Z_n$
- v) Fuerza inter-dovela  $Z_{n+1}$ ;

Para el equilibrio de las fuerzas inter-dovelas, la resultante Q de estas dos fuerzas debe pasar a través del punto de intersección de las fuerzas W, P y  $S_m$ .

El autor propone que si se toma en consideración las fuerzas inter-dovelas y si se toman las componentes normales y paralelas de la base de la dovela, la resultante de las cinco fuerzas que interactúan en la dovela queda expresada en la Ecuación 2.1.

$$Q = \frac{\frac{c'b}{F} \sec \alpha + \frac{\tan \phi'}{F} (W \cos \alpha - ub \sec \alpha) - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[ 1 + \frac{\tan \phi'}{F} \tan(\alpha - \theta) \right]} \quad (2.1)$$

Además, el autor considera la presión de poros en el suelo homogéneamente. Para ello, es necesario considerar el suelo como uniforme. Al realizar estas consideraciones, la presencia de presión de poros en la dovela queda expresada en la Ecuación 2.2.

$$u = r_u \gamma \quad (2.2)$$

Donde  $r_u$  representa el coeficiente de presión de poros y  $\gamma$  representa el peso específico del suelo considerado homogéneamente.

Finalmente, Spencer (1967) expresa la fuerza resultante de la dovela en la Ecuación 2.3.

$$Q = \gamma H b \left[ \frac{\frac{c'}{F \gamma H} + 0.5 \frac{h \tan \phi'}{HF} (1 - 2r_u + \cos 2\alpha) - 0.5 \frac{h}{H} \sin 2\alpha}{\cos \alpha \cos \alpha - \theta \left[ 1 + \frac{\tan \phi'}{F} \tan(\alpha - \theta) \right]} \right] \quad (2.3)$$

Como el autor utiliza las ecuaciones de equilibrio de fuerza para el estudio de las fuerzas y momentos que interactúan en una dovela, las fuerzas del talud deben mantener el

equilibrio, por lo que la sumatoria de las componentes de las fuerzas horizontales y verticales deben ser cero. En las ecuaciones 2.4 y 2.5 se aprecia esta condición.

$$\sum [Q \cos \theta] = 0 \quad (2.4)$$

$$\sum [Q \sin \theta] = 0 \quad (2.5)$$

Del mismo modo que para el equilibrio de fuerzas, Spencer (1967) expresa el equilibrio de momentos como se muestra en la ecuación 2.6 para las fuerzas externas que actúan sobre el centro de rotación, mientras que si la superficie de deslizamiento es asumida circular, el radio R será constante por lo que la sumatoria de momentos queda expresada en la Ecuación 2.7.

$$\sum [QR \cos(\alpha - \theta)] = 0 \quad (2.6)$$

$$\sum [QR \cos(\alpha - \theta)] = 0 \quad (2.7)$$

Si en algún caso se pudiese asumir la fuerza inter-dovelas como paralelas, las ecuaciones 2.4 y 2.5 se simplifican considerablemente, quedando de este modo como se presenta en la Ecuación 2.8

$$\sum [Q] = 0 \quad (2.8)$$

#### 2.4.3 Método de Morgenstern-Price

Suarez (2002) presenta que el método de Morgenstern-Price (1965) asume la existencia de una función constante que relaciona las fuerzas de corte y las fuerzas normales entre las dovelas. Al suponer una determinada función para la determinación de los valores de las fuerzas que actúan entre las dovelas, hace que el método sea más riguroso que el de Spencer, aunque aun así, esta suposición de funciones afecta mínimamente el cálculo de los factores de seguridad cuando se desea satisfacer el equilibrio estático. Las diferencias existentes entre el método de Spencer y el método de Morgenstern-Price son mínimas, haciendo ambos métodos muy confiables a la hora de diseñar un talud y

determinar factores de seguridad, siendo ambos métodos precisos y aplicables a toda geometría y perfiles de suelo.

El autor expresa que el método de Morgenstern-Price es un método general de cortes realizados en la base del equilibrio límite. Se debe satisfacer el equilibrio de fuerzas y momentos que actúan en las dovelas individuales. Las dovelas son creadas a partir de la división del suelo sobre la superficie terrestre, dividiendo la superficie en planos. Las fuerzas que actúan en una dovela se presentan en la Figura 2.9

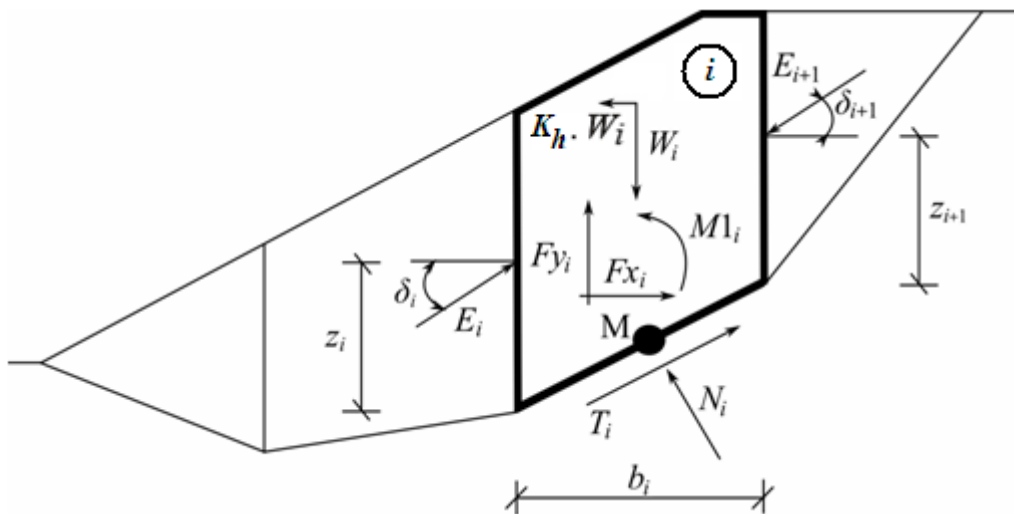


Figura 2.9: Esquema estático Método Morgenstern-Price (Fuente: Morgenstern and Price, 1965)

Suarez (2002) expresa que cada bloque se asume para contribuir a la misma fuerza como en el método Spencer. Los supuestos asumidos en el método de Morgenstern-Price para calcular el equilibrio límite de las fuerzas y momentos de las dovelas son los siguientes:

- Los planos divididos entre bloques son siempre verticales
- La línea de acción de peso del bloque  $W_i$  pasa por el centro del segmento de la superficie de deslizamiento representada por el punto **M**
- La fuerza normal  $N_i$  actúa en el centro del segmento de la superficie de deslizamiento, en el punto **M**

- La inclinación de las fuerzas  $E_i$  que actúan entre los bloques es diferente en cada bloque ( $\delta_i$ ) al punto extremo de la superficie de deslizamiento  $\delta = 0$

El autor expresa que las fuerzas  $E_i$  que actúan entre las dovelas para un valor dado de  $\delta_i$  y SF se presentan en la Ecuación 2.10. Esta solución asume que en el origen de la superficie de deslizamiento el valor E es conocido e igual a  $E_1 = 0$ .

$$E_{i+1} = \frac{[(W_i - Fy_i) \cos \alpha_i - (K_h W_i - Fx_i) \sin \alpha_i - U_i + E_i \sin(\alpha_i - \delta_i)] \frac{\tan \varphi_i}{FS}}{\sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) \frac{\tan \varphi_i}{FS} + \cos(\alpha_i - \delta_{i+1})} + \frac{\frac{c_i}{FS} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} - (W_i - Fy_i) \sin \alpha_i - (K_h W_i - Fx_i) \cos \alpha_i + E_i \cos(\alpha_i - \delta_i)}{\sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) \frac{\tan \varphi_i}{FS} + \cos(\alpha_i - \delta_{i+1})} \quad (2.10)$$

Adicionalmente el autor determina que la ecuación de equilibrio de momento queda expresada como se presenta en la Ecuación 2.11

$$Z_{i-1} = \frac{\frac{b_i}{2} [E_{i+1} (\sin \delta_{i+1} - \cos \delta_{i+1} \tan \alpha_i) + E_i (\sin \delta_i - \cos \delta_i \tan \alpha_i)]}{E_{i-1} \cos \delta_{i-1}} + \frac{E_i Z_i \cos \delta_i - M1_i + K_h W_i (y_M - y_{gi})}{E_{i-1} \cos \delta_{i-1}} \quad (2.11)$$

Ésta fórmula permite calcular todos los brazos  $z_i$  de las fuerzas actuando entre los bloques para un valor dado de  $\delta_i$ , conociendo el valor del lado izquierdo en el origen de la superficie de deslizamiento, donde  $z_1=0$  (Suarez, 2002).

### 3 Metodología

Para el desarrollo óptimo de la investigación, el trabajo se realizó en varias etapas, que van desde la definición del problema a estudiar hasta la ejecución de las diferentes actividades propuestas para alcanzar los objetivos definidos. Cabe señalar la importancia de la empresa, quienes pusieron a disposición todo lo necesario para realizar la investigación.

#### 3.1 Antecedentes e información recopilada.

Como bien se mencionó anteriormente en la descripción del problema a estudiar, el talud cuenta con un historial de movimientos, el cual no deja de ser preocupante al momento de realizar cualquier tipo de estudios en él. Para conocer las posibles causas de falla del talud y la geometría que este alcanzó en sus diferentes etapas de construcción, se cuenta con información entregada por la empresa, quienes pusieron a disposición todo tipo de información, que va desde informes geotécnicos realizados en la zona, ensayos de mecánica de suelo, como también la topografía y perfiles de diseño del lugar tanto antes de las respectivas fallas como después de las fallas.

Junto con ello, en colaboración con docentes de la Universidad Católica de la Santísima Concepción, el profesor Enrique Muñoz realiza una topografía de la zona utilizando un dron de ala fija tipo UAV (Unmanned aerial vehicle) (vehículo aéreo no tripulado), el cual es capaz de captar fotografías aéreas del lugar, mientras que con el profesor Robert King se realizan diferentes visitas a terreno en ayuda para poder realizar una caracterización geológica de la zona de estudio. En la figura 3.1 se puede apreciar una imagen general de la zona afectada obtenida con el dron, mientras que en la figura 3.2 se aprecia un zoom de la zona afectada, en donde se identifica claramente la situación actual del talud, ambas fotografías fueron obtenidas con ayuda del profesor Enrique Muñoz.

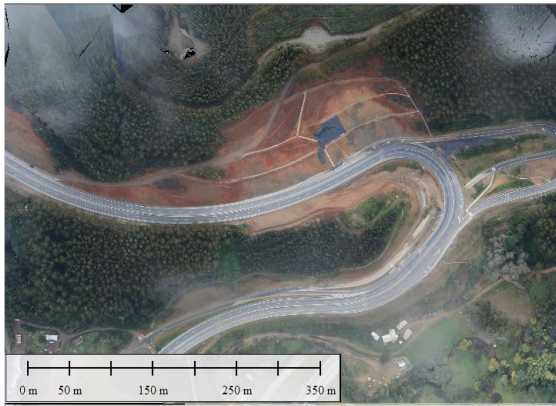


Figura 3.1: Estado actual de la zona afectada. Fotografía aérea capturada el mes de octubre de 2016 por dron (Fuente: Elaboración propia).

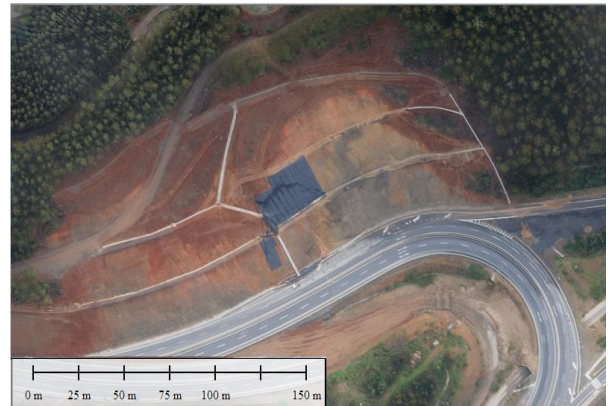


Figura 3.2: Zoom de estado actual del talud. Fotografía aérea capturada el mes de octubre por dron (Fuente: Elaboración propia).

De las topografías obtenidas, se pudo obtener varios perfiles de la zona afectada por movimientos en el talud. Para ello, la figura 3.3 muestra la vista en planta del diseño inicial del talud entregado por la empresa, en donde se obtienen los perfiles transversales A-A, B-B, C-C, D-D y E-E, los cuales están espaciados cada 10 metros. Estos perfiles son utilizados en los cálculos, y están presentes en anexos B.

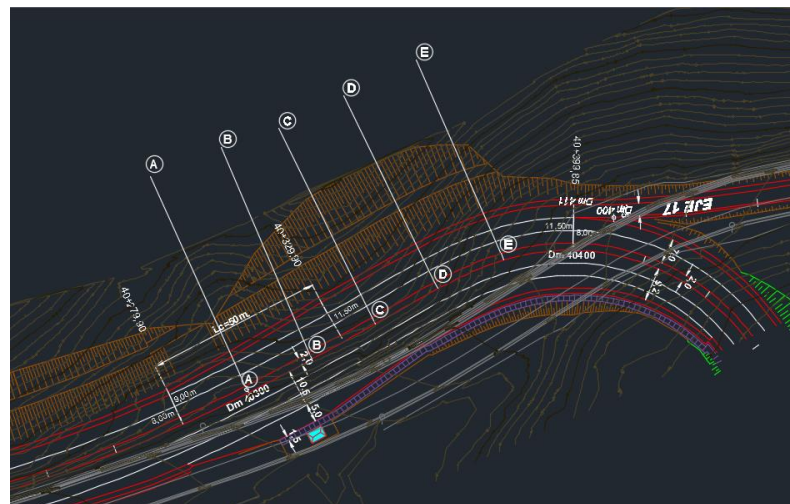


Figura 3.3: Vista en planta del diseño inicial del talud y ubicación de perfiles transversales. (Fuente: empresa).

Como se explicó anteriormente, dado al movimiento brusco ocurrido en el invierno del año 2014, fue necesario plantear un segundo diseño, el cual se lleva a cabo en diciembre del año 2014. De este segundo diseño no se cuenta con una topografía general en planta de la zona, pero debido al nuevo movimiento ocurrido en la zona, se cuenta con nuevas topografías de lo ocurrido. De esta información se obtienen nuevos perfiles para poder ser estudiados y modelados. En la figura 3.4 se puede apreciar la vista en planta del nuevo diseño del talud y las grietas que limitan el área de movimiento, de donde se obtienen los perfiles transversales A'-A', B'-B', C'-C' y D'-D', los cuales, se utilizan para el cálculo de la estabilidad del talud. (Visitar anexos B).



Figura 3.4: Vista en planta de segundo diseño del talud y movimiento ocurrido en él, junto con ubicación de perfiles transversales. (Fuente: empresa).

### 3.2 Ensayos de laboratorio

Para realizar los diferentes ensayos de clasificación de suelo, fue necesario realizar diferentes visitas a terreno con el fin de verificar el estado de la obra y a su vez, extraer muestras de suelo inalteradas para posteriormente ser ensayadas en el laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad Católica de la Santísima Concepción. Estos ensayos

de laboratorio se realizan sobre muestras inalteradas recogidas de varias visitas a terreno. La figura 3.5 muestra la ubicación de la extracción de muestras inalteradas del lugar, las cuales corresponden a las muestras M1, M2 y M3.



Figura 3.5: Ubicación de extracción de muestras del talud para ensayos de laboratorio. (Fuente: Elaboración propia).

Junto con la extracción de muestras inalteradas, se realizan dos ensayos de densidad in situ utilizando el método del cono de arena, utilizando los procedimientos establecidos en la norma chilena NCh 1516Of79, en donde se lleva a terreno una arena normalizada cuya densidad es conocida, junto también con el equipo necesario para poder realizar el ensayo en terreno. El ensayo se realiza en los puntos d1 y d2, los cuales se indican en la figura citada con anterioridad.

A partir de muestras recogidas en terreno, se realizan los ensayos de granulometría (NCh 165.Of77), plasticidad (NCh 1517/1Of79) y gravedad específica (NCh 1532.Of80), con la finalidad de clasificar el suelo mediante la USCS y el sistema AASHTO

### 3.2.1 Ensayo de corte directo

El ensayo de Corte Directo, se realiza según norma ASTM D 3080, se utilizó la máquina de corte directo modelo H 2700 A de la UCSC, con una capacidad de la celda de carga de 2kN. Se utilizó el software Humboldt, para obtener los datos.

De las muestras inalteradas obtenidas en terreno se tallan probetas cuadradas de 10x10 centímetros con precaución de no dañar el bloque, tomando medidas para controlar y mantener la humedad de la muestra utilizando guantes de látex y envolviendo el material. En la figura 3.6 se aprecia una probeta tallada a las dimensiones mencionadas anteriormente. Luego de obtener las probetas mencionadas, se monta la probeta en la máquina de corte directo.



Figura 3.6: Muestra inalterada tallada para realizar ensayo de corte directo. (Fuente: Elaboración propia).

Montada la muestra en la máquina, se sigue el procedimiento de la norma en donde se describe los pasos a seguir para las etapas de saturación y consolidación de la probeta. En la

etapa de consolidación se aplican cargas de 50, 150 y 300 kPa y se deja consolidar hasta que la probeta no sufra deformaciones verticales en relación al tiempo transcurrido.

La etapa de corte, se realiza a una velocidad de 0,035 mm/min, asegurando de este modo que la presión de poros sea disipada y no altere los resultados finales, deformando la probeta horizontalmente unos 18 mm en 8 horas. Como uno de los objetivos es encontrar la resistencia residual del suelo, realizada la etapa de corte en la probeta, se vuelve la máquina a su posición inicial para realizar nuevamente la etapa de corte con la misma muestra a la misma velocidad. De este modo, como la muestra ya falló, se espera que la resistencia alcanzada en el segundo corte sea menor a la del primer corte. Este proceso se realiza 3 veces por probeta ensayada, con el fin de alcanzar la falla residual del suelo, en donde las partículas ya están orientadas y alineadas de forma laminar. La figura 3.7 muestra una probeta ensayada cortada con 3 pasadas a la misma velocidad.



Figura 3.7: Probeta inalterada, después de la fase de corte. (Fuente: Elaboración propia).

Se realizan tres ensayos de corte directo de tres zonas del talud, tal como se mostró en la figura 3.5. A partir de los ensayos de corte directo, se obtienen parámetros resistentes del suelo, ángulo de rozamiento interno y cohesión.

### 3.3 Back analysis

Obtenidos los perfiles topográficos en las dos etapas del historial del talud y obtenido además los resultados de los ensayos de corte directo, es posible realizar el proceso de back analysis para determinar las condiciones en las cuales el talud falla. Para ello, se utiliza el software GeoStudio 2012, en donde se realiza un análisis en SLOPE/W, para modelar el talud. Se utilizan y modelan los perfiles obtenidos de las topografías y se utilizan los parámetros resistentes obtenidos del laboratorio.

Para el estudio de la estabilidad del talud en sus diferentes etapas, se consideran 3 escenarios posibles en cada uno de los perfiles transversales de las diferentes etapas. Estos escenarios son considerando el nivel freático a diferentes niveles del talud (nivel superior, nivel intermedio y nivel inferior), lo cual permitirá obtener distintos planos de fallas según las condiciones establecidas. En la Figura 3.8 se puede apreciar un perfil tipo modelado en el software y los 3 escenarios de nivel freático considerados en el modelo.

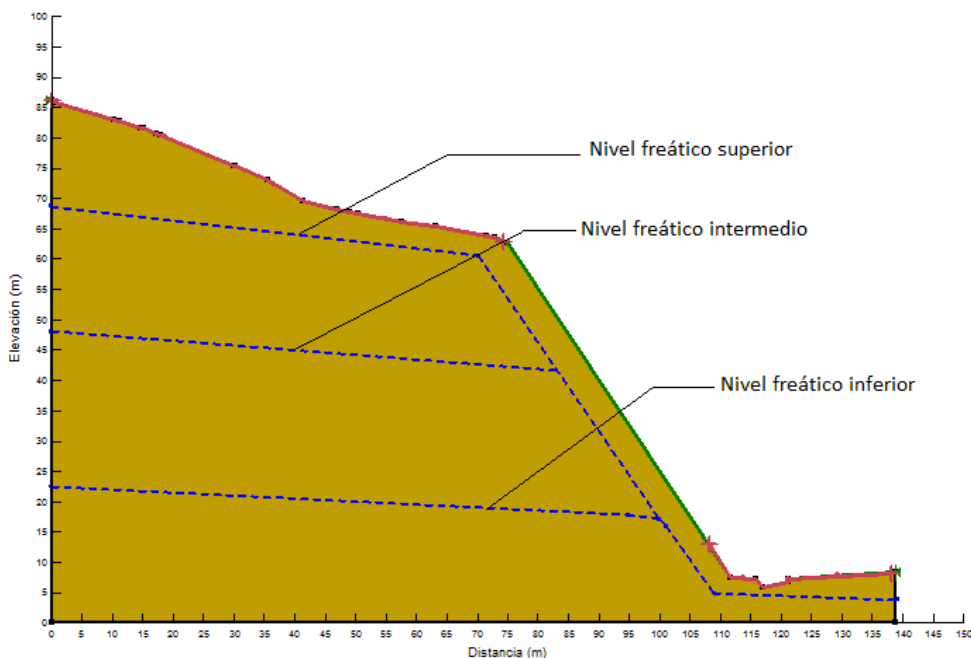


Figura 3.8: Perfil Dm 40+300 del talud modelado en Software GeoStudio 2012 en análisis Slope/W considerando los 3 escenarios de nivel freático. (Fuente: Elaboración

propia).

Además, como las fallas son conocidas, se controla la entrada y salida de las superficies de deslizamiento, obteniendo de este modo un modelo de falla similar a la ocurrida en la realidad.

Los métodos utilizados para estudiar la estabilidad del talud son Morgenstern-Price y el método de Spencer, los cuales, están incluidos en el software, permitiendo de este modo iteraciones de forma rápida y segura para la obtención de los factores de seguridad.

En el estudio de Back analysis, los resultados de planos de falla obtenidos mediante el software son llevados al mismo plano de falla ocurrido en el talud real. Así, el factor de seguridad es forzado a alcanzar un valor de 1 y se determinan los parámetros resistentes en ese instante. A partir de la caracterización del suelo presente en el talud, puede estimarse un rango de valores en los que dicho suelo puede alcanzar. Existe en la bibliografía gran cantidad de parámetros resistentes propuestos por diferentes autores. Es por ello que puede limitarse el rango del ángulo de fricción interno y de la cohesión. Los valores que se encuentran fuera de ese rango no serán considerados.

En el caso de estudio, es necesario realizar dos back analysis. El primero corresponde al movimiento inicial del talud. Para ello, los parámetros del suelo se van variando de forma iterativa para alcanzar en una misma condición real del talud junto a un factor de seguridad igual a 1. En este estudio se realizaron dos estimaciones de los parámetros resistentes: i) diseño inicial año 2014 y ii) segundo diseño año 2015. Es necesario recordar que parte de los antecedentes entregados por la empresa se encontraba la topografía de área. De ahí, pudo extraerse los puntos, planimétrico y altimétricamente, en los que se produjo la falla. Para el análisis se requirió determinar con precisión el punto más alto donde se produjo el movimiento, así como el más bajo. Ambos servirán como partida del análisis para estimar los parámetros resistentes mediante el back analysis.

Del mismo modo, el segundo back analysis corresponde a la nueva geometría (después del retaluzado) del perfil transversal inicial. Igualmente se emplean los puntos de

contacto entre la zona sin movimiento, tanto en la parte superior como inferior, como partida del análisis de este segundo estudio.

Finalmente, se comparan los métodos utilizados para determinar la estabilidad de talud, se verifican los factores de seguridad y los parámetros resistentes obtenidos con el back analysis.

## 4 Resultados

Este capítulo presenta de forma resumida los resultados obtenidos en el presente trabajo. Tal como se mencionó en el capítulo **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, se realizaron ensayos de laboratorio y modelos de equilibrio límite efectuados en el programa Slope/W. A continuación se comenzará analizarán los resultados de laboratorio.

### 4.1 Resultados de laboratorio

La metodología empleada en los ensayos de laboratorio ha sido explicada en el apartado **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** Se realizan una serie de ensayos de laboratorios los cuales permiten obtener una clasificación propia del material estudiado. Los resultados de los diferentes ensayos son presentados a continuación.

#### 4.1.1 Clasificación del suelo

El ensayo de granulometría ha sido realizado sobre tres muestras (M1, M2 y M3), las que se obtuvieron a partir de bloques inalterados. Se recuerda que los bloques fueron recogidos en el talud en las ubicaciones indicadas en la figura 3.5.

En la figura 4.1 se presentan las curvas granulométricas de las tres muestras ensayadas. De esta figura se puede apreciar que para la muestra M1, graficada de color azul, se obtiene una granulometría la cual tiene un porcentaje de finos superior al 90%. Además, se puede apreciar que el material esta pobremente graduado, en donde el mayor porcentaje del material se encuentra en los tamices de menor tamaño, mostrando una clara ausencia de tamaños de partículas grandes.

Para la segunda muestra ensayada, correspondiente a la muestra M2 presentada de color rojo en la gráfica, se obtiene una granulometría con tamaños más graduados, aunque claramente se aprecia la ausencia de tamaños de partículas grandes. El porcentaje de finos correspondiente a esta muestra está por sobre el 75%, lo cual indica que se está trabajando

con un material con alto contenido de finos y bajo contenido de partículas gruesas que caracterizan las arenas.

Para la tercera muestra ensayada, correspondiente a la muestra M3 representada de color verde en la gráfica de la figura 4.1, se puede apreciar que el porcentaje de finos que presenta esta muestra es de un 85%. La muestra presenta una granulometría pobremente graduada, en la cual el material fino predomina por sobre las partículas de mayor tamaño. La falta de partículas de mayor tamaño es una constante que se registra en las tres muestras ensayadas, por lo que a partir de las granulometrías se puede tener los primeros indicios de que se está trabajando con un material en donde predominan los finos, pudiendo ser un limo o bien una arcilla.

Los resultados de los ensayos granulométricos se pueden encontrar en el apartado 7.4.1 de anexos.

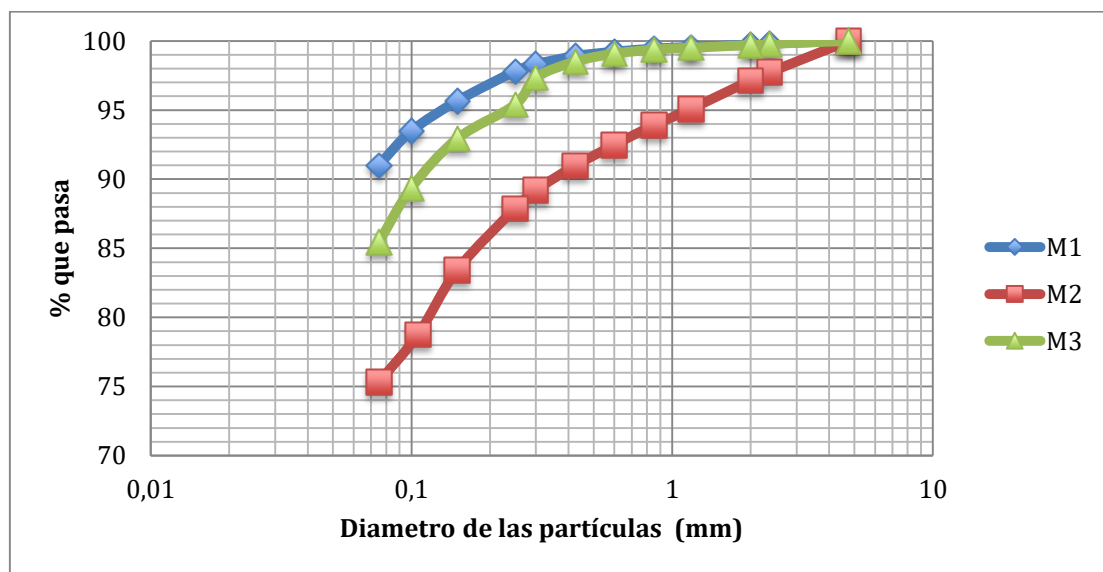


Figura 4.1: Granulometrías de las tres muestras de suelo recogido en el talud en estudio. (Fuente: Elaboración propia)

#### 4.1.2 Plasticidad

Los límites de Atterberg se realizan siguiendo el procedimiento mencionado en apartado 3.2. La tabla 4.1 muestra los resultados obtenidos del límite líquido y del límite plástico en las dos muestras ensayadas, así como su correspondiente valor medio.

Tabla 4.1: Resultados obtenidos en el ensayo de plasticidad de las dos determinaciones.

	M1	M2	Promedio
Límite líquido (%)	38	41	40
Límite plástico (%)	25	26	26
Índice de plasticidad (%)	13	15	14
Clasificación USCS	ML	ML	ML

De la primera muestra ensayada correspondiente a M1, se puede apreciar que el límite líquido es de un 38%, mientras que el límite plástico es de un 25%, obteniendo de este modo un índice de plasticidad de un 13%. Para la muestra M2 se obtienen valores de límite líquido de un 41%, mientras que el límite plástico es de 26%. De este modo se obtiene para la muestra M2 un índice de plasticidad de un 15%.

De ambas muestras, se obtienen valores promedios de límite líquido y límite plástico, así el índice de plasticidad promedio de ambas muestras es de un 14%. Los resultados del ensayo se pueden apreciar en el apartado 7.4.2 de anexos.

Teniendo en cuenta los resultados de los ensayos de granulometría y plasticidad, a continuación se procede a clasificar el suelo mediante la carta de plasticidad y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos USCS. El porcentaje de finos que pasa por la malla #200 (0,074 mm) es superior al 50%, por lo que este suelo se clasificará como suelo fino (arcilla o limo). En el caso de los ensayos de plasticidad, en la figura 4.2 se aprecia la carta de plasticidad en la que se ha representado los valores medios del índice de plasticidad (IP) y del límite líquido (LL) de cada una de las dos muestras de suelo. Según la carta de plasticidad, el suelo estudiado corresponde a un limo de baja plasticidad (ML).

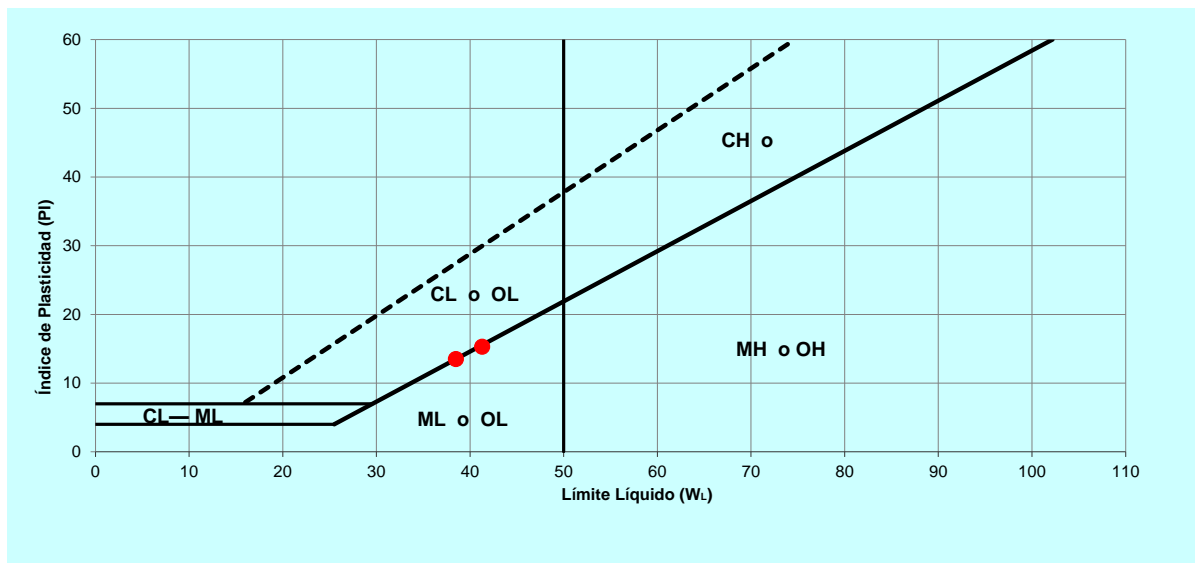


Figura 4.2: Carta de plasticidad para ensayos de límites de Atterberg

Teniendo en consideración que la clasificación no es precisa, según clasificación USCS cuando más del 50% de las partículas pasa la malla 200, es posible realizar la clasificación considerando el límite líquido (LL) y la carta de plasticidad. Se debe tener en consideración si el material se encuentra bajo la línea divisoria o por sobre de esta, además es importante considerar el índice de plasticidad. En el caso de los ensayos realizados, para la primera y segunda muestra se tiene que el porcentaje de finos es mayor al 50%. Teniendo en cuenta esto, se verifica la clasificación en la carta de plasticidad. Como ambas muestras se encuentra bajo la línea, se verifica el índice de plasticidad IP. Como este es mayor a 7 en los dos casos, y se encuentra bajo la línea divisoria, el suelo clasifica como un limo de baja plasticidad ML.

#### 4.1.3 Gravedad específica (Gs)

El ensayo de gravedad específica (Gs) ha sido realizado según la norma mencionada en apartado 3.5. El valor obtenido corresponde a la media de tres determinaciones, correspondiendo cada una de ellas a cada una de las muestras recogidas (ver M1, M2 y M3 en una muestra). Se realizaron tres determinaciones, una de cada bloque extraído del talud, que han sido comentados anteriormente. Se realizan 3 ensayos correspondientes a las 3

muestras extraídas en terreno. Los resultados se presentan en la tabla 4.2, la cual contiene valores de gravedad específica por muestra ensayada y un valor de gravedad específica promedio, el cual corresponde a un Gs igual a 2,7.

Tabla 4.2: Valores de gravedad específica (Gs) obtenidos de laboratorio. (Fuente: Elaboración propia).

	Muestras		
	M-1	M-2	M-3
Gs	2,8	2,4	2,8
Gs promedio	2,7		

#### 4.1.4 Densidad in situ (Método del cono de arena)

La determinación de la densidad en terreno se realiza según la norma mencionada en el apartado 3.5 del capítulo de métodos, en donde se describe el procedimiento del ensayo. Además, las zonas donde se realizó el ensayo se aprecian en la figura 3.5 ubicada en el capítulo mencionado. Los resultados obtenidos son presentados en la tabla 4.3, en donde se puede apreciar las densidades para las dos zonas seleccionadas.

Tabla 4.3: Resultados de densidad in situ mediante método del cono de arena. (Fuente: Elaboración propia).

Densidad In-Situ	Zona 1	Zona 2
Densidad natural del terreno (gr/cm <sup>3</sup> )	2,19	2,57
% Humedad	21	19
Densidad seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1,81	2,17

#### 4.1.5 Corte Directo.

El objetivo de los ensayos de corte directo es determinar los parámetros resistentes máximos, críticos y residuales del suelo. El apartado 3.5 describe el procedimiento de ensayo utilizado para determinar las resistencias mencionadas. Los resultados obtenidos se aprecian en la figura 4.3, en donde sobre la muestra consolidada a una tensión de 300 kPa se efectuó tres veces la etapa de corte a la probeta. Los resultados para el primer corte (color azul), segundo corte (línea continua rojo) y tercer corte (color verde) realizado corresponde a aproximadamente 210, 250 y 300 kPa, respectivamente. Estos resultados presentan una tendencia diferente a lo esperado, dado que se esperaba que a mayor número de pasada de corte sobre una misma probeta, la resistencia tangencial de ésta debiera disminuir. Los resultados de los ensayos y sus repeticiones se puede apreciar en Anexo a.

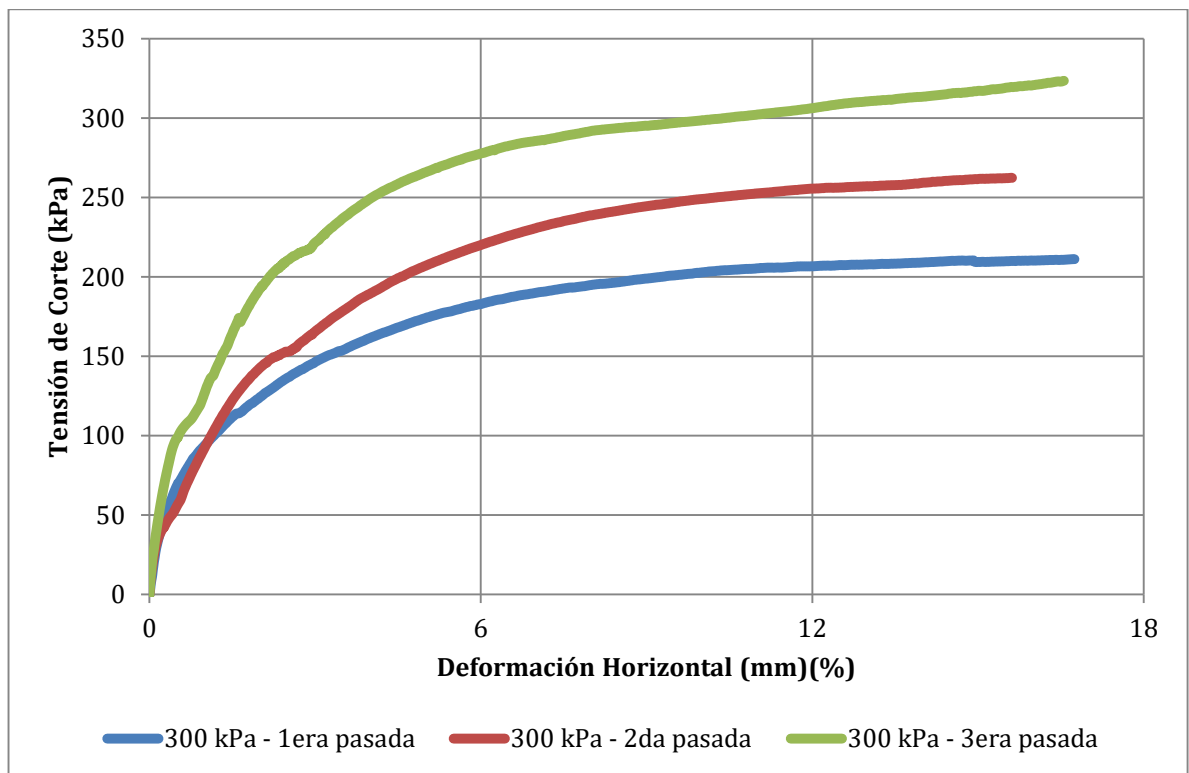


Figura 4.3: Gráfica tensión v/s deformación obtenidos de 3 pasadas de corte a una misma probeta. (Fuente: Elaboración propia).

Dado que los resultados no son los esperados, se ha decidido utilizar los resultados del ensayo de corte directo según lo establecido en la norma mencionada en el apartado de metodología con las observaciones pertinentes para el proceso de corte para el caso de la velocidad. Los resultados obtenidos para determinar los parámetros residuales del suelo se presentan en el apartado de anexos.

De los ensayos de corte directo realizados, es posible determinar el parámetro ángulo de fricción interna máximo  $\phi_{\text{máximo}}$ , el cual corresponde a la máxima tensión de corte alcanzada en las 3 tensiones de consolidación. La figura 4.4 presenta los resultados de tensión-deformación de la muestra M1, utilizando tensiones normales de consolidación de 50, 100 y 300 kPa.

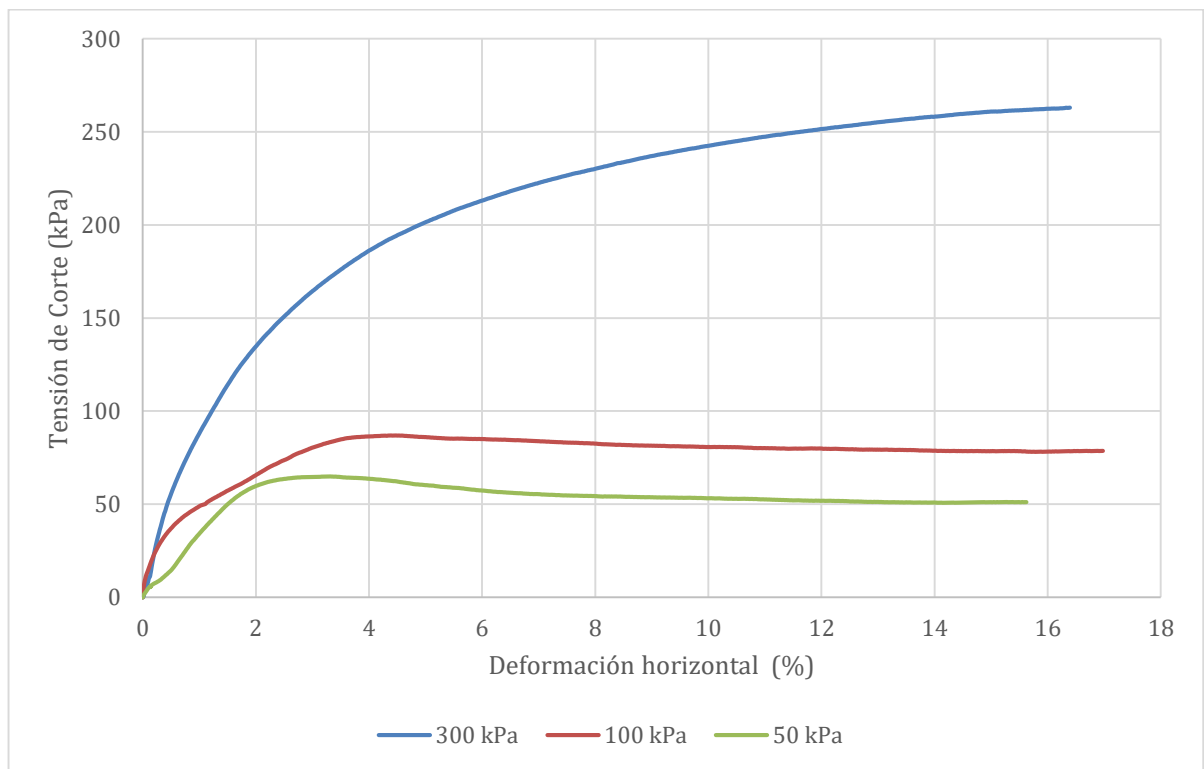


Figura 4.4: Variación de la tensión a medida que aumenta la deformación para muestra M1. (Fuente: Elaboración propia).

De la figura presentada con anterioridad, se puede apreciar que para una tensión de consolidación de 300 kPa (presentada de color azul), se alcanza una tensión de corte por encima de los 250 kPa, mientras que para una tensión de consolidación de 100 kPa (presentada de color rojo) y de 50 kPa (representada de color verde), se alcanzan tensiones de corte de 80 kPa y de 50 kPa respectivamente.

Con estos resultados, es posible graficar la tensión normal y tensión tangencial (o de corte). La figura 4.5 presenta la recta que caracteriza este tipo de gráficas. De este modo, es posible determinar el parámetro resistente  $\phi_{peak}$  del suelo según Terzaghi. Los valores se pueden apreciar en la tabla 4.5.

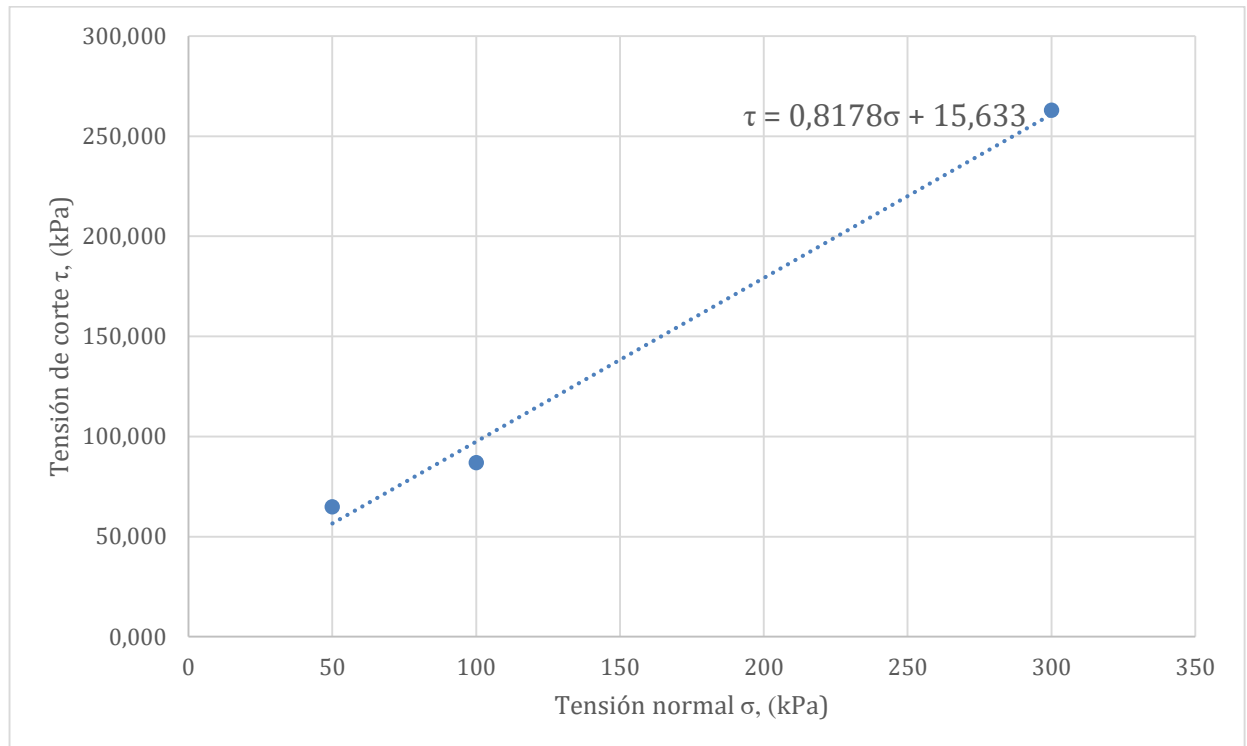


Figura 4.5: Gráfica tensión normal tensión de corte para muestra M1 de corte directo. (Fuente: Elaboración propia).

Tabla 4.4: Valores de  $\phi_{\text{máximo}}$  para muestra M1 ensayada.

Tensión Normal - kPa	Tensión de Corte - kPa	$\Phi_{\text{máximo}}$
50	64	44
100	86	35
300	263	39
	promedio	39

De este modo, se obtiene un ángulo de fricción interna máximo ( $\phi_{\text{máximo}}$ ) igual a  $39^\circ$ , el cual corresponde a la zona de donde se extrajo el material M1.

Para la segunda muestra ensayada, correspondiente a M2, se obtiene el gráfico tensión deformación presentado en la figura 4.6. Además, se presenta la gráfica tensión normal tensión de corte, presentada en la figura 4.7. Los valores determinados para el parámetro resistente  $\phi_{\text{máximo}}$  se presentan en la tabla 4.6.

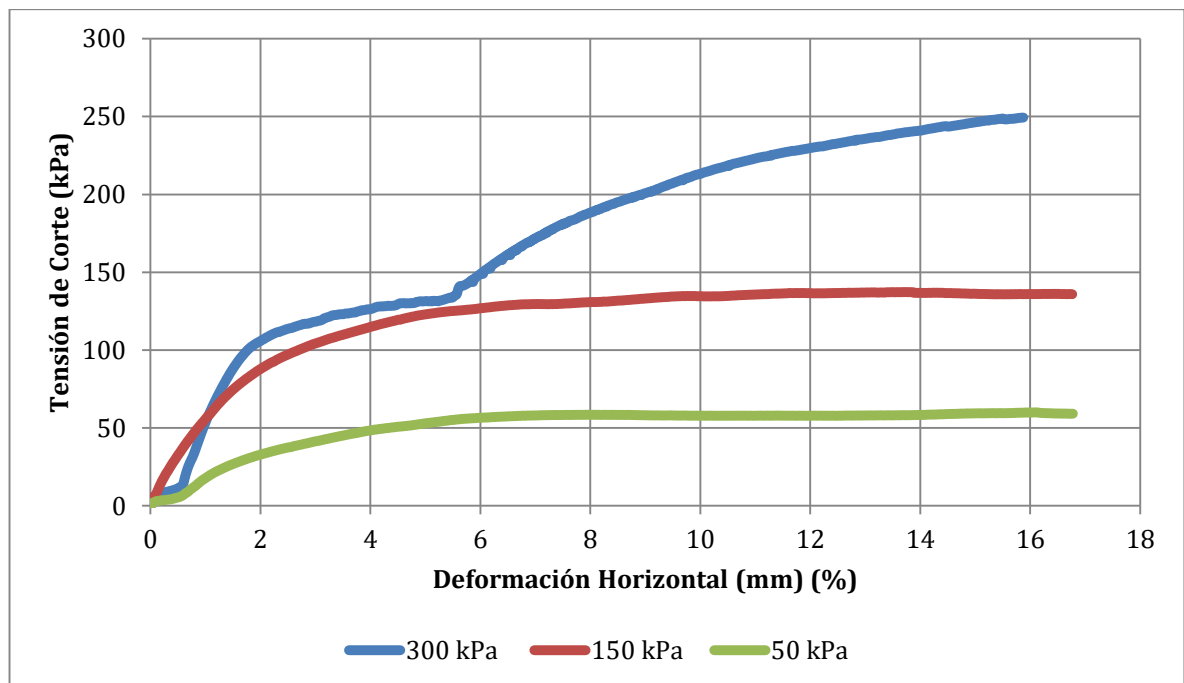


Figura 4.6: Gráfica tensión deformación de ensayo de corte directo para muestra M2.

En la figura 4.6 se puede apreciar ciertas irregularidades en la probeta consolidada a 300 kPa (color azul). Esto se debe a la irregularidad del material existente en la zona, el cual contiene un alto contenido de roca meteorizada, el cual estaría induciendo una falla irregular al momento de ensayar la muestra. Debido a la escases del material inalterado, se decide utilizar los resultados obtenidos, aunque cabe señalar que en estos casos, es recomendable utilizar otra probeta la cual pueda entregar valores más confiables.

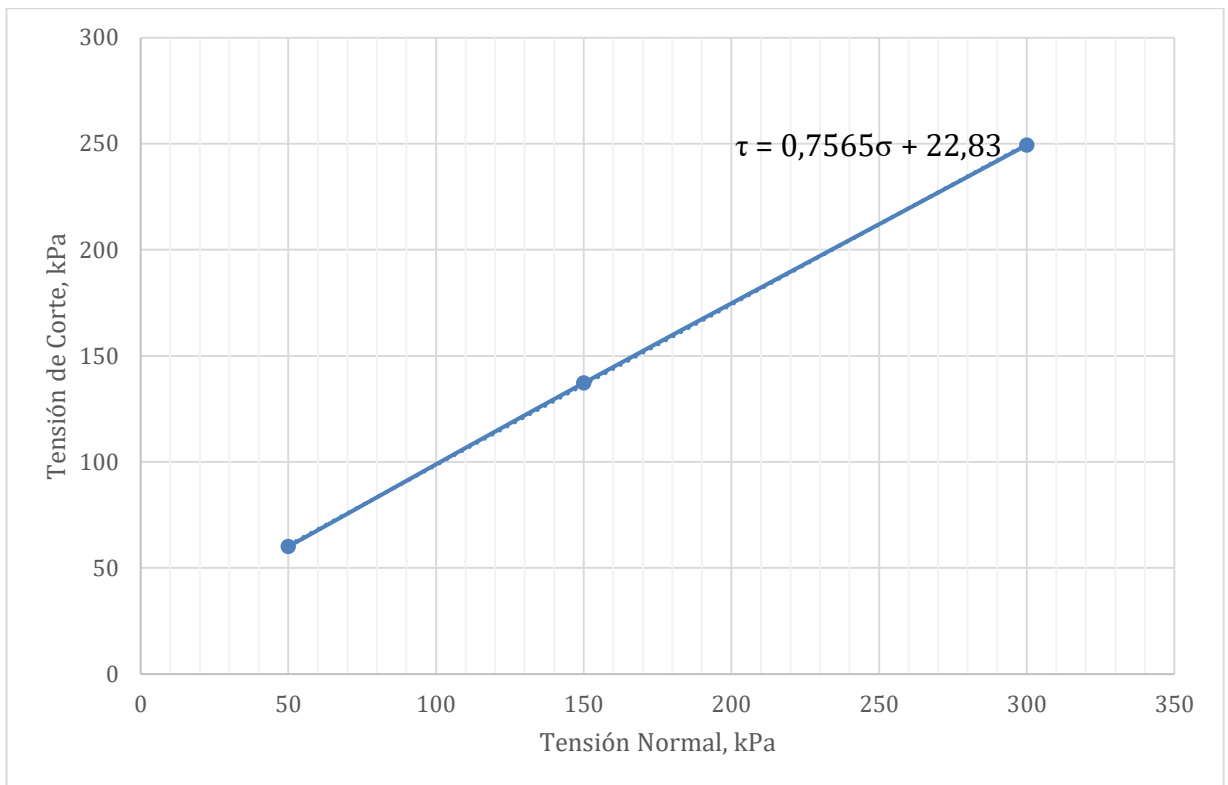


Figura 4.7: Gráfica tensión normal v/s tensión de corte para el segundo ensayo de corte directo. (Fuente: Elaboración propia).

Para obtener los parámetros resistentes del suelo de la muestra M2, se considera una cohesión igual a 22 kPa. Obteniendo de este modo el valor de  $\phi_{\text{máximo}}$  presentado en la tabla 4.6.

Tabla 4.5: Valores de  $\phi_{\text{máximo}}$  para muestra M2 .

Tensión Normal - kPa	tensión de corte - kPa	$\Phi_{\text{máximo}}$
50	60	36°
150	137	37°
300	249	37°
	Promedio	37°

Así, el valor de  $\phi_{\text{máximo}}$  para el caso de la muestra M2 corresponde a 37°.

Al igual que los dos casos anteriores, la figura 4.8 y 4.9 muestran los resultados de las gráficas de tensión deformación y tensión normal tensión de corte respectivamente. Estos resultados corresponden al tercer ensayo de corte directo, en donde se utilizó la muestra M3.

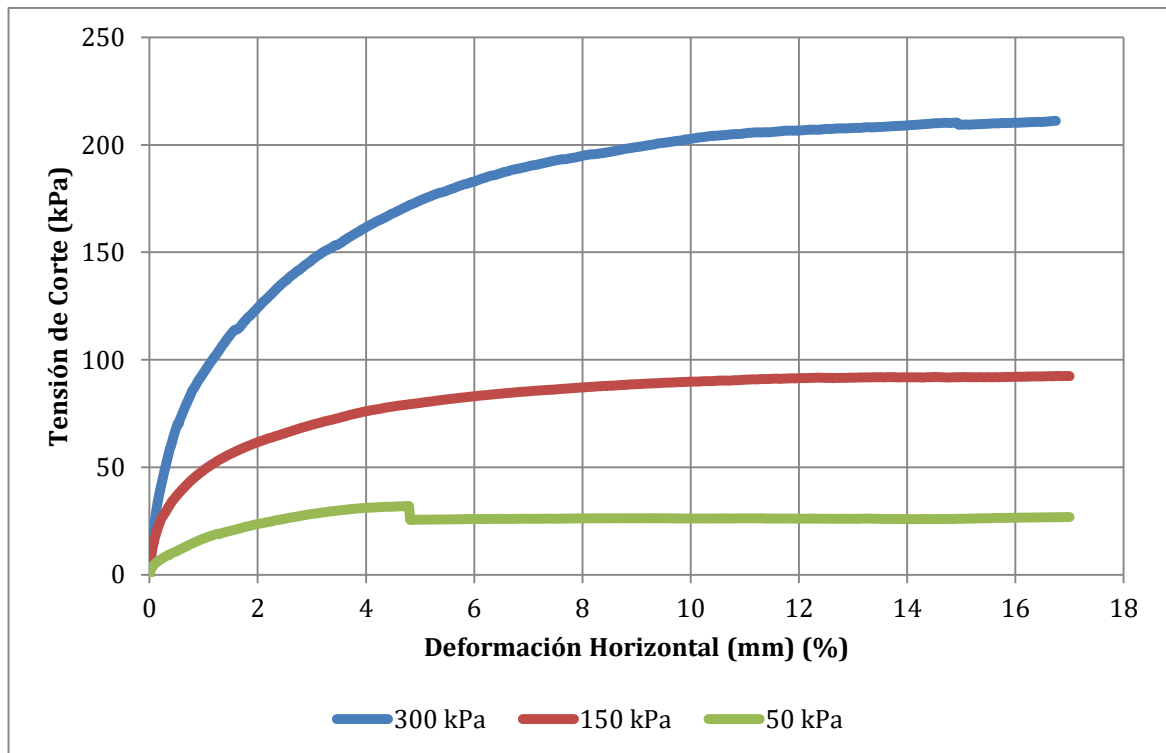


Figura 4.8: Gráfica tensión deformación de ensayo de corte directo para la muestra M3.

Al igual que en el caso de la muestra M2 para la tensión de consolidación de 300 kPa, en la muestra M3 ocurre algo similar pero de menor intensidad para la tensión de consolidación de 50 kPa (color verde), en donde a una deformación de un 7% aproximadamente, ocurre una leve discontinuidad en donde la tensión de corte disminuye bruscamente. Al igual que en el caso anterior, la explicación a este fenómeno se debe al contenido de roca meteorizada presente en las muestras extraídas de la zona y presentes además en las probetas ensayadas.

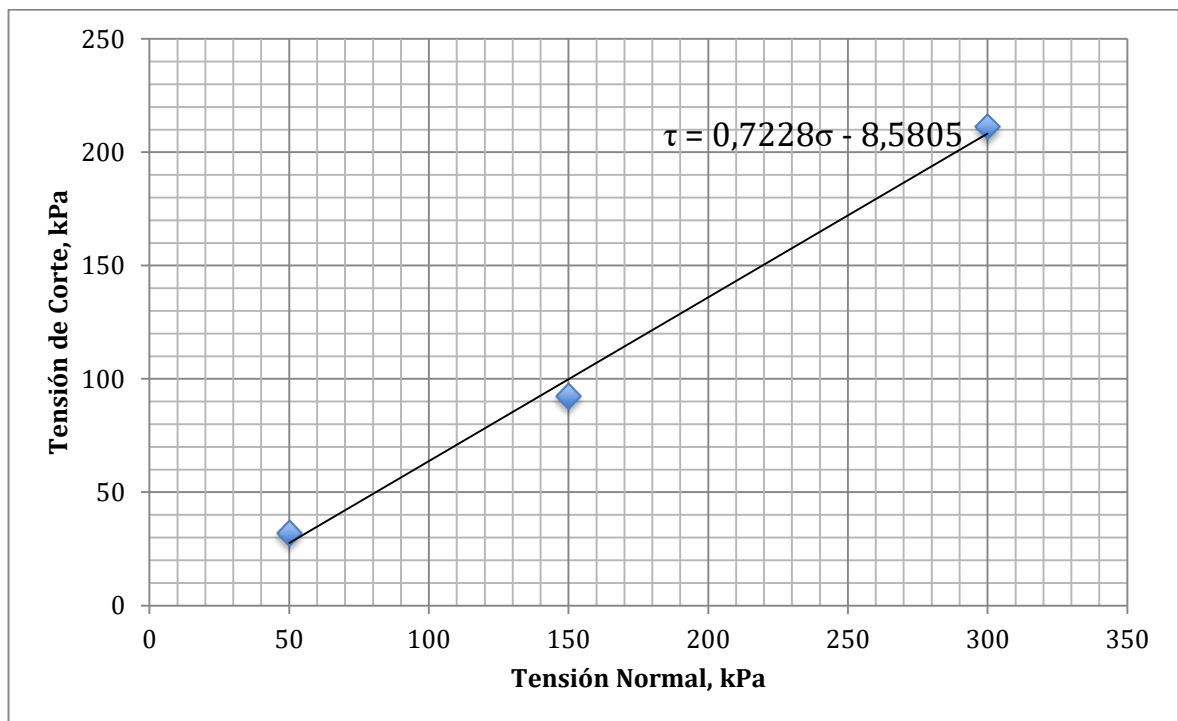


Figura 4.9: Gráfica tensión normal tensión de corte muestra M3 ensayada.

La tabla 4.7 presenta los resultados obtenidos del parámetro resistente  $\phi_{\text{máxima}}$ . Para determinar el parámetro resistente en el tercer ensayo realizado, la recta de la gráfica de tensión normal-tensión de corte pasar por cero, dando como resultado una cohesión igual a cero ( $c=0$  kPa). Con esto, el valor de ángulo de fricción interna máximo ( $\phi_{\text{máxima}}$ ) es de  $33^\circ$

Tabla 4.6: Valores de  $\phi_{\text{máxima}}$  para muestra M3 ensayada.

Tensión Normal (kPa)	Tensión de Corte (kPa)	$\Phi_{\text{máxima}}$
50	32	32°
150	92	31°
300	211	35°
	promedio	33°

Finalmente, de los 3 ensayos de corte directo realizados, se obtiene un parámetro resistente  $\phi_{\text{máxima}}$  promedio de 36°. La tabla 4.8 resume los resultados obtenidos para el ángulo de fricción interna máximo  $\phi_{\text{máximo}}$  correspondiente a las muestras M1, M2 y M3, junto al valor de la cohesión.

Tabla 4.7: Parámetros resistentes  $\phi_{\text{peak}}$  obtenidos de los ensayos de corte directo de las 3 muestras extraídas junto con un  $\phi_{\text{peak}}$  promedio.

	$\varphi$	C
Muestra 1	39,9	0
Muestra 2	37,0	16
Muestra 3	33,1	23
Promedio	36,7	13

## 4.2 Estabilidad del talud.

Para el estudio mediante Back Analysis, se consideran los escenarios de diseño del talud en donde se registran los movimientos. Los escenarios considerados corresponden al diseño del talud del año 2014, el cual registra el primer movimiento. El segundo escenario del talud considerado corresponde al diseño del año 2015, el cual también registra movimientos. Se consideran 3 escenarios posibles en cada escenario, en donde se simula el nivel freático en tres posiciones diferentes (superior, intermedia e inferior, ver figura 4.10). A continuación se presentan los resultados obtenidos de la modelación en ambos casos mencionados ocurridos en el talud.

#### 4.2.1 Diseño año 2014

El primer análisis se considera la topografía inicial del talud. Este diseño cuenta con una pendiente de 1H: 1V. La figura 4.16 presenta un perfil tipo de la topografía inicial correspondiente al Pk 40+300.

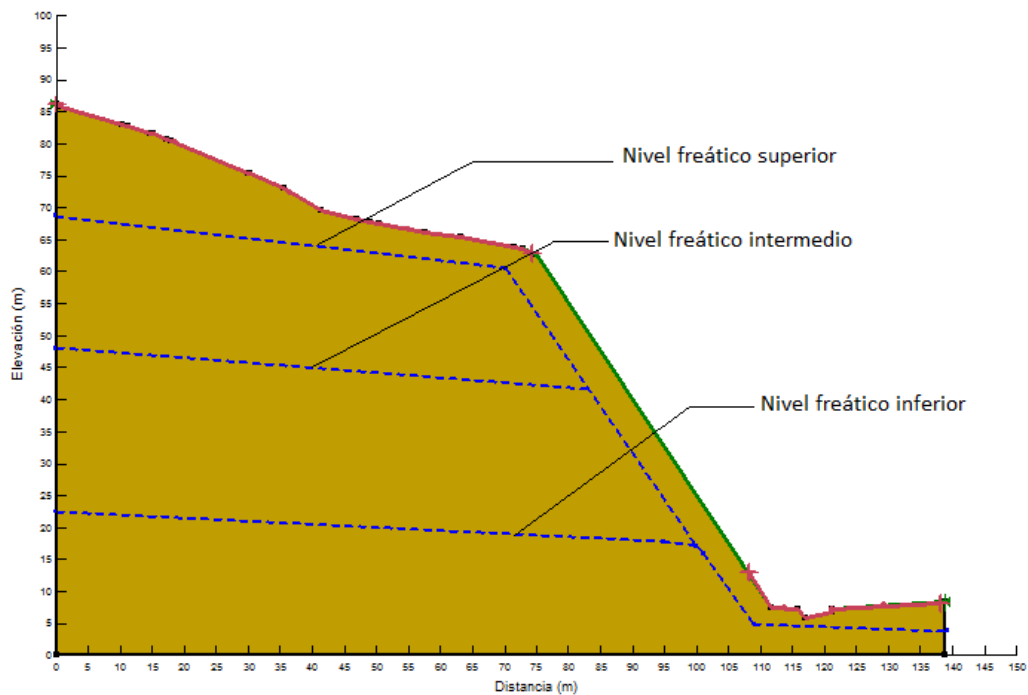


Figura 4.10: Perfil transversal inicial Pk 40+300 considerando el nivel freático en la zona superior del talud. (Fuente: Elaboración propia).

Para el diseño inicial, se consideran perfiles transversales espaciados cada 20 metros, tal y como se mostró en el apartado 3.2 de la metodología, estando ubicado en los puntos kilométricos siguientes: Pk 40+300, Pk 40+320, Pk 40+340, Pk 40+360 y Pk 40+380. Los resultados de la estabilidad del talud mediante Back Analysis se presentan a continuación para cada perfil. Los valores de  $\phi$  y  $C$  son obtenidos a partir de la iteración de

los diferentes posibles movimientos que se pueden registrar en el talud, logrando que los factores de seguridad sean iguales a la unidad (FS=1). Cuando se logra esta condición, se obtiene el par de parámetros resistentes  $\phi$  y C. Los valores de las iteraciones de los factores de seguridad se pueden encontrar en Anexos.

#### 4.2.1.1 Perfil Pk 40+300

Para el perfil ubicado en la sección Dm 40+300 los valores donde se mueven los parámetros  $\phi$  y C se presentan en la figura 4.11. Estos rangos de valores son presentados en un gráfico  $\phi$  - C. La figura mencionada presenta en puntos, el rango de valores para las diferentes condiciones de nivel freático utilizando el método de Morgenstern-Price y Spencer.

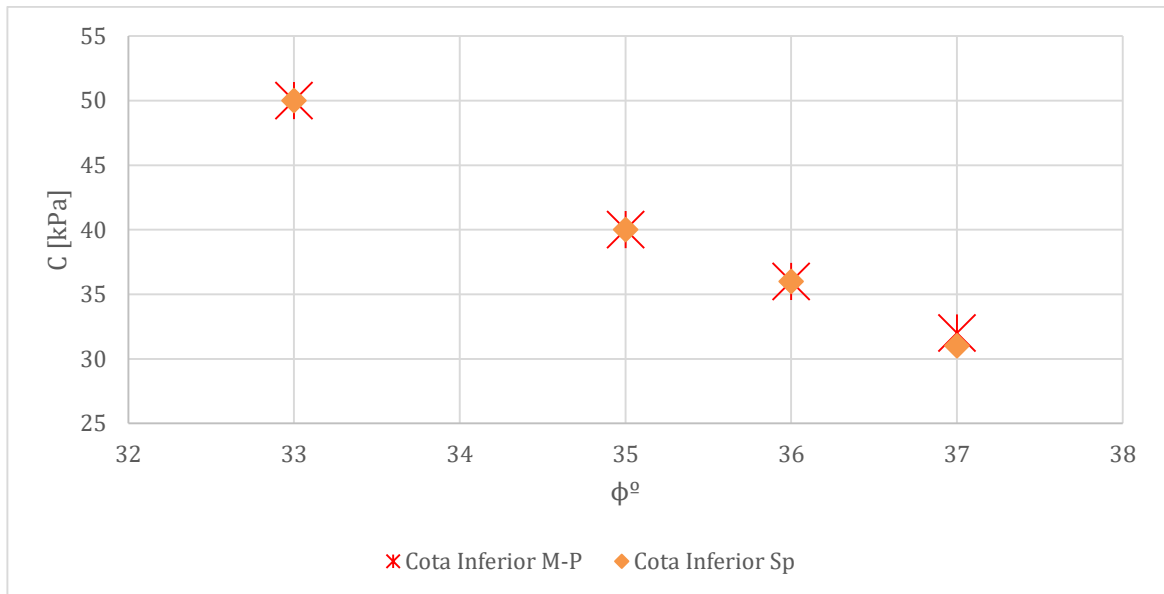


Figura 4.11: Gráfico  $\phi$  - C en Pk 40+300 para ambos métodos utilizados en cota inferior. (Fuente: Elaboración propia).

Gráficamente se puede apreciar que para ambos métodos utilizados (Morgenstern-Price y Spencer), el rango de valores que se mueven los parámetros resistentes para la

condición de nivel freático en la cota inferior es similar, pudiendo afirmar que no existe variación de valores entre un método y otro. Además, para la condición de nivel freático en la cota superior e intermedio no hay pares de valores que puedan asegurar la estabilidad del talud mínima con un factor de seguridad FS igual a 1. Los valores de  $\phi$  para asegurar la estabilidad del talud en condición de nivel freático inferior corresponde a una variación de este parámetro entre 33 y 37 grados, mientras que la cohesión para las condiciones mencionadas oscila entre 31 y 50 kilo pascales. De la figura 4.11 se puede apreciar además la relación existente entre los parámetros  $\phi$  y  $C$ , en donde a una mayor cohesión, menor es el parámetro resistente

#### 4.2.1.2 Perfil Pk 40+320

Para el perfil ubicado en la sección Pk 40+320 los valores donde se mueven los parámetros  $\phi$  y  $C$  se presentan en la figura 4.12 para ambos métodos utilizados.

De la figura presentada, para la condición del nivel freático en la cota superior no existen valores de  $\phi$  y  $C$ . Esto debido a que los factores de seguridad están bajo del valor de la unidad (menores a 1). Para las otras dos condiciones en ambos métodos utilizados es posible obtener una gráfica  $\phi - C$ , el cual se presenta en la figura mencionada.

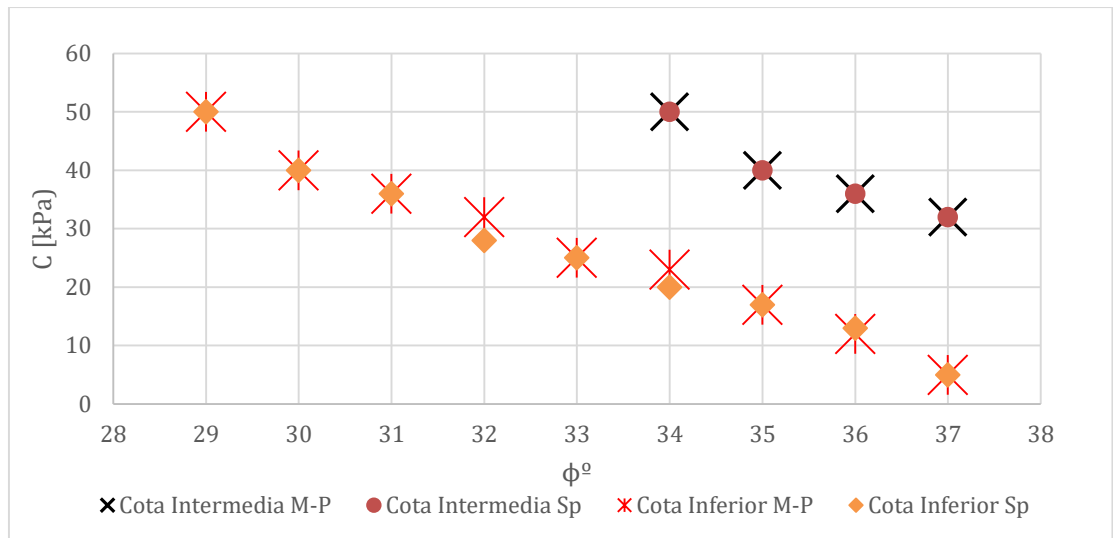


Figura 4.12: Gráfico  $\phi - C$  en Pk 40+320 para ambos métodos utilizados en cota intermedia e inferior.

De la gráfica se puede apreciar que los valores de  $\phi$  y C para la condición de nivel freático en la cota intermedia son los mismos en ambos métodos de estudio (Morgenstern-Price y Spencer), variando  $\phi$  entre 34 y 37 grados y C entre 32 y 50 kilo pascales. Para la condición de nivel freático en la cota inferior, los valores de  $\phi$  se mueven entre 29° y 37°, mientras que los valores de C se mueven entre 5 y 50 kPa. Cabe señalar que existe una pequeña variación en los resultados entre un método utilizado y el otro, en donde gráficamente se puede ver que para la cota inferior, algunos puntos no son coincidentes. Estos puntos no presentan diferencia alguna al momento de determinar el rango de valores para los parámetros resistentes.

#### 4.2.1.3 Perfil Pk 40+340

Para el perfil ubicado en la sección Dm 40+340 los valores donde oscilan los parámetros  $\phi$  y C se presentan en la figura 4.13 para el método de Morgenstern-Price y Spencer. La figura 4.19, al igual que en el perfil Dm 40+320, la condición de nivel freático en la cota superior no es posible determinar un rango de valores de  $\phi$  y C debido a que los factores de seguridad obtenidos son inferiores a 1. Para las otras dos condiciones si es posible obtener valores de parámetros resistentes, los cuales son graficados y presentados en la figura mencionada.

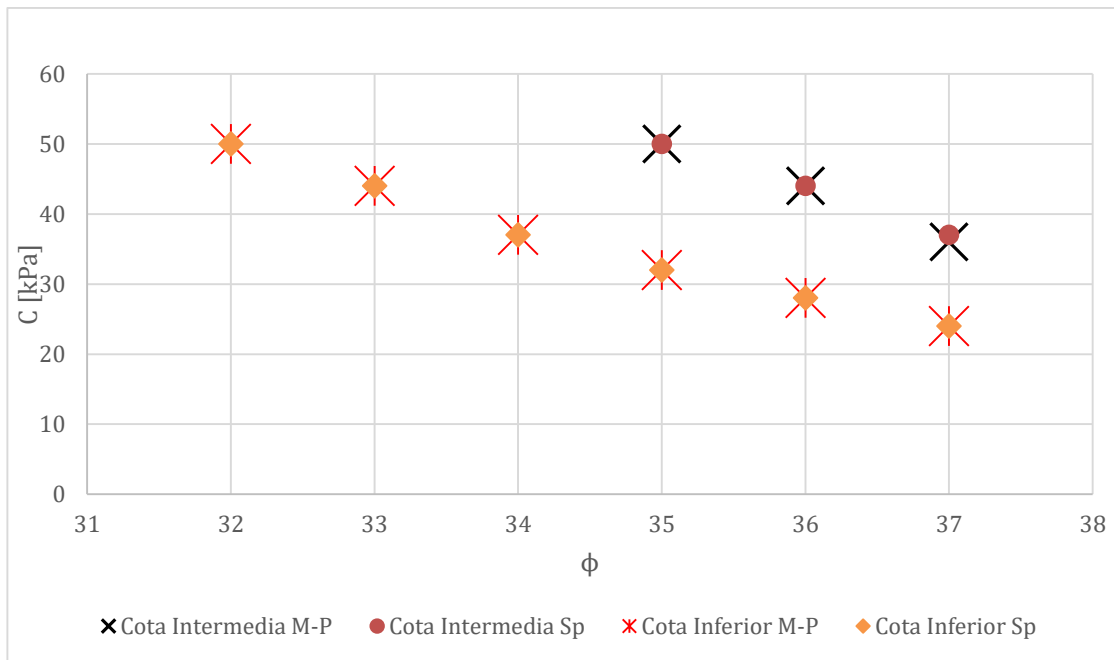


Figura 4.13: Gráfico  $\phi$  - C en Pk 40+340 para ambos métodos utilizados en cota intermedia e inferior. (Fuente: Elaboración propia).

Los valores para la condición de nivel freático en cota intermedia son iguales en ambos métodos. Lo mismo ocurre en la condición de nivel freático en la cota inferior, en donde los valores de parámetros resistentes para ambos métodos coinciden. Los valores para la cota intermedia en ambos métodos utilizados varían para  $\phi$  entre 35 y 37 grados y para la cohesión C entre 37 y 50 kPa. Para la cota inferior los valores de  $\phi$  oscilan entre 32 y 37 grados, mientras que para la cohesión C, se alcanzan valores entre 24 y 50 kPa.

Al igual que en los perfiles presentados anteriormente, el gráfico  $\phi$  - C de la figura 4.13 presenta una pendiente negativa la cual representa la relación existente entre ambos parámetros resistentes, pues, a mayor cohesión en el suelo, menor es el parámetro resistente  $\phi$ .

#### 4.2.1.4 Perfil Pk 40+360

Para el perfil ubicado en la sección Dm 40+360 los valores donde se mueven los parámetros  $\phi$  y C se presentan en la figura 4.14 para el método de Morgenstern-Price y

Spencer. Del mismo modo que para los 3 perfiles vistos con anterioridad, para la cota superior no hay valores para  $\phi$  y C. Para las condiciones de nivel freático en cota intermedia y cota inferior, en ambos métodos estudiados es posible obtener valores, los cuales son graficados y presentados en la figura 4.14.

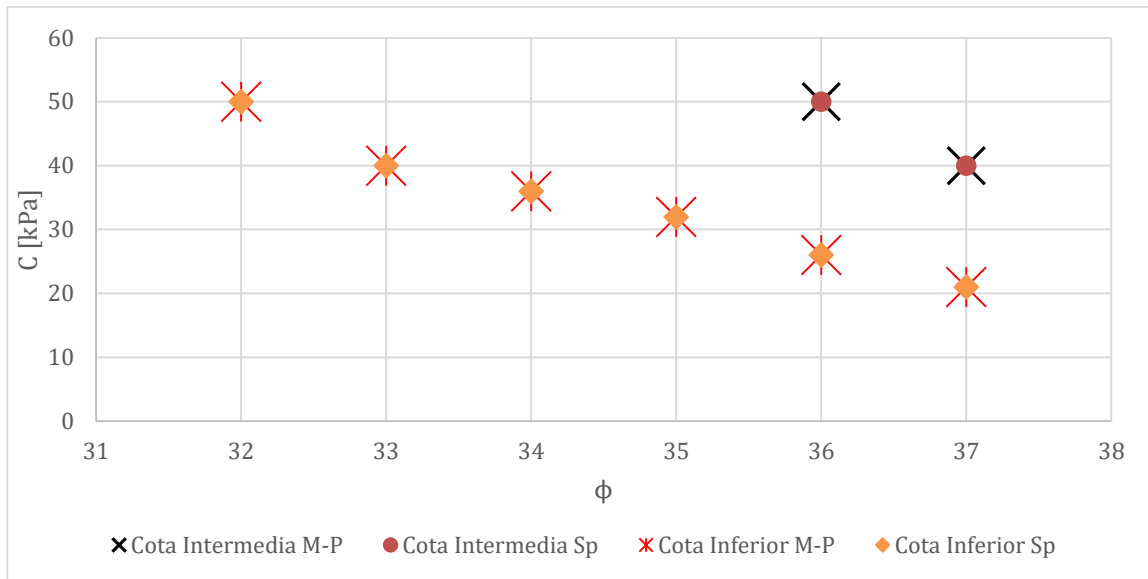


Figura 4.14: Gráfico  $\phi$  - C en Pk 40+360 para ambos métodos utilizados en cota intermedia e inferior. (Fuente: Elaboración propia).

Gráficamente podemos ver que no existe diferencia de valores entre un método y otro. Para la condición de nivel freático en la cota intermedia, los parámetros resistentes varían para  $\phi$  entre 36 y 37 grados, mientras que para la cohesión C varía entre 36 y 50 kPa. Para la condición de nivel freático en la cota inferior, los valores de  $\phi$  se mueven entre 32 y 37 grados, y para C varían entre 21 y 50 kPa.

#### 4.2.1.5 Perfil Pk 40+380

Para el perfil ubicado en la sección Pk 40+380 los valores donde se mueven los parámetros  $\phi$  y C se presentan en la figura 4.15, la cual presenta los valores mencionados utilizando el método de Morgenstern-Price y Spencer.

Al igual que en los casos anteriores, para el Pk 40+380 no es posible determinar valores para la condición de nivel freático en la cota superior. Esto debido a que los factores de seguridad son inferiores a 1 en ese rango de valores de  $\phi$  y C. Para las otras dos condiciones si se obtienen valores de parámetros resistentes con ambos métodos, los cuales son graficados y presentados en la figura 4.15.

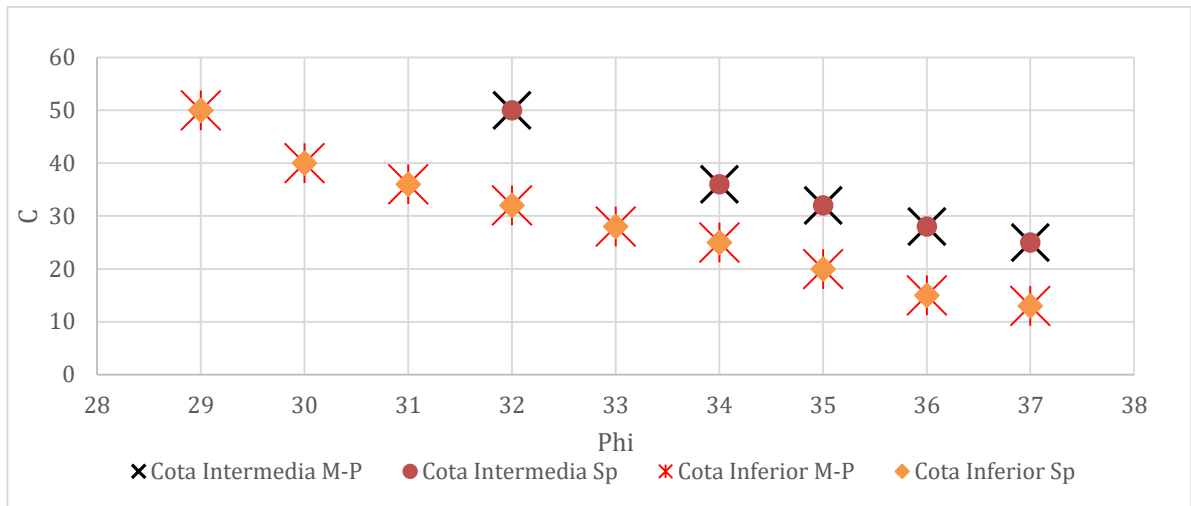


Figura 4.15: Gráfico  $\phi$  - C en Pk 40+380 para ambos métodos utilizados en cota intermedia e inferior. (Fuente: Elaboración propia).

De la gráfica se aprecia que los valores obtenidos entre un método y otro se superponen, por lo que no hay una mayor diferencia entre uno y otro. Del nivel freático de la cota intermedia, los valores de los parámetros resistentes en ambos métodos varían para  $\phi$  entre 32 y 37°, mientras que para la cohesión C, el rango de valores está entre los 25 y 50 kPa. Para la cota inferior, los valores de  $\phi$  varían entre 29 y 37 grados y los valores de la cohesión C entre 13 y 50 kPa. Los factores de seguridad que respaldan los valores de  $\phi$  y C obtenidos se pueden apreciar en anexos.

De este modo, y al igual que para los otros perfiles estudiados, el rango de valores obtenidos de  $\phi$  y C es más amplio cuando el nivel freático se encuentra en la cota inferior.

#### 4.2.2 Diseño año 2015

A continuación se presenta el estudio mediante back análisis realizado al diseño del talud, el cual fue reperfilado en noviembre del año 2015 y cuyo movimiento ocurre en periodo de invierno del año 2016. Este diseño cuenta con una pendiente más extendida, la cual se encuentra en razón 2H: 1V. En la figura 4.16 se aprecia un perfil tipo de la topografía del segundo diseño, cuya ubicación de diseño se encuentra en el perfil Pk 40+318. De la figura mencionada se puede apreciar que el nivel freático se encuentra a nivel intermedio del talud.

Para el back analysis, se consideran los 3 casos posibles en los que se puede encontrar el talud, esto es con un nivel freático en la parte superior, nivel freático en la zona intermedia del talud y por último, el nivel freático en la zona inferior.

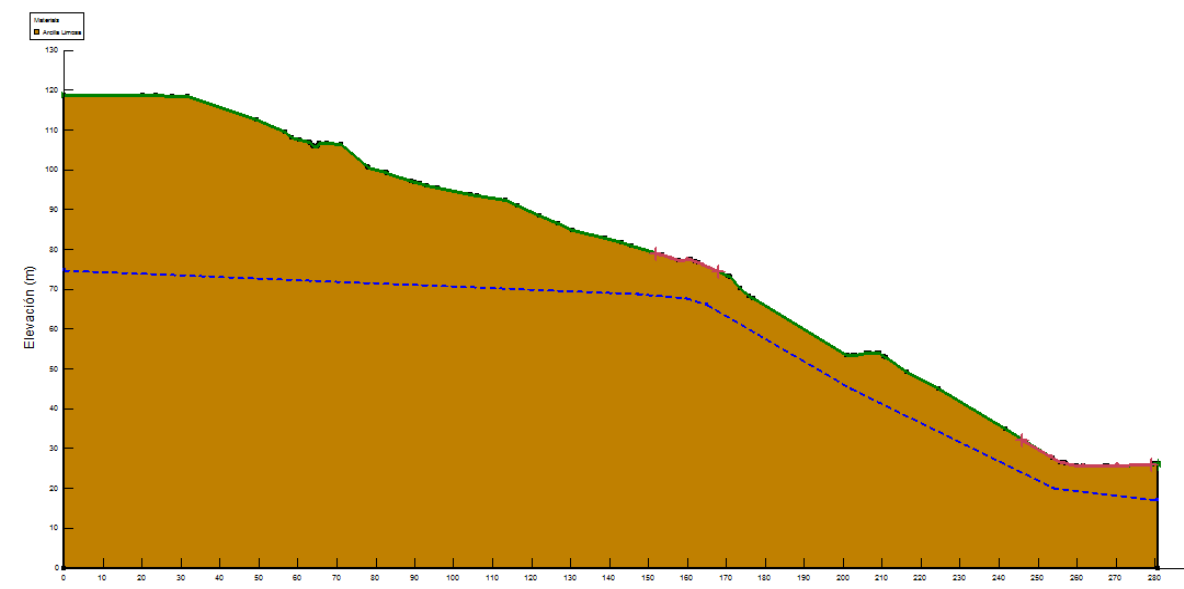


Figura 4.16: Perfil tipo de topografía final Dm 40+318 considerando el nivel freático en la zona intermedia del talud (Fuente: Elaboración propia).

De este modo se presentan los resultados obtenidos del back análisis para el diseño realizado el año 2015.

#### 4.2.2.1 Perfil Pk 40+308

Para el perfil ubicado en la sección Pk 40+308, se determina el rango de valores donde se mueven los parámetros  $\phi$  y  $C$ , los cuales, al igual que en el diseño del año 2014, se determinan haciendo llegar el factor de seguridad a la unidad. En la figura 4.17 se presentan los valores de  $\phi$  y  $C$  mencionados, cuyos valores fueron determinados utilizando el método de Morgenstern-Price. De la figura mencionada se puede apreciar que se obtienen valores de parámetros resistentes para las 3 condiciones de nivel freático que se desea estudiar. Con estos valores obtenidos a partir del back análisis realizado, al igual que en el diseño realizado en el apartado 4.2.1, es posible relacionar los parámetros resistentes  $\phi$  y  $C$  mediante gráfica. En la figura se puede ver como se relacionan estos parámetros utilizando el método de Morgenstern-Price.

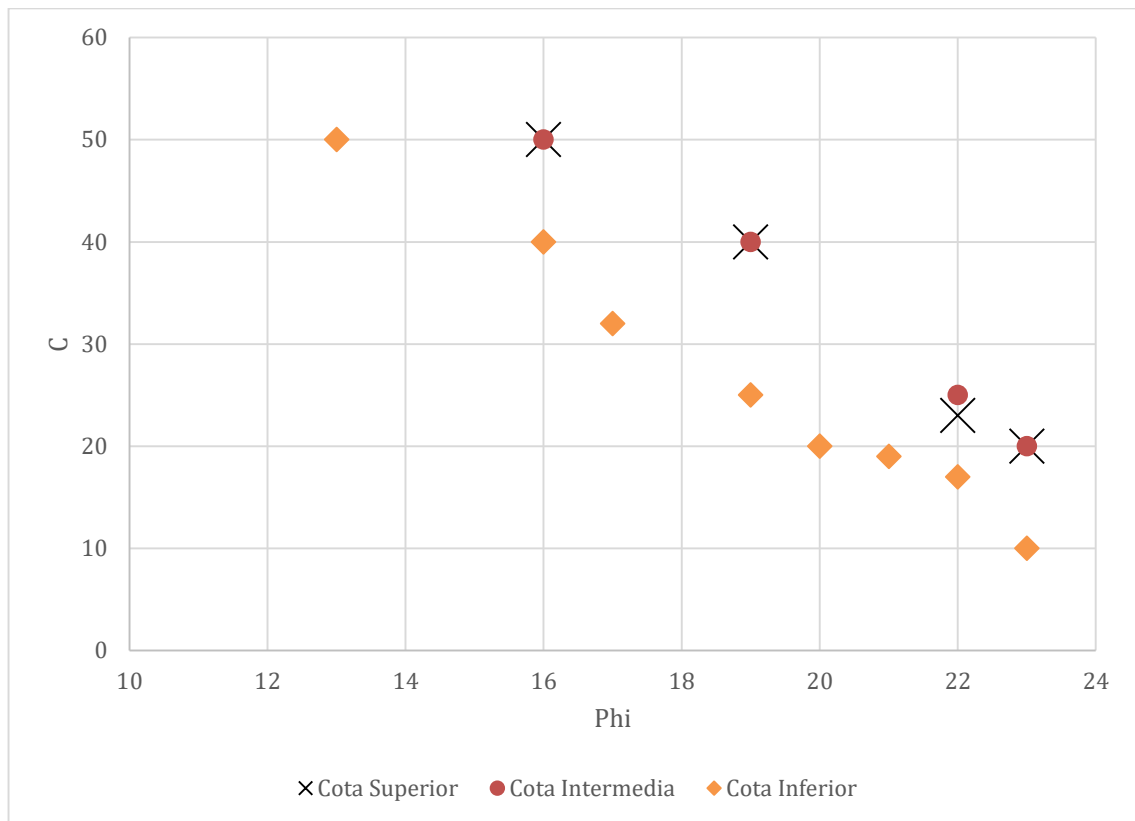


Figura 4.17: Gráfico  $\phi$  -  $C$  para Pk 40+308 utilizando método de Morgenster-Price. (Fuente: Elaboración propia).

De la figura 4.17 presentada, se puede apreciar que la diferencia de valores de parámetros resistentes obtenidos del nivel freático en la cota superior son similares a los valores obtenidos para la condición de cota intermedia, existiendo una mínima diferencia entre estas dos condiciones. Aun así, para ambos casos, el rango de valores en los que varían los parámetros resistentes está entre 16 y 23 grados para  $\phi$ , mientras que para la condición de cota superior e intermedia y para la cohesión C, los valores oscilan entre 20 y 50 kPa. Para la condición de nivel freático en la cota inferior es diferente a las otras dos mencionadas, pues, el rango de valores es más amplio, obteniendo valores para  $\phi$  entre 13 y 23 grados, mientras que para la cohesión C se obtienen valores entre 10 y 50 kPa.

Del mismo modo, utilizando los valores obtenidos del back analysis para el método de Spencer, es posible graficar  $\phi$  y C. La figura 4.18 presenta el gráfico de  $\phi$  y C para el Pk 40+308 utilizando el método de Spencer.

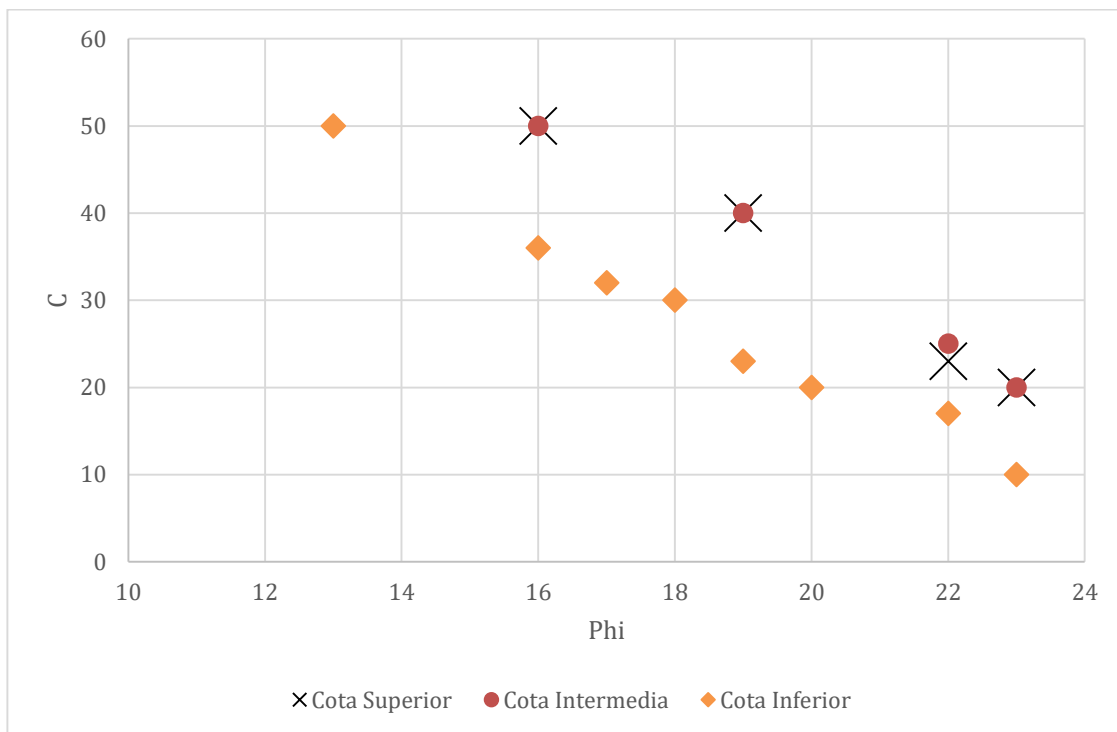


Figura 4.18: Gráfico  $\phi$  C para Dm 40+308 utilizando método de Spencer. (Fuente: Elaboración propia).

Al igual que en la figura 4.17, de la figura 4.18 se puede apreciar que la diferencia de valores para la condición de nivel freático en la cota superior e intermedia es mínima, por lo que el rango de valores en los cuales se mueven los parámetros resistentes para estas dos condiciones es para  $\phi$  entre 16 y 23 grados, mientras que para la cohesión C el rango de valores es de 20 a 50 kPa. Para la condición de nivel freático en la cota inferior, el rango de valores de  $\phi$  es entre 13 y 23 grados y para la cohesión C es entre 10 y 50 kPa.

#### 4.2.2.2 Perfil Pk 40+318

Para el perfil ubicado en la sección Pk 40+318, el rango de valores de  $\phi$  y C determinados mediante back análisis utilizando los métodos de Morgenstern Price se presentan en la figura 4.19. De la figura mencionada, se puede apreciar que los valores obtenidos para la condición de nivel freático en la cota superior e intermedia son iguales. En ella se puede ver como para estas dos condiciones mencionadas, la mayoría de los valores se superponen.

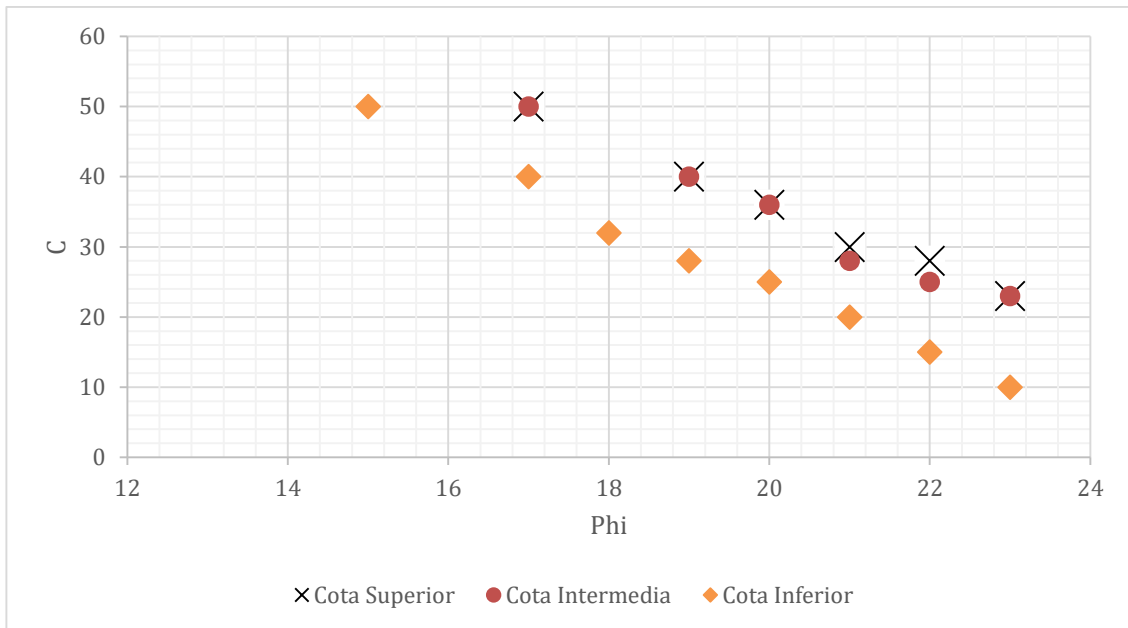


Figura 4.19: Gráfico  $\phi$  C para Dm 40+308 utilizando método de Morgenster-Price. (Fuente: Elaboración propia).

De la figura 4.19 se puede apreciar el rango de valores de los parámetros resistentes utilizando el método de Morgenstern Price. Para la condición de cota superior e intermedia, el rango de valores de  $\phi$  y C está entre 17 y 23 grados y 23 y 50 kPa respectivamente. Para la condición de nivel freático en la cota inferior, los valores de  $\phi$  están entre 15 y 23 grados, mientras que los valores de la cohesión C están entre 10 y 50 kPa.

Del mismo modo, se puede obtener la misma gráfica anterior utilizando el método de Spencer. La figura 4.20 presenta la gráfica con los valores de parámetros resistentes obtenidos.

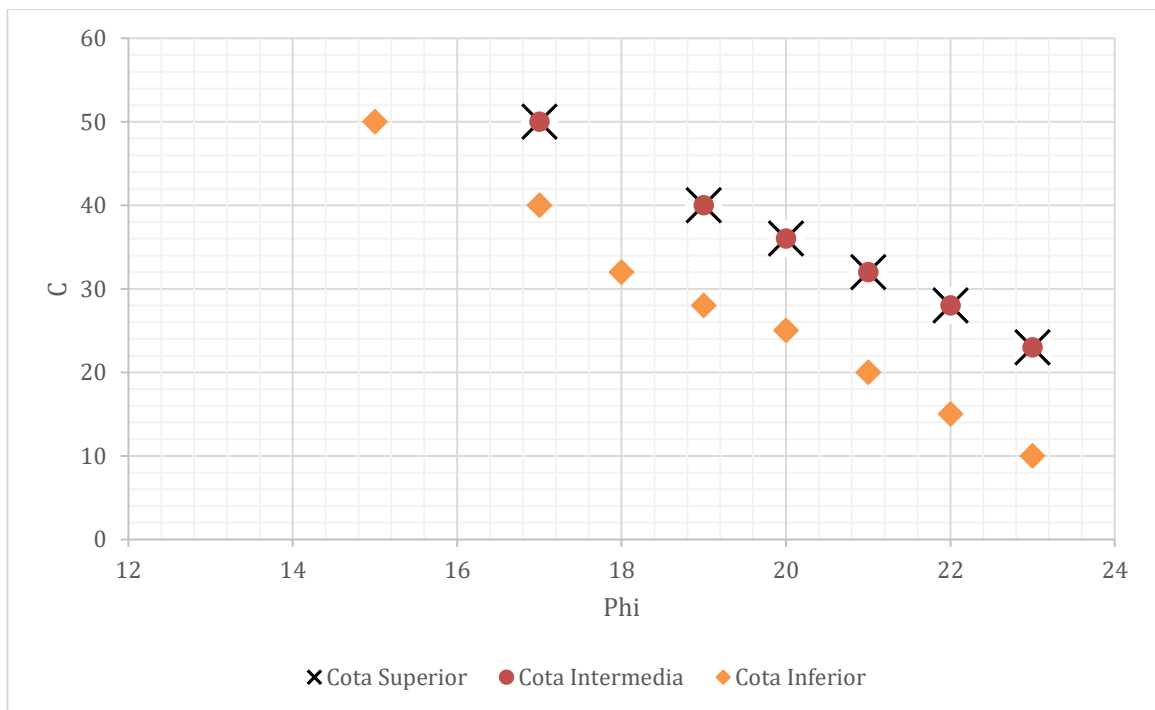


Figura 4.20: Gráfico  $\phi$  - C para Pk 40+318 utilizando método de Spencer. (Fuente: Elaboración propia).

De la figura 4.20 se puede apreciar que al igual que en el método de Morgenstern-Price, los valores para la condición de nivel freático de nivel superior e intermedio se superponen, obteniendo un rango de parámetros resistentes para  $\phi$  entre 17 y 23 grados, mientras que para la cohesión C se obtiene valores entre 23 y 50 kPa. Para la condición de

nivel freático en la cota inferior, el rango de valores está para  $\phi$  entre 15 y 23 grados, y para la cohesión  $C$  entre 10 y 50 kPa.

#### 4.2.2.3 Perfil Pk 40+330

Para el perfil Pk 40+330 se obtiene las figuras 4.21 y 4.22. En ellas se puede apreciar los valores obtenidos para las tres condiciones estudiadas utilizando el método de Morgenster-Price y Spencer.

Las figuras mencionadas presentan los valores de parámetros resistentes para las 3 condiciones de nivel freático estudiadas.

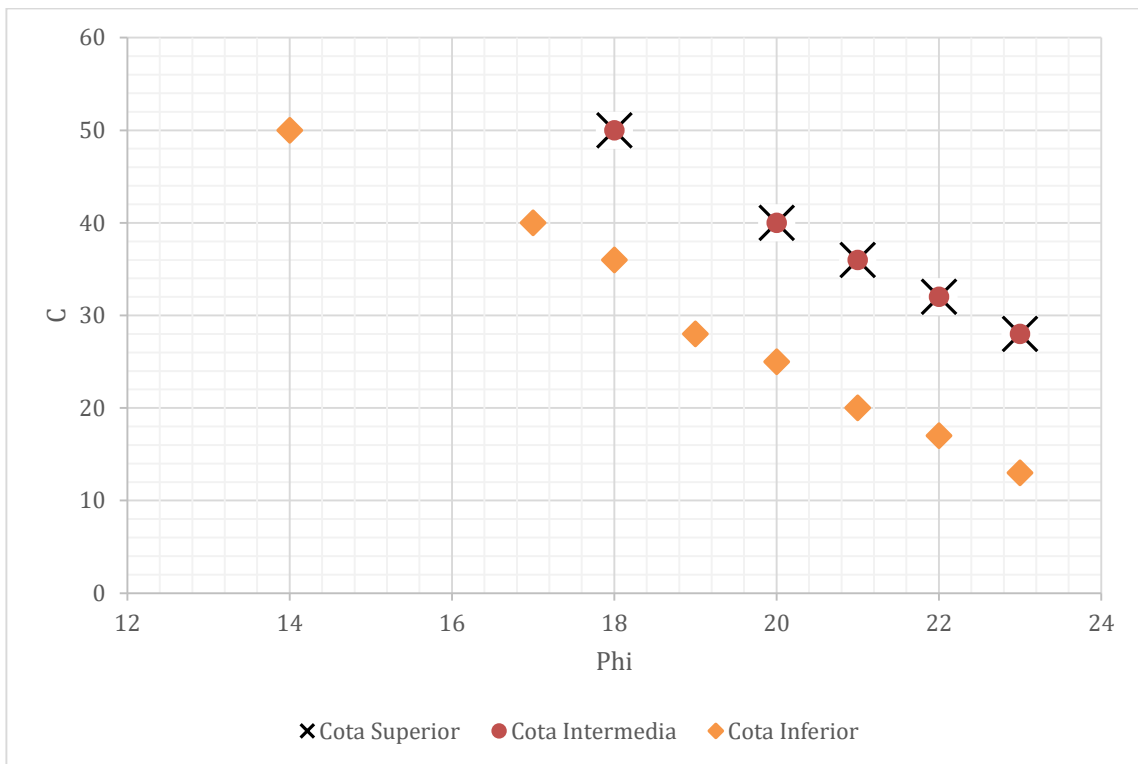


Figura 4.21: Gráfico  $\phi$  -  $C$  para Pk 40+330 utilizando método de Morgenstern Price. (Fuente: Elaboración propia).

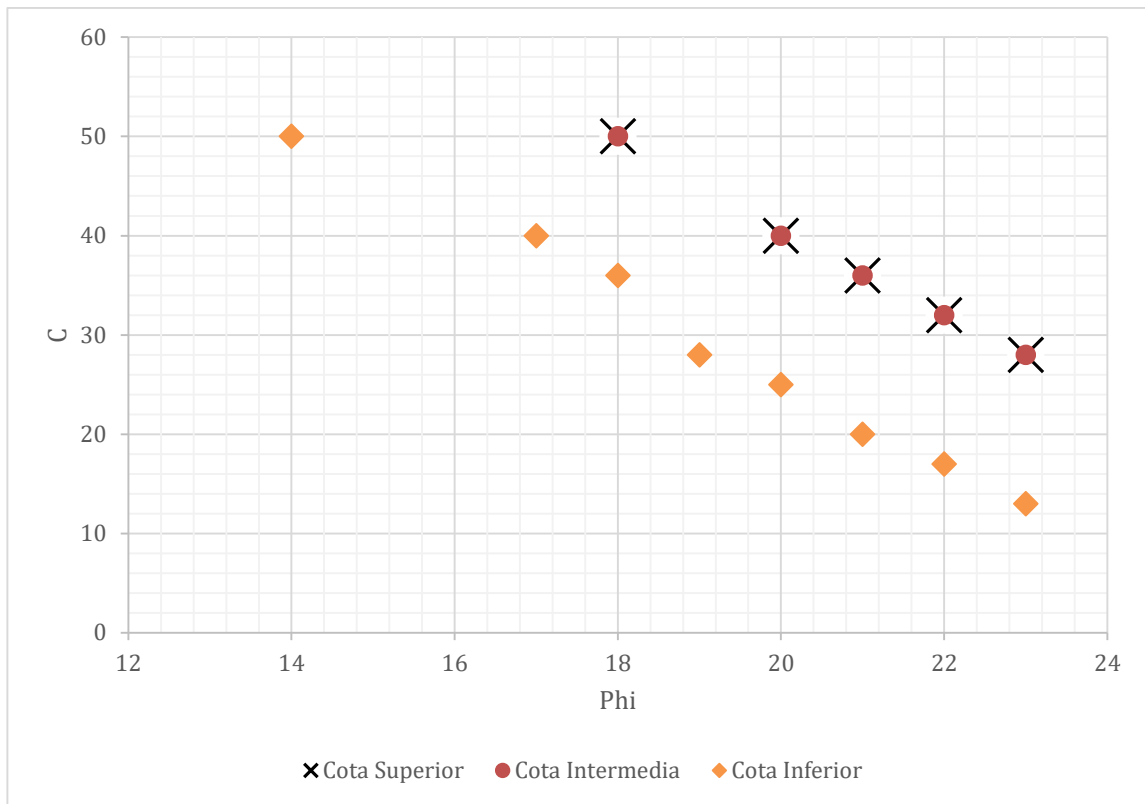


Figura 4.22: Gráfico  $\phi$  - C para Pk 40+330 utilizando método de Spencer. (Fuente: Elaboración propia).

En la figura 4.21 y 4.22 presentadas, se puede identificar que no existe diferencia entre el método de Morgenstern Price y el método de Spencer. Se puede identificar que los puntos graficados entre un método y otro son los mismos. Como no existe diferencia entre los métodos mencionados, el rango de valores de parámetros resistentes para ambos métodos es el mismo. Además, para la condición de nivel freático en la cota superior e intermedia, no hay diferencia de valores, por lo que para ambas condiciones, el rango de  $\phi$  se mueve entre 18 y 23 grados, mientras que para la cohesión C los valores están entre 28 y 50 kPa. Para la condición de nivel freático en la cota inferior, el rango de valores de parámetros resistentes es mas amplio, obteniendo valores para  $\phi$  entre 14 y 23 grados, mientras que para la cohesión C se tiene valores entre 13 y 50 kPa.

#### 4.2.2.4 Perfil Pk 40+338

Para el último perfil a estudiar ubicado en el Pk 40+338, los valores de parámetros resistentes obtenidos del proceso de back análisis se presentan en la figura 4.23 para el método de Morgenstern-Price. De la figura se puede apreciar los pares de valores para los parámetros de  $\phi$  y  $C$  para cada una de las condiciones de nivel freático. Además, se puede identificar la similitud de los valores para la condición de nivel freático superior e intermedio tanto para el método de Morgenstern Price

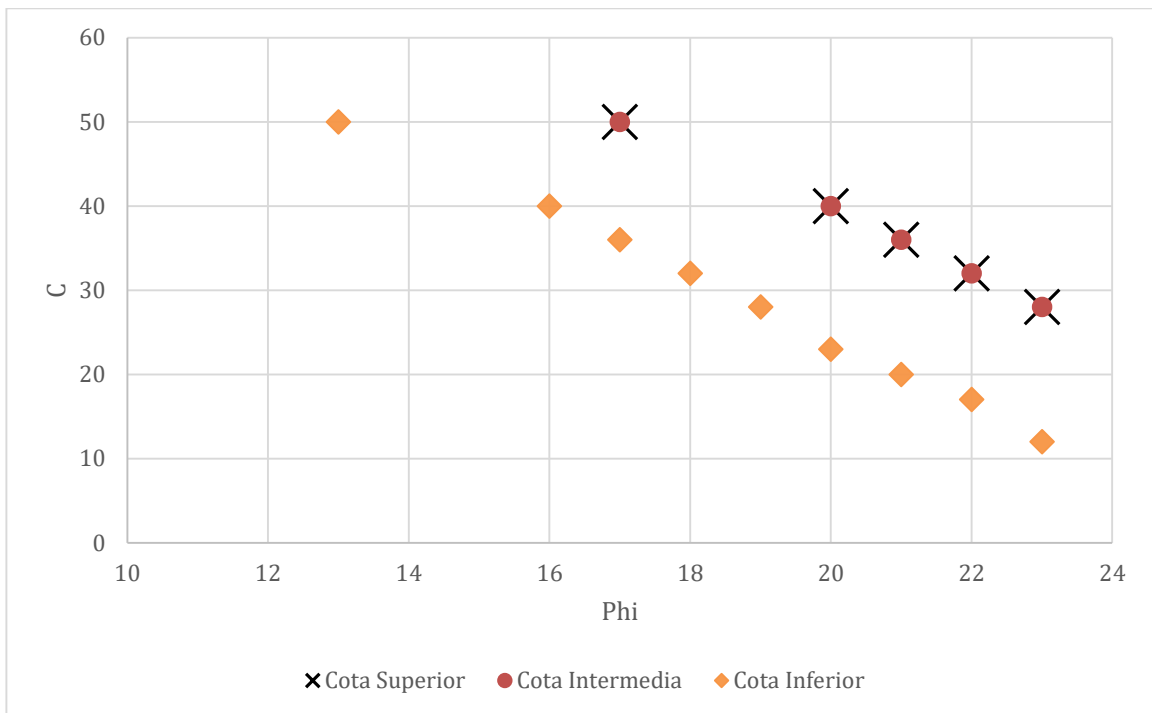


Figura 4.23: Gráfico  $\phi$  -  $C$  para Pk 40+338 utilizando método de Morgenster Price. (Fuente: Elaboración propia).

La figura 4.24 presenta los resultados obtenidos del proceso de iteración de back analysis utilizando el método de Spencer.

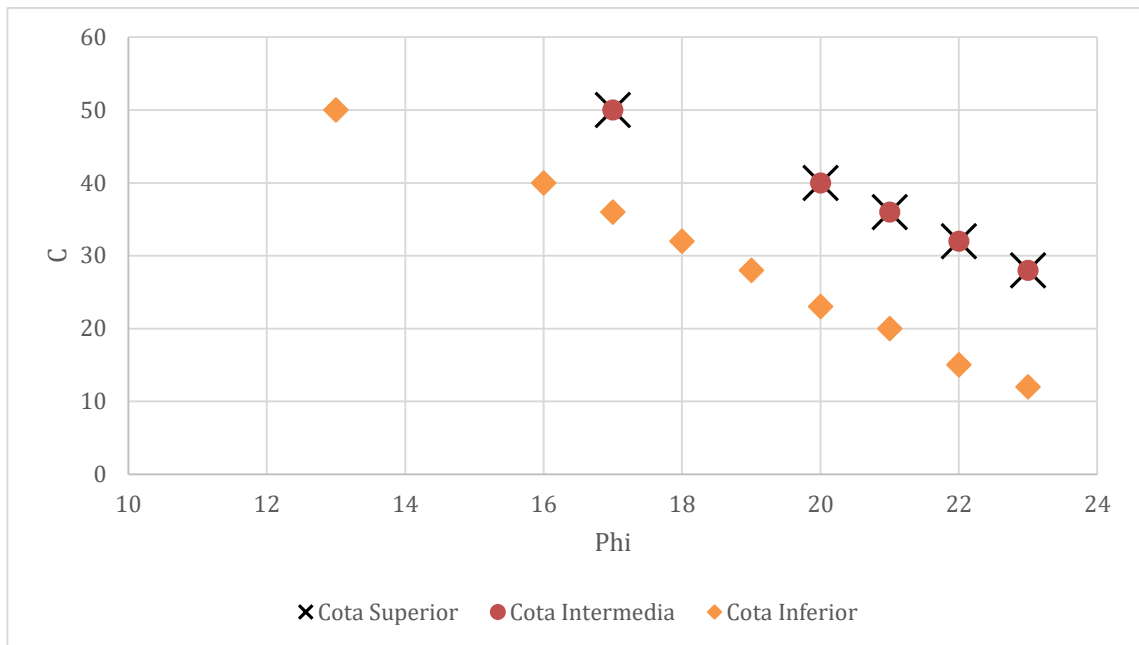


Figura 4.24: Gráfico  $\phi$  - C para Pk 40+338 utilizando método de Spencer. (Fuente: Elaboración propia).

De las figuras 4.21 y 4.22, se puede apreciar de forma más clara la relación existente entre  $\phi$  y C. Entre los pares de valores, no existe diferencia para la condición de nivel freático en la cota superior e intermedia. Esto se puede identificar ya que la cruz en el gráfico (cota superior) coincide con los puntos de color rojo (cota intermedia) en ambos casos. Debido a esto, el rango de valores para  $\phi$  de estas dos condiciones se mueve entre 17 y 23 grados, mientras que los valores para la cohesión C se tiene un rango de valores entre 28 y 50 kPa.

Para la condición de nivel freático en la cota inferior, no existe diferencia para los valores obtenidos con el método de Morgenstern Price y el método de Spencer, por lo que el rango de valores de  $\phi$  y C para ambos casos es el mismo. El parámetro resistente  $\phi$  para la condición de nivel freático en la cota inferior se mueve entre 13 y 23 grados, mientras que la cohesión se mueve entre 12 y 50 kPa.

## 5 Discusión y Conclusiones

Los resultados obtenidos a lo largo de la investigación reflejan la importancia de realizar una caracterización adecuada del suelo en donde se desea realizar una obra. Es necesario aclarar que en toda obra a ejecutar, realizar una buena caracterización del suelo considerando todos los factores posibles que puedan afectar el desarrollo de la obra permiten llevar un control adecuado en cuanto al comportamiento mecánico que pueda tener el suelo. Muchas veces estos antecedentes son pasados por alto, lo cual se traduce en costos adicionales en la ejecución de la obra.

Los resultados de laboratorio obtenidos de las diferentes muestras ensayadas dan cuenta de una caracterización global de la zona. La extracción de muestras de diferentes zonas del talud permitió una caracterizar adecuada el lugar.

Los resultados obtenidos de la clasificación del material, dan cuenta que el suelo estudiado corresponde a un limo de baja plasticidad, lo cual, refleja lo visto de las diferentes visitas al lugar.

Para los resultados obtenidos del ensayo de corte directo, no fue posible obtener valores de parámetros resistentes en estado residual, esto debido a que el procedimiento utilizado no fue el adecuado, ya que al no existir una norma que explique y detalle el procedimiento correcto, se tuvo que realizar un procedimiento propio. Los valores residuales obtenidos del ensayo de corte directo de ángulo de rozamiento interno oscilan entre los 36 y 39 grados, lo cual contradice la teoría expuesta en el capítulo 2 de marco teórico, en donde se presenta que los valores residuales del suelo estudiado oscilan entre 11 y 15 grados. Estos errores pueden estar relacionados al tiempo de consolidación de la muestra, ya que una vez realizada las etapas de corte (con una deformación del 18% de la probeta), esta quedaba en una etapa de consolidación de aproximadamente 3 a 4 horas, lo cual pudo alterar los resultados obtenidos. Para un correcto procedimiento, se recomienda una vez terminado el proceso de corte al 18% de deformación horizontal, volver la probeta a su estado inicial y comenzar inmediatamente un nuevo proceso de corte, registrando los nuevos valores tensionales.

Los resultados obtenidos del ensayo de corte directo según norma ASRM D 3080 entregan valores de ángulo de rozamiento interno de  $36^\circ$  promedio, y una cohesión promedio de 13 kPa. Estos valores son obtenidos utilizando la tensión máxima registrada. Para trabajar con valores críticos, se recomienda no corregir por área las curvas de tensión normal – tensión de corte. Esto debido a que la corrección entrega gráficas cuyas curvas tensionales son siempre ascendentes, mientras que al no corregir estas curvas por sus áreas respectivas, se obtienen curvas en donde se distinguen valores máximos y valores críticos.

El proceso de back analysis realizado en el software Geoslope/W, no fue posible obtener factores de seguridad en función a lo realizado en laboratorio. Este debido a que el movimiento registrado en el talud en los diferentes diseños está asociado a parámetros resistentes residuales, los cuales no fue posible obtener en el laboratorio.

El estudio del talud mediante back análisis, pudo determinar factores de seguridad mínimos para la estabilidad del talud variando los parámetros resistentes del suelo.

Los métodos utilizados en el proceso de iteración mediante back análisis en el diseño 2014, no ofrecen diferencias mayores entre el método de Morgenstern Price y el de Spencer. Esto se puede concluir ya que los valores obtenidos entre un método y el otro bajo las mismas condiciones de diseño, solo en algunos casos arrojaron valores diferentes, predominando la igualdad de valores en la mayoría de las iteraciones realizadas.

Al igual que en el diseño del año 2014, los métodos utilizados en el proceso iterativo de back análisis del diseño del año 2015 no ofrecen una mayor diferencia. Entre el método de Morgenstern Price y el método de Spencer se obtienen valores similares, observando algunas diferencias solo en casos puntuales.

El primer diseño del talud, correspondiente al diseño del año 2014, considera la topografía inicial con una pendiente 1H: 1V. El movimiento del talud puede estar asociado a la pronunciada pendiente y la gran altura del talud, junto también con la presencia de agua en la zona. Los factores de seguridad obtenidos en los perfiles del talud son todos inferiores

a 1 para condición de nivel freático en la cota superior, no pudiendo encontrar pares de parámetros resistentes que pudiesen asegurar la estabilidad del talud.

La condición de nivel freático en la cota intermedia registra parámetros resistentes por sobre los parámetros normales conocidos para estos tipos de suelos, obteniendo valores para  $\phi$  sobre los 35 grados en cada uno de los perfiles diseñados, contradiciendo de este modo la teoría presentada, la cual, para este tipo de suelos, el parámetro resistente  $\phi$  para un material de esta clase debe ser como máximo de 30°.

En la condición de nivel freático en la cota inferior, se obtiene un rango más amplio de valores de  $\phi$  y C. Los valores de  $\phi$  oscilan entre los 29 y 37 grados, por lo que los valores más bajos obtenidos cumplirían con la teoría señalada. Esto permite concluir que para el diseño real ejecutado (diseño 2014), se diseña con la condición más favorable (cota de nivel freático en la zona inferior del talud) y con valores de factores de seguridad muy cercanos a la unidad.

El diseño del año 2015, considera una pendiente distinta a la del diseño del año 2014, utilizando una razón de 2H: 1V. Esta corrección en la pendiente del talud no permitió asegurar la estabilidad del talud, ya que el movimiento ocurre en la misma zona donde se tiene registro del movimiento correspondiente al año 2014.

La condición de nivel freático en la cota superior e intermedia no presenta diferencia alguna en los valores obtenidos mediante el proceso de back análisis. En ambos casos, los valores de parámetros resistentes de  $\phi$  oscilan entre 16 y 23 grados y cohesión C entre 10 y 50 kPa. Estos valores tampoco coinciden con la teoría señalada, ya que el diseño del talud en el año 2015 está ejecutado en la misma zona de falla del diseño del año 2014, los valores residuales de  $\phi$  deben estar entre 20 y 22 grados y los valores críticos para  $\phi$  deben oscilar entre 11 y 15 grados. Al estar diseñado el talud en una zona donde ya ocurrió un movimiento, se esperaba encontrar valores residuales de  $\phi$  similares a los señalados.

La condición de nivel freático en la cota inferior, para los perfiles diseñados registra valores de  $\phi$  entre 13 y 23 grados y cohesión C entre 10 y 50 kPa. Esta condición si coincide con la teoría señalada, pues los valores obtenidos son similares a los valores críticos expuestos en la teoría.

El nivel freático dentro del talud tiene una influencia directa con los parámetros resistentes obtenidos. A mayor altura del nivel freático, los parámetros resistentes obtenidos son mayores, mientras que mientras más bajo se encuentre el nivel freático, menores serán los parámetros resistentes obtenidos del proceso de back análisis.

No fue posible relacionar lo realizado en laboratorio con lo diseñado mediante back analysis. Esto debido a que los resultados obtenidos en laboratorio no corresponden a parámetros resistentes residuales, mientras que los valores obtenidos mediante el proceso de back analysis si corresponden a valores residuales.

## 6 Referencias

- Arellano, R. *et al.*, (2009). *Análisis de Taludes Mediante Ensayos de Back Análisis de Fallas*.
- ASTM D-2487-06. *Standard Test Method for Classification of Soils for Engineering Purposes. (Unified Soil Classification System)*
- Atkinson, J., (2007). *The Mechanics of Soils and Foundations. Second Edition by Taylor & Francis*
- Atkinson, J., (2014). *Foundamentals of Ground Engineering. CRC Press*
- Geoservice, (2016). *Evaluación Talud Dm 40+000 – 40+400 - Informe Técnico*
- Geostudio Ltd. (2015). *Stability Modeling with Slope/W, And Engineering Methodology. Geo-Slope International Ltd.*
- Honorary Member, ASCE, (1999). *Soil Engineering Testing, Design, and Remediation*.
- Matteis, A., (2003). *Geología y Geotecnia, Estabilidad de Taludes. Universidad Nacional de Rosario*.
- Montenegro J., (2016). *Resistencia al Corte, Capítulo 7, apuntes de mecánica de suelos I, Universidad Católica de la Santísima Concepción*.
- Morgenstern, N.R., and Price, V.E. 1965. *The analysis of the stability of general slip surfaces. Géotechnique, 15(1): 79–93*.

- Morgenstern, N.R., and Price, V.E. 1967. *A numerical method for solving the equations of stability of general slip surfaces. Computer Journal, 9: 388–393.*
- NCh 165.Of77. *Tamizado y determinación de la granulometría.*
- Spencer, E. (1967). *A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces.*
- Villalobos, F., (2014). *Mecánica de Suelos. Editorial UCSC y LGM*
- Zhu, D.Y., Lee, C.F., Qian, Q.H., and Chen, G.R. 2005. *A concise algorithm for computing the factor of safety using the Morgenstern–Price method. Canadian Geotechnical Journal, 42(1): 272–278.*

## 7 Anexos

### 7.1 Anexos A

#### 7.1.1 Anexo Introducción

Las figuras 7.1 y 7.2 presentan el primer colapso del talud diseñado en Chivilingo. (Registro realizado en el mes de octubre de 2015). Mientras que las figuras 7.3 y 7.4 presentan las primeras grietas del segundo diseño del talud (registro realizado en el mes de mayo de 2016)



Figura 7.1: Colapso de talud ubicado en Chivilingo, toma frontal (fuente: Elaboración propia)



Figura 7.2: Colapso de talud ubicado en Chivilingo, toma lateral (fuente: Elaboración propia)



Figura 7.3: Zona del talud agrietada. (Fuente: CONCESIONARIA RUTA 160 – Evaluación talud Dm 40+000 – 40+400; Informe Técnico)



Figura 7.4: Tamaño de grieta en talud. (Fuente: CONCESIONARIA RUTA 160 – Evaluación talud Dm 40+000 – 40+400; Informe Técnico)

En la figura 7.5 se puede apreciar la prolongación de la grieta a lo largo del talud.



Figura 7.5: Prolongación grietas hacia el talud y deslizamientos menores. (Fuente: CONCESIONARIA RUTA 160 – Evaluación talud Dm 40+000 – 40+400; Informe Técnico)

En las figuras 7.6 y 7.7 se pueden apreciar la magnitud de la grieta en la terraza del talud y la ruptura del badén.



Figura 7.6: Grietas en terraza. (Fuente: CONCESIONARIA RUTA 160 – Evaluación talud Dm 40+000 – 40+400; Informe Técnico).



Figura 7.7: Ruptura badén. (Fuente: CONCESIONARIA RUTA 160 – Evaluación talud Dm 40+000 – 40+400; Informe Técnico).

## 7.2 Anexo B

### 7.2.1 Anexo Resultados de Laboratorio

#### 7.2.1.1 Anexo granulometría

- Muestra M1

La tabla 7.1 presenta los resultados de la primera granulometría realizada. De ella se aprecia que el mayor porcentaje retenido de material se encuentra en los tamices de menor abertura.

Tabla 7.1: Primera granulometría sector talud cuesta de Chivilingo (Fuente: Elaboración Propia).

Malla N°	Abertura (mm)	Parcial (gr)	% Retenido	% Retenido acumulado	% Pasante acumulado
N°4	4,75	0,0	0,0	0,00	100
N°10	2,36	0,8	0,2	0,20	100
N°10	2	0,3	0,1	0,27	100
N°16	1,18	0,7	0,2	0,44	100
N°20	0,85	0,5	0,1	0,56	99
N°30	0,6	0,9	0,2	0,78	99
N°40	0,425	1,3	0,3	1,10	98
N°50	0,3	2,4	0,6	1,68	98
N°60	0,25	2,1	0,5	2,20	97
N°100	0,15	8,8	2,1	4,35	95
N° 140	0,1	8,9	2,2	6,52	93
N°200	0,075	10,1	2,5	8,98	91
Fondo		0,1	0,0		
total		36,9			

La tabla 7.2 presenta el material utilizado para la granulometría, como el porcentaje de finos obtenido después de lavar el material. Se puede apreciar que el contenido de finos es sobre el 90%.

Tabla 7.2: Material utilizado para la primera granulometría (Fuente: Elaboración Propia).

Antes de lavar (gr)	409,6
después de lavar (gr)	36,9
fino lavado #200 (gr)	372,7
fino total pasa #200 (gr)	372,8
% fino	91%

- Muestra M2

Resultados de segunda granulometría. En la tabla 7.3 se puede apreciar el % retenido acumulado y el % que pasa acumulado del ensayo.

Tabla 7.3: Segunda granulometría sector talud cuesta de Chivilingo (Fuente: Elaboración Propia).

Malla N°	Abertura (mm)	Parcial (gr)	% Retenido	% Retenido acumulado	% Pasante acumulado
N°4	4,75	0,00	0,0	0,00	100,00
N°8	2,36	9,10	2,3	2,27	97,73
N°10	2	2,30	0,6	2,85	97,15
N°16	1,18	8,30	2,1	4,92	95,08
N°20	0,85	4,70	1,2	6,10	93,90
N°30	0,6	5,70	1,4	7,52	92,48
N°40	0,425	6,00	1,5	9,02	90,98
N°50	0,3	7,10	1,8	10,80	89,20
N°60	0,25	5,30	1,3	12,12	87,88
N°100	0,15	17,80	4,4	16,57	83,43
N° 140	0,106	18,70	4,7	21,24	78,76
N°200	0,075	13,80	3,4	24,69	75,31
Fondo		0,1	0,0		
total		98,9			

La tabla 7.4 presenta el material utilizado para realizar la segunda granulometría. De esta segunda granulometría, se puede apreciar que el porcentaje de finos obtenido después de lavar el material utilizado en el ensayo es menor que el porcentaje del primer ensayo. Esto demuestra la heterogeneidad del suelo en el sector.

Tabla 7.4: Material utilizado para la segunda granulometría (Fuente: Elaboración Propia).

Antes de lavar	400,1
después de lavar	98,9
fino lavado #200	301,2
fino total pasa #200	301,3
% fino	75,31%

- Muestra M3

La tabla 7.5 presenta la tercera muestra ensayada del sector, de ella se aprecia al igual que la segunda muestra ensayada, una distribución más homogénea de las partículas, aunque el mayor porcentaje retenido se concentra en las menores aperturas.

Tabla 7.5: Tercera granulometría sector talud cuesta de Chivilingo (Fuente: Elaboración Propia).

Malla N°	Abertura (mm)	Parcial (gr)	% Retenido	% Retenido acumulado	% Pasante acumulado
N°4	4,75	0,00	0,0	0,00	100,00
N°10	2,36	0,90	0,2	0,22	99,78
N°10	2	0,32	0,1	0,29	99,71
N°16	1,18	0,85	0,2	0,50	99,50
N°20	0,85	0,55	0,1	0,63	99,37
N°30	0,6	1,20	0,3	0,92	99,08
N°40	0,425	2,38	0,6	1,49	98,51
N°50	0,3	4,80	1,2	2,65	97,35
N°60	0,25	8,10	2,0	4,60	95,40
N°100	0,15	10,20	2,5	7,06	92,94
N° 140	0,1	14,80	3,6	10,63	89,37
N°200	0,075	16,30	3,9	14,55	85,45
Fondo		0,0	0,0		
total		60,4			

Los resultados para el material utilizado para realizar la tercera granulometría se presenta en la tabla 7.6, en donde el porcentaje de finos es del 86%.

Tabla 7.6: Material utilizado para la tercera granulometría (Fuente: Elaboración Propia).

Antes de lavar	415
después de lavar	60,4
fino lavado #200	354,6
fino total pasa #200	354,6
% fino	86%

#### 7.2.1.2 Anexo Plasticidad

- Muestra M1

Los resultados para límite líquido se presentan en la tabla 7.7.

Tabla 7.7 : Resultados de límite líquido obtenidos de la muestra M1 (Fuente: Elaboración Propia).

Límite Líquido								
Nº recipiente	Masa Recipiente	M.rec+su elo+H2O	M.suelo seco+rec	Masa agua	Masa suelo seco	% humedad	Nº golpes	Humedad
5	14,81	41,83	33,5	8,33	18,69	0,45	17	44,6
6	14,42	41,61	33,41	8,2	18,99	0,43	19	43,2
7	14,45	49,97	39,98	9,99	25,53	0,39	24	39,1
13	14,59	48,03	38,96	9,07	24,37	0,37	27	37,2
16	14,32	41,84	34,51	7,33	20,19	0,36	28	36,3
31	12,34	30,57	25,91	4,66	13,57	0,34	30	34,3
4	15,22	38,28	32,55	5,73	17,33	0,33	32	33,1

Los resultados del límite plástico para la muestra M1 se presentan en la tabla 7.8.

Tabla 7.8: Resultados de límite plástico obtenidos de la muestra M1 (Fuente: Elaboración Propia).

Límite Plástico						
Nº muestra	Masa Recipiente	M.Rec+suelo+H2 O	M.suelo seco+rec	Masa agua	Masa suelo seco	%humedad
1	7,1	10,1	8,028	2,072	8,028	0,26
2	7,2	10,29	8,25	2,04	8,25	0,25
4	7,2	11,1	8,8	2,3	8,8	0,26
3	7,1	9,9	7,9	2	7,9	0,25

De la primera muestra ensayada, en la figura 7.9 se presentan los resultados del límite líquido, en donde la humedad alcanzada para 25 golpes corresponde aproximadamente a un 38%.

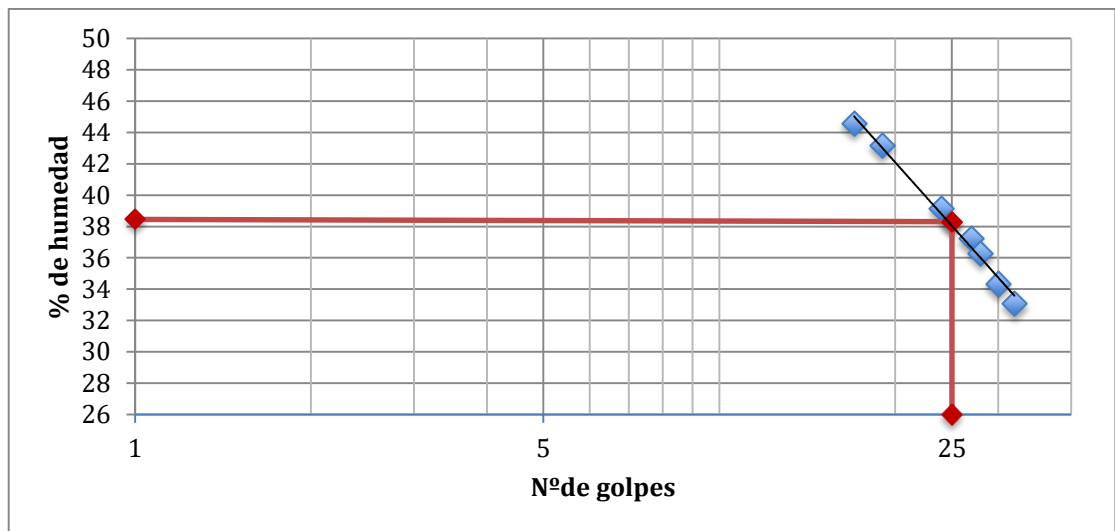


Figura 7.8: Límite líquido para la primera muestra ensayada. (Fuente: Elaboración propia).

De la misma norma mencionada en el capítulo de métodos para el desarrollo de los ensayos de plasticidad, se determina el límite plástico de la muestra. De la figura 7.10 se puede apreciar la distribución de humedad para determinar el límite plástico. Este límite alcanzó una humedad que está entre un 25% y un 26%.

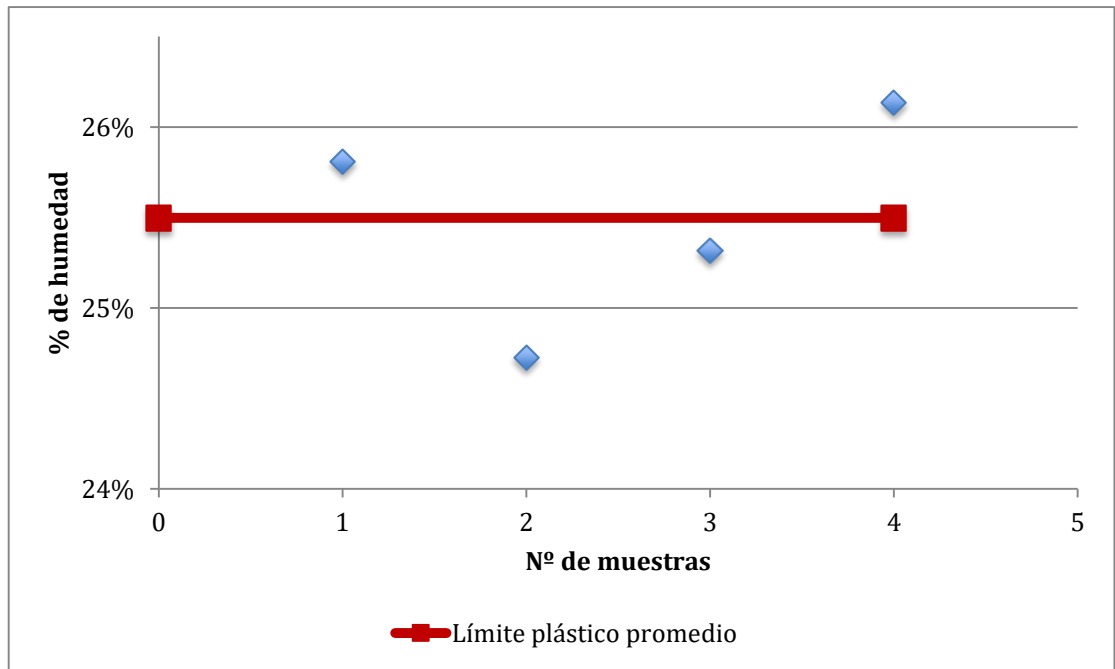


Figura 7.9: Límite plástico para la primera muestra ensayada. (Fuente: Elaboración propia).

De este modo, obtenido el límite líquido y el límite plástico, se puede determinar el índice de plasticidad. En la tabla 7.9 se pueden apreciar el valor del índice de plasticidad IP, el cual corresponde a un 13,5%.

Tabla 7.9: Valores obtenidos de ensayos de límites de Atterberg para la primera muestra. (Fuente: Elaboración propia).

Límite líquido (%)	38
Límite Plástico (%)	25
Índice de Plasticidad (%)	13

- Muestra M2

La tabla 7.9 presenta los resultados obtenidos en laboratorio del límite líquido para la muestra M2.

Tabla 7.10: Resultados de límite líquido obtenidos de la muestra M2 (Fuente: Elaboración Propia).

Límite Líquido								
Nº recipiente	Masa Recipiente	M.rec + suelo+ H2O	M.suelo seco+rec	Masa agua	Masa suelo seco	% humedad	Nº golpes	Humedad
5	14,82	42,19	33,56	8,63	18,74	0,46	12	46
33	12,96	35,8	28,7	7,1	15,74	0,45	14	45
6	14,46	43,76	34,76	9	20,3	0,44	16	44
19	14,42	45,4	36,22	9,18	21,8	0,42	22	42
31A	13,58	34,53	28,44	6,09	14,86	0,40	26	41
30	12,38	39	31,42	7,58	19,04	0,39	28	40
8	13,74	37,68	31,18	6,5	17,44	0,37	34	37

La tabla 7.10 presenta los resultados obtenidos en laboratorio del límite plástico para la muestra M2.

Tabla 7.11: Resultados de límite plástico obtenidos de la muestra M2 (Fuente: Elaboración Propia).

Límite Plástico						
Nº muestra	Masa Recipiente	M.Rec+suelo+H2O	M.suelo seco+rec	Masa agua	Masa suelo seco	%humedad
1	13,84	16,61	16,06	0,55	2,22	0,25
2	14,3	16,09	15,72	0,37	1,42	0,27
3	12,46	14,62	14,18	0,44	1,72	0,26
4	14,34	17,94	17,2	0,74	2,86	0,27

Del mismo modo que para la muestra 1, se realiza ensayo de límite líquido y límite plástico a la muestra 2. La figura 7.11 presenta los resultados de límite líquido, en donde el límite líquido correspondiente a los 25 golpes es de un 41%.

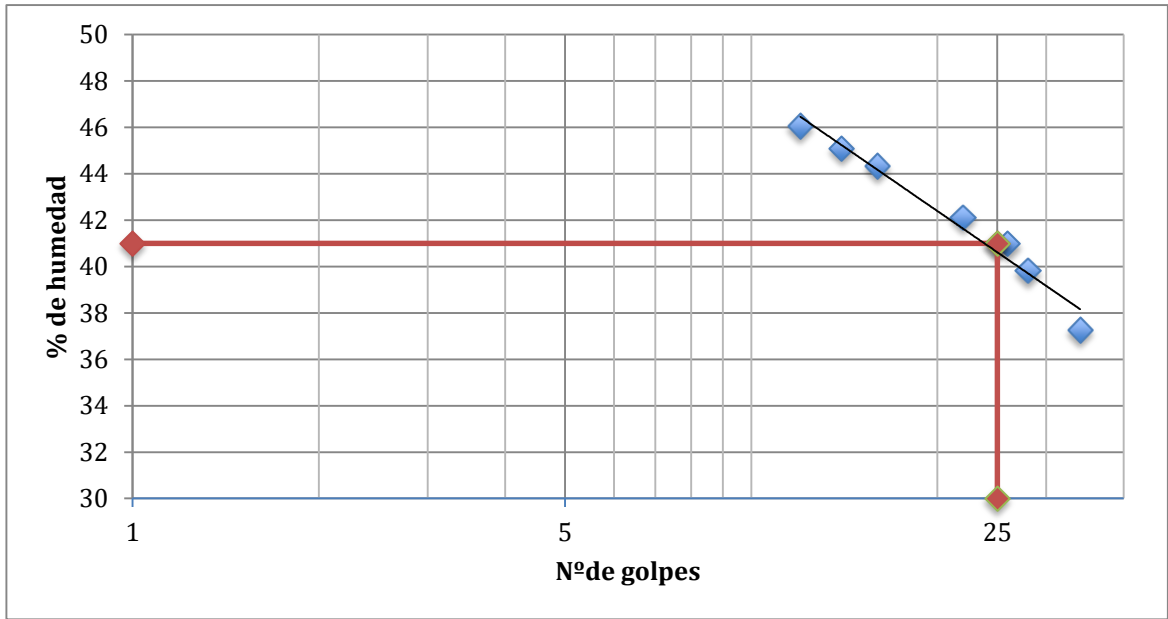


Figura 7.10: Límite líquido para la segunda muestra ensayada. (Fuente: Elaboración propia).

El límite plástico se puede apreciar en la figura 7.12, en donde el valor obtenido promedio es levemente superior a un 26%. Esto se puede apreciar de la figura mencionada en la línea roja, la cual corresponde a la media de las humedades de las muestras ensayadas.

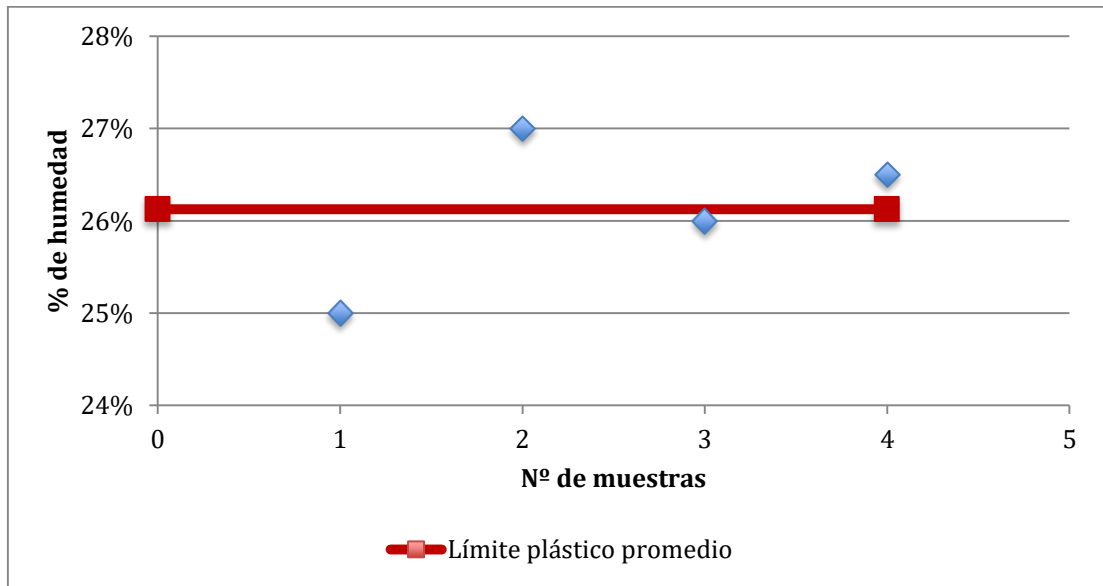


Figura 7.11: Límite plástico para la segunda muestra ensayada. (Fuente: Elaboración propia).

Así, con los valores de límite líquido y límite plástico obtenidos de la segunda muestra ensayada, es posible determinar el índice de plasticidad IP, el cual se presenta en la tabla 7.12 y corresponde a un valor de un 15%

Tabla 7.12: Valores obtenidos de ensayos de límites de Atterberg para la segunda muestra. (Fuente: Elaboración propia).

Límite líquido (%)	41
Límite Plástico (%)	26
Índice de Plasticidad (%)	15

#### 7.2.1.3 Anexo Gravedad específica

Los resultados para la gravedad específica se presentan en la tabla 7.11. En ella se puede apreciar los resultados para la muestra M1, M2 y M3.

Tabla 7.13 Resultados de gravedad específica para las muestras M1, M2 y M3. (Fuente: Elaboración Propia).

	Muestras		
	M-1	M-2	M-3
Masa Picnómetro (gr)	209,4	201,9	207,3
Masa Picn+suelo (gr)	334	309,2	311,4
Masa Pic+Suelo+Agua (gr)	787,2	769,4	773,8
Masa Pic+Agua (gr)	706,4	706,4	706,4
T°	15,6	15,7 °C	15,5 °C
Gs	2,8	2,4	2,8
Gs promedio	2,7		

#### 7.2.1.4 Anexo Densidad In Situ

Los resultados para el ensayo de densidad In Situ son presentados en la tabla 7.15.

Tabla 7.14: Resultados de ensayo densidad In Situ. (Fuente: Elaboración Propia)

Densidad In-Situ	Zona 1	Zona 2
Peso Arena Estandarizada (gr)	8000	8000
Peso Arena Sobrante (gr)	3258	3592
peso arena estandarizada utilizada (gr)	4742	4408
Volumen cono inferior (cm <sup>3</sup> )	1623	1623
densidad arena estandarizada (gr/cm <sup>3</sup> )	1,492	1,492
Peso arena cono inferior	2421,1	2421,1
Masa de arena en perforación del ensayo (gr)	2320,9	1986,9
Volumen de perforación del ensayo (cm <sup>3</sup> )	1555,9	1332,0
Masa Suelo Extraído (gr)	3414	3429
Densidad natural del terreno (gr/cm <sup>3</sup> )	2,194	2,574
Masa capsula	117,2	104,1
Masa capsula + suelo húmedo	817,6	843,9
Masa capsula + suelo seco	693,9	727,9
% Humedad	21,4	18,6
Densidad seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1,807	2,171

#### 7.2.1.5 Corte Directo

Los resultados de los ensayos de corte directo para determinar  $\phi_c$  (crítico) se presentan a continuación. Para la obtención de los resultados, se siguió el procedimiento descrito en el capítulo 3 de métodos.

- Resultados ensayos de corte directo muestra M2

Etapas de consolidación.

300 kPa

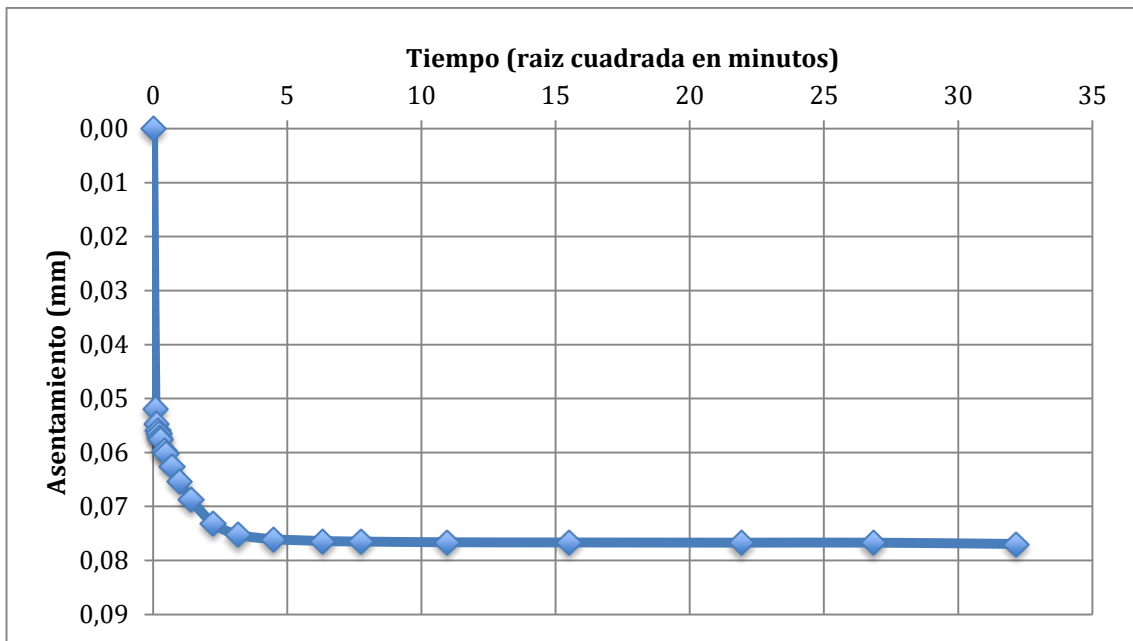


Figura 7.12: Consolidación de muestra M2 a una tensión de 300 kPa. (Fuente: Elaboración Propia).

150 kPa

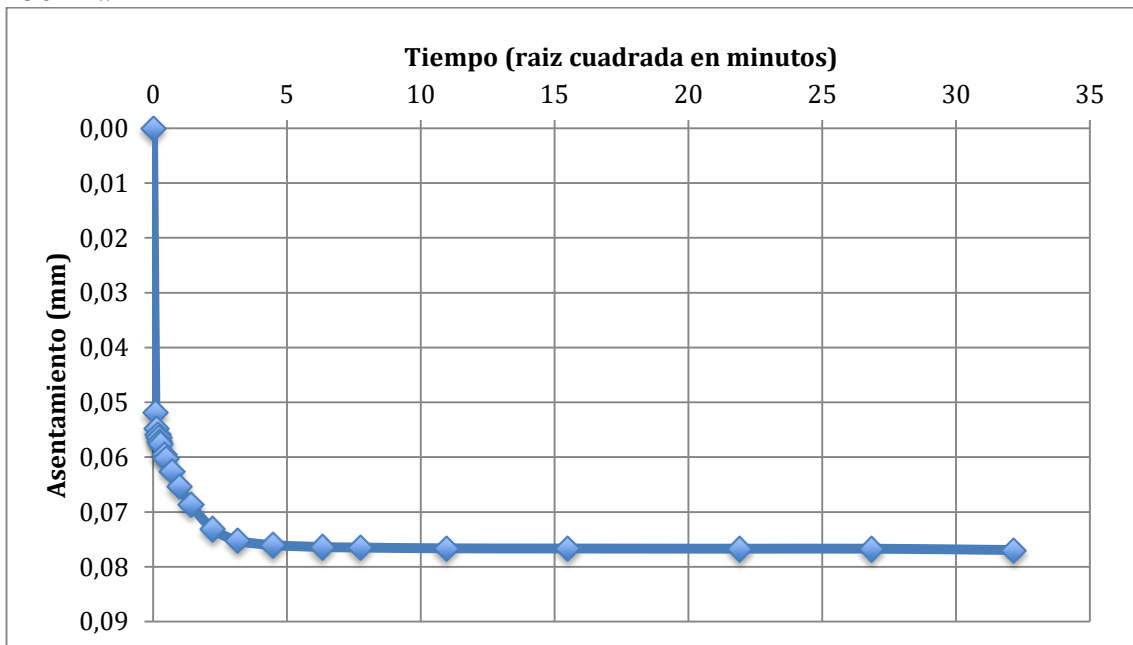


Figura 7.13: Consolidación de muestra M2 a una tensión de 150 kPa. (Fuente: Elaboración Propia).

50 kPa



Figura 7.14: Consolidación de muestra M2 a una tensión de 50 kPa. (Fuente: Elaboración Propia).

Etapa de Corte.

Tensión de corte de 300 kPa para probeta de dimensiones 10x10cm cortada 3 veces.

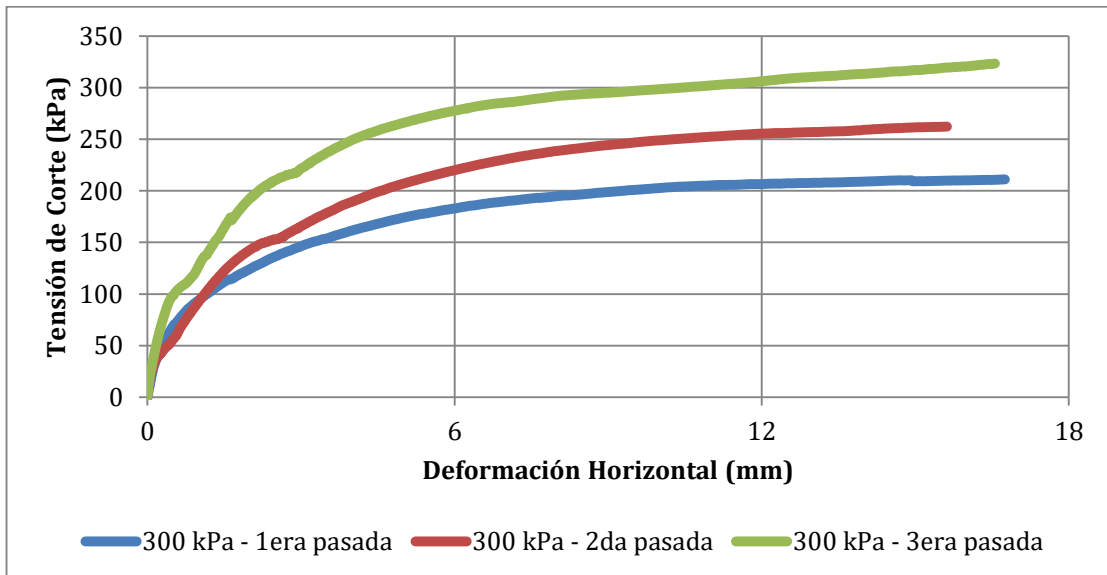


Figura 7.15: Tensión de corte para muestra M2 para los 3 procesos de corte a una tensión de consolidación de 300 kPa. (Fuente: Elaboración Propia).

Tensión de corte de 150 kPa para probeta M2 de 10x10 cm cortada 3 veces

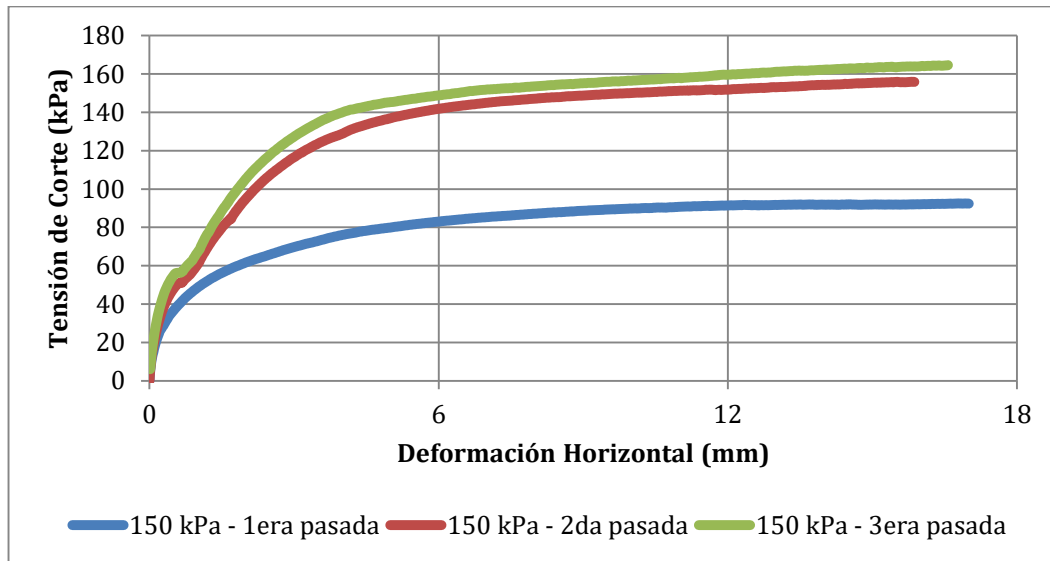


Figura 7.16: Tensión de corte para muestra M2 para los 3 procesos de corte a una tensión de consolidación de 150 kPa. (Fuente: Elaboración Propia).

Tensión de corte de 50 kPa para probeta M2 de 10x10 cm cortada 3 veces

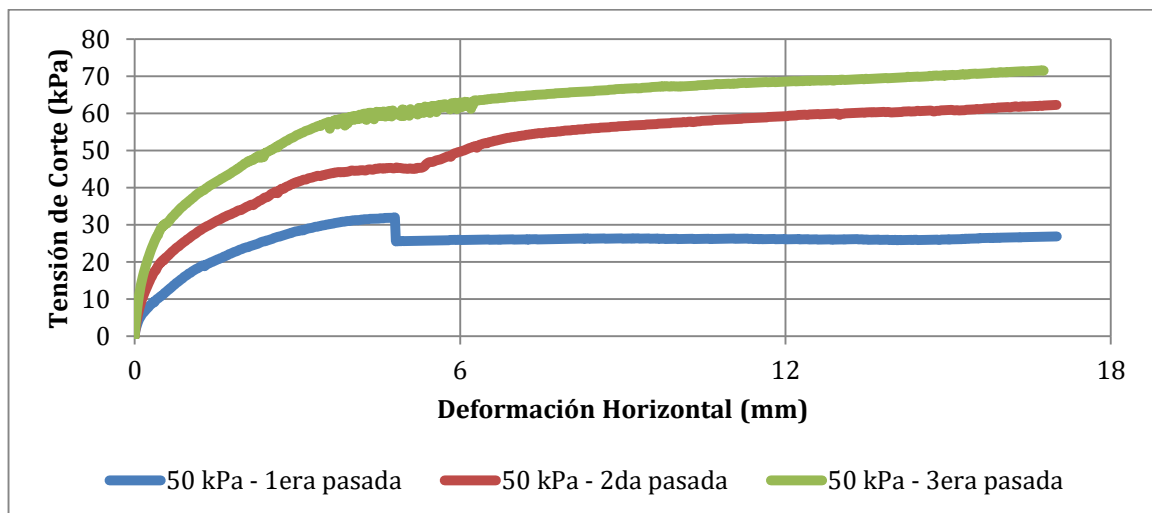


Figura 7.17: Tensión de corte para muestra M2 para los 3 procesos de corte a una tensión de consolidación de 50 kPa. (Fuente: Elaboración Propia).

Agrupando los datos obtenidos, es posible obtener una gráfica de tensión versus deformación horizontal para los datos obtenidos de la primera pasada de corte directo. Los resultados son presentados en la figura 7.14.

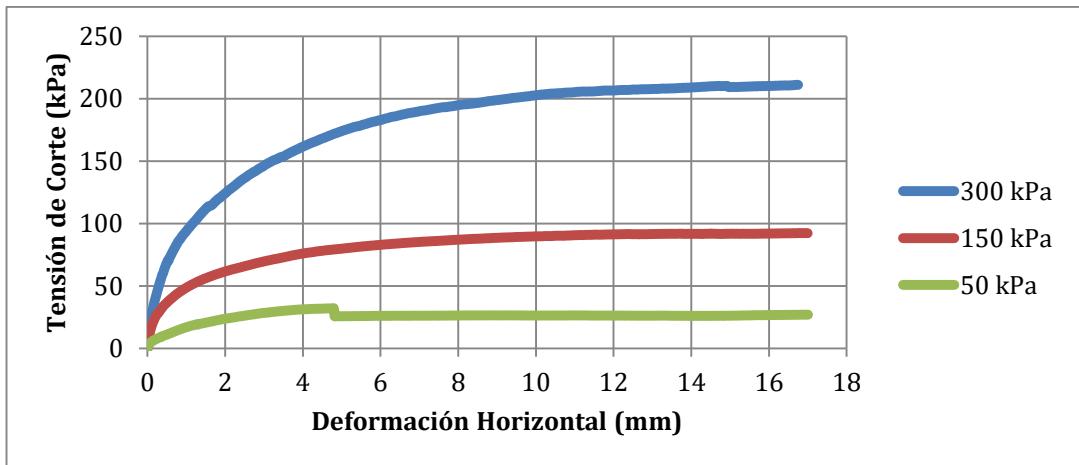


Figura 7.18: Tensión versus deformación para datos obtenidos a partir de la primera pasada de corte. (Fuente Elaboración Propia).

De los datos obtenidos, es posible graficar la tensión normal en función de la tensión de corte. Esto se presenta en la figura 7.15.

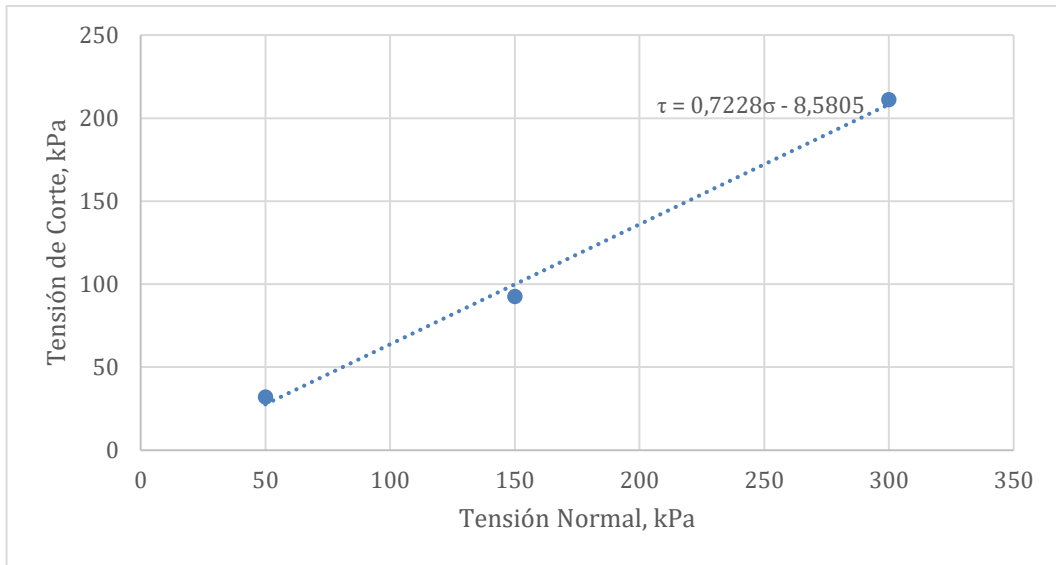


Figura 7.19: tensión normal y tensión de corte para datos de M2 de la primera pasada (Fuente Elaboración Propia).

La tabla 7.16 presenta como resumen los resultados obtenidos de la primera pasada de corte directo.

Tabla 7.15: tabla resumen de resultados obtenidos de la primera pasada de corte directo. (Fuente Elaboración Propia).

Primera pasada		
Tensión Normal (kPa)	Tensión de Corte (kPa)	$\phi$
50	32	32,6
150	92	31,5
300	211	35,1
	promedio	33,1

Agrupando los datos de la segunda pasada de corte directo para las 3 muestras ensayadas de M2, se obtiene la figura 7.21, la cual se presenta a continuación

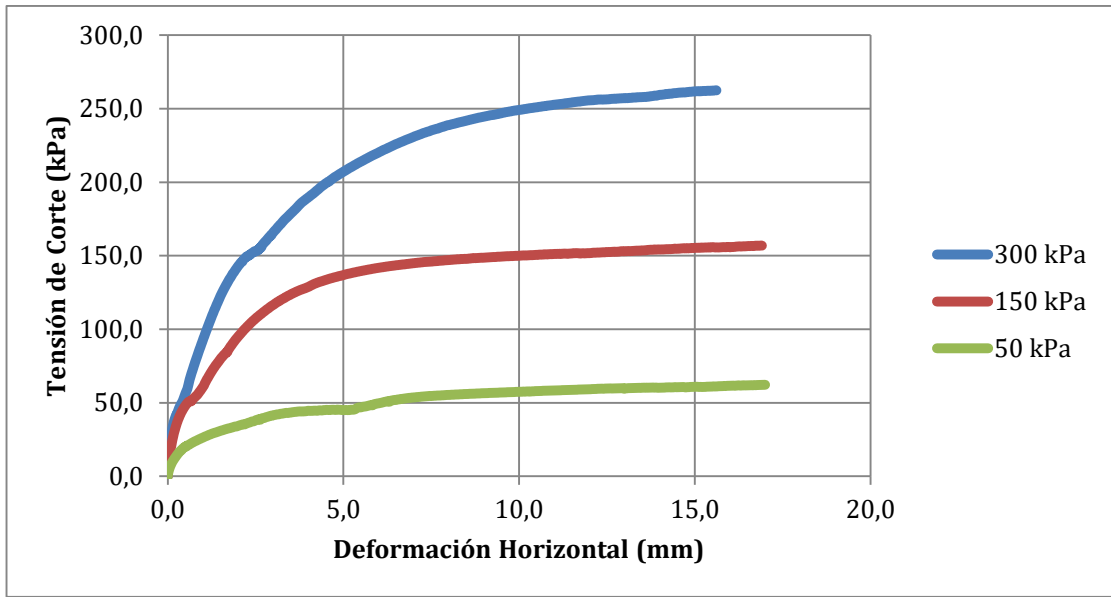


Figura 7.20: Tensión versus deformación para datos obtenidos a partir de la segunda pasada de corte. (Fuente Elaboración Propia).

De los datos obtenidos, es posible graficar la tensión normal en función de la tensión de corte para los datos de la segunda pasada. Esto se presenta en la figura 7.21.

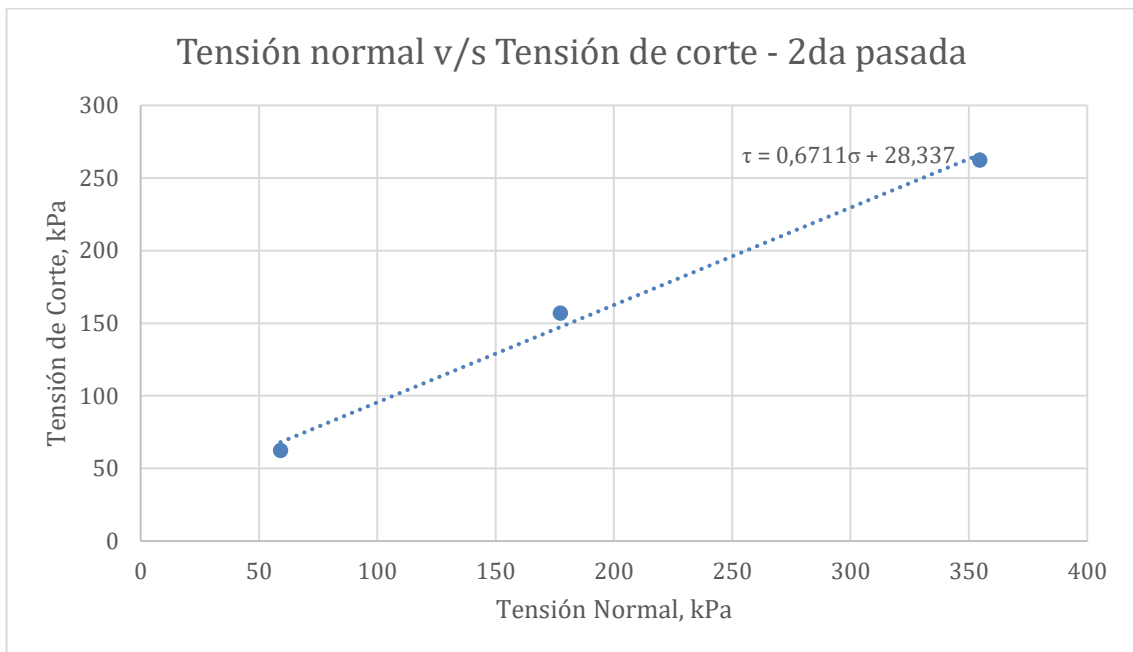


Figura 7.21: tensión normal y tensión de corte para datos de M2 de la segunda pasada. (Fuente Elaboración Propia).

La tabla 7.17 presenta como resumen los resultados obtenidos de la segunda pasada de corte directo.

Tabla 7.16: tabla resumen de resultados obtenidos de la segunda pasada de corte directo. (Fuente Elaboración Propia).

Segunda pasada		
Tensión Normal (kPa)	Tensión de Corte (kPa)	$\phi$ (cohesión)
59	62	29,9
177	157	36,0
355	262	33,4
	promedio	33,1

Agrupando los datos de la tercera pasada de corte directo para las 3 muestras ensayadas de M2, se obtiene la figura 7.18, la cual se presenta a continuación

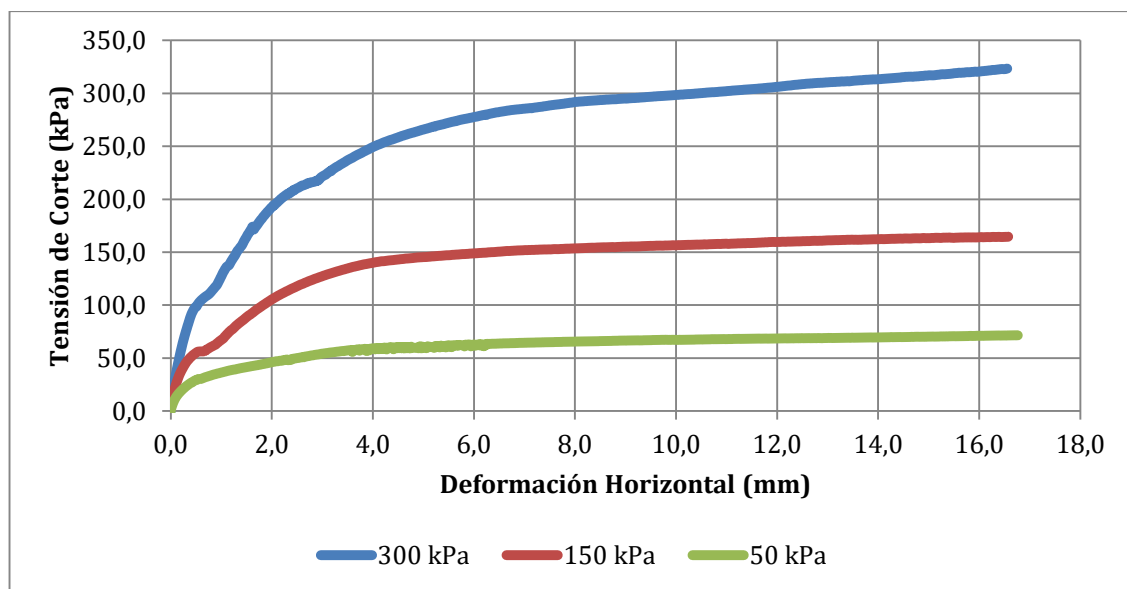


Figura 7.22: Tensión versus deformación para datos obtenidos a partir de la tercera pasada de corte. (Fuente Elaboración Propia).

De los datos obtenidos, es posible graficar la tensión normal en función de la tensión de corte para los datos de la segunda pasada. Esto se presenta en la figura 7.19.

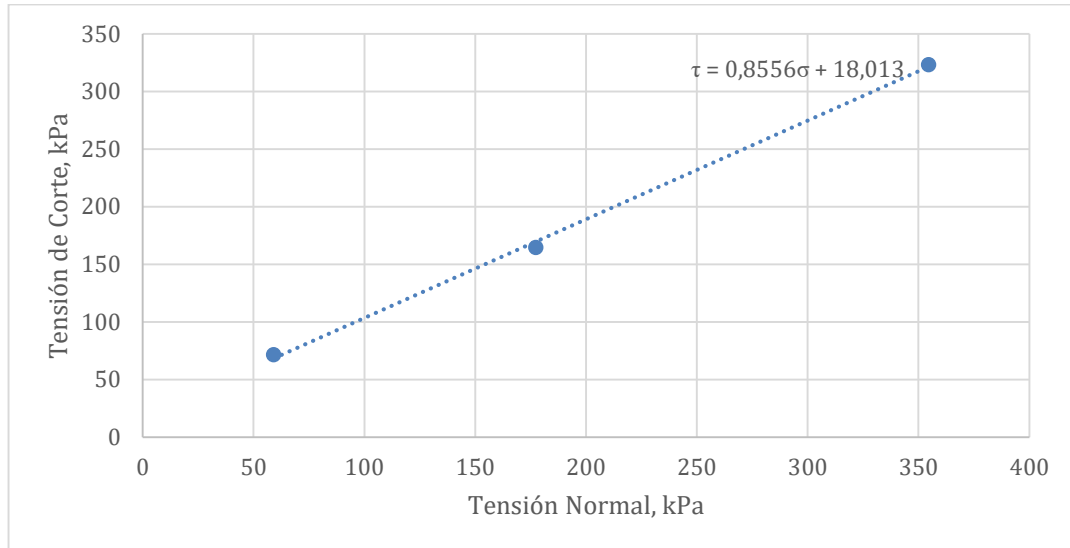


Figura 7.23: tensión normal y tensión de corte para datos de M2 de la tercera pasada. (Fuente Elaboración Propia).

La tabla 7.18 presenta como resumen los resultados obtenidos de la tercera pasada de corte directo.

Tabla 7.17: tabla resumen de resultados obtenidos de la segunda pasada de corte directo. (Fuente Elaboración Propia).

Primera pasada		
Tensión Normal (kPa)	Tensión de Corte (kPa)	$\phi$ (cohesión)
59	72	42,5
177	165	39,7
355	323	40,7
	promedio	40,9

7.2.1.6 Anexo Resultados de ensayos realizados por Acciona Ruta 160.

La concesionaria Acciona Ruta 160 puso a disposición para el desarrollo de la investigación ensayos de laboratorios de toda la ruta realizados por laboratorios Idiem, de los cuales, solo son utilizados los informes que tienen relación con la investigación, cuya ubicación de extracción de muestras coincide con el lugar afectado. De los informes entregados, solo existe información de la zona de estudio de 3 ensayos realizados por laboratorios Idiem, estos son ensayos de granulometría, límites de Atterberg y gravedad específica (Gs), los cuales se presentan a continuación.

La tabla 7.19 presenta los resultados de granulometría, límite líquido y plástico y densidad de las partículas sólidas.

Tabla 7.18: Resultados de granulometría, límites y densidad de las partículas sólidas realizado por laboratorios Idiem (Fuente: Idiem, 2016).

<b>RESULTADOS ENSAYOS</b>		
TAMICES ASTM	Abertura (mm)	% que pasa
3"	80,0	
2 1/2"	63,0	
2"	50,0	100
1 1/2"	40,0	97
1"	25,0	96
3/4"	20,0	95
3/8"	10,0	89
Nº 4	5,00	82
Nº 10	2,00	81
Nº 20	0,850	78
Nº 40	0,500	76
Nº 60	0,250	74
Nº 200	0,080	70
Límite Líquido		45
Límite Plástico		33
Índice de Plasticidad		12
Dens. Partículas Sólidas (kg/dm <sup>3</sup> )		2,61
Humedad Natural (%)		-

La figura 7.24 presenta la curva granulométrica, junto también con la carta de plasticidad. De la curva granulométrica se puede apreciar que, al igual que las curvas

obtenidas en el laboratorio de mecánica de suelos de la UCSC, el material presenta un alto contenido de finos, concentrando gran parte del porcentaje del suelo en las aberturas menores. Para el caso de la carta de plasticidad, la clasificación del suelo corresponde a ML (Limo), la cual se asemeja a lo obtenido en laboratorio, pues los resultados obtenidos arrojan una clasificación justo en el límite de la carta de plasticidad.

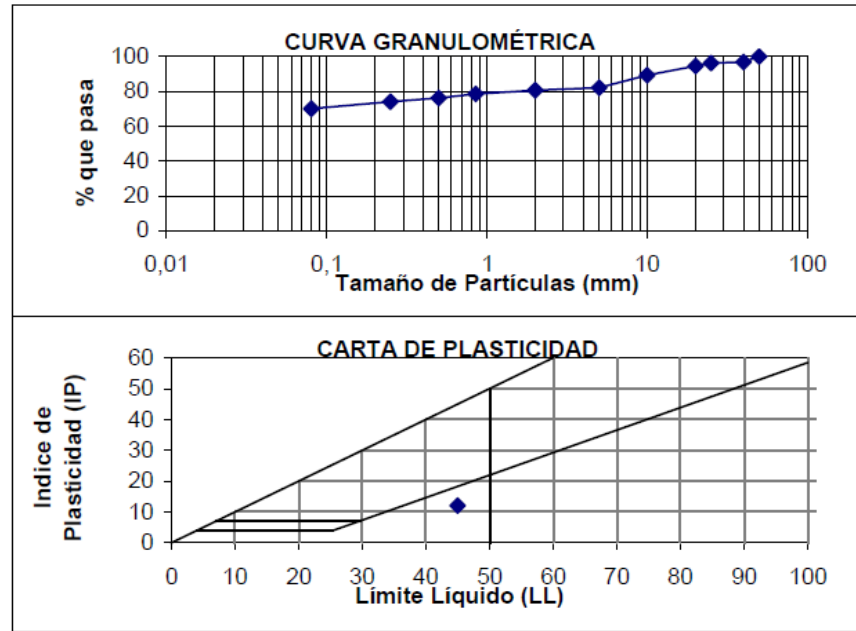


Figura 7.24: Resultados de curva granulométrica y carta de plasticidad realizado por laboratorios Idiem. (Fuente: Idiem, 2016).

### 7.3 Anexo C

#### 7.3.1 Estabilidad de talud

- Diseño inicial año 2014
  - Dm 40+300

Factores de seguridad obtenidos a partir del proceso de iteración para el uso del método de back análisis.

Tabla 7.19: Factores de Seguridad para Dm 40+300 utilizando el método de Morgenstern Price. Diseño 2014. (Fuente: Elaboración propia).

		Morgenstern-Price				
		Phi	Cohesión			
			50	40	36	32
Cota superior	37	0,908	0,843	0,818	0,793	0,786
	36	0,886	0,823	0,797	0,771	0,765
	35	-	0,808	0,776	-	-
	34	-	0,782	-	-	-
	33	0,826	-	-	-	-
	32	0,808	-	-	-	-
	30	0,77	-	-	-	-
	23	0,638	-	-	-	-
cota intermedia	37	1,026	0,956	0,929	0,903	0,896
	36	0,997	0,931	0,904	0,878	0,871
	35	-	0,907	-	-	-
	34	-	0,883	-	-	-
	33	0,928	-	-	-	-
	32	0,905	-	-	-	-
	30	0,852	-	-	-	-
	23	0,702	-	-	-	-
Cota Inferior	37	1,135	1,068	1,039	0,999	0,99
	36	1,106	1,039	1,012	0,975	0,695
	35	-	1,011	0,984	-	-
	34	-	0,984	-	-	-
	33	1,024	-	-	-	-
	32	0,998	-	-	-	-
	30	0,948	-	-	-	-
	23	0,786	-	-	-	-

Tabla 7.20: Factores de Seguridad para Dm 40+300 utilizando el método de Spencer. Diseño 2014. (Fuente: Elaboración propia).

		Spencer					
		Phi	Cohesión				
			50	40	36	32	31
Cota superior	37	0,908	0,844	0,818	0,793	0,787	
	36	0,887	0,823	0,797	-	-	
	35	-	0,802	-	-	-	
	34	-	-	-	-	-	
	33	0,827	-	-	-	-	
	32	0,808	-	-	-	-	
	30	-	-	-	-	-	
	23	-	-	-	-	-	
cota intermedia	37	1,023	0,956	0,929	0,903	0,897	
	36	0,999	0,932	0,905	0,878	0,872	
	35	-	0,908	0,88	-	-	
	34	-	0,884	-	-	-	
	33	0,925	-	-	-	-	
	32	0,901	-	-	-	-	
	30	0,854	-	-	-	-	
	23	0,704	-	-	-	-	
Cota Inferior	37	1,135	1,068	1,042	1,015	1,007	
	36	1,107	1,04	1,013	0,986	0,98	
	35	-	1,012	0,985	-	-	
	34	-	0,984	-	-	-	
	33	1,025	-	-	-	-	
	32	0,999	-	-	-	-	
	30	0,948	-	-	-	-	
	23	0,787	-	-	-	-	

- Dm 40+320

Tabla 7.21: Factores de Seguridad para Dm 40+320 utilizando el método de Morgenstern Price. Diseño 2014. (Fuente: Elaboración Propia).

	Morgenstern-Price												
	Phi	Cohesión											
		50	40	36	32	28	25	23	20	17	15	13	12
Cota Superior	37	0,991	0,95	0,933	0,917	0,9	0,888	-	-				
	36	0,963	0,922	0,905	-	-	-	-	-				
	35	-	0,895	-	-	-	-	0,824	-				
	34	0,909	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	33	-	-	-	-	0,791	-	-	-	-	-	-	-
	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	31	-	0,791	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	30	-	0,767	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	29	0,786	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	28	0,762	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cota Intermedia	37	1,092	1,038	1,017	0,996	0,974	0,958	-	-				
	36	1,063	1,009	0,987	0,889	-	-	-	-				
	35	-	0,98	-	-	-	-	0,889	-				
	34	1,005	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	31	-	0,871	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	29	0,873	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	28	0,846	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cota Inferior	37	1,293	1,231	1,204	1,178	1,152	1,133	-	-	1,081	1,068	1,055	1,035
	36	1,255	1,196	1,17	1,143	-	-	-	-	-	1,033	1,02	1,001
	35	-	1,162	-	-	-	-	1,051	1,032	1,012	0,999	0,986	-
	34	1,182	-	-	-	-	1,031	1,018	0,998	0,979	-	-	-
	33	-	-	-	-	1,018	0,999	0,986	-	-	-	-	-
	32	-	-	-	1,013	0,987	-	-	-	-	-	-	-
	31	-	1,031	1,008	0,982	-	-	-	-	-	-	-	-
	30	-	0,998	0,977	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	29	1,013	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	28	0,982	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 7.22 Factores de Seguridad para Dm 40+320 utilizando el método de Spencer. Diseño 2014. (Fuente: Elaboración propia).

		Spencer											
		Cohesión											
	Phi	50	40	36	32	28	25	23	20	17	15	13	12
Cota Superior	37	0,996	0,953	0,936	0,919	0,902	0,888	-	-	-			
	36	0,968	0,925	0,908	-	-	-	-	-	-			
	35	-	0,898	-	-	-	-	-	-	-			
	34	0,914	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	31	-	0,795	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	29	0,874	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	28	0,847	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cota Intermedia	37	1,1	1,044	1,023	1	0,978	0,962	-	-	-	-	-	-
	36	1,071	1,015	0,993	0,971	-	-	-	-	-	-	-	-
	35	-	0,986	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	34	1,014	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	31	-	0,878	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	29	0,874	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cota Inferior	37	1,293	1,23	1,204	1,178	1,153	1,133	-	-	1,081	1,068	1,055	1,035
	36	1,255	1,195	1,169	1,143	-	-	-	-	-	1,033	1,02	1,001
	35	-	1,162	-	-	-	-	1,051	1,032	1,012	0,999	0,986	-
	34	1,182	-	-	-	-	1,031	1,018	0,999	0,979	-	-	-
	33	-	-	-	-	1,018	0,999	0,986	-	-	-	-	-
	32	-	-	-	1,013	0,987	-	-	-	-	-	-	-
	31	-	1,031	1,008	0,982	-	-	-	-	-	-	-	-
	30	-	0,998	0,978	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	29	1,013	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	28	0,982	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

- Dm 40+340

Tabla 7.23: Factores de Seguridad para Dm 40+340 utilizando el método de Morgenstern Price. Diseño 2014. (Fuente: Elaboración Propia).

		Morgenstern-Price										
		Phi	Cohesión									
			50	44	40	37	36	32	28	25	24	20
Cota Superior	37	0,916	-	0,88	-	0,866	0,852	0,837	0,827	-	0,809	
	36	0,889	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	35	0,863	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Cota Intermedia	37	1,051	-	1,027	-	0,998	0,97	0,951	0,938	-	0,915	
	36	1,022	-	0,994	-	-	-	-	-	-	-	
	35	0,993	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	34	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	33	0,934	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Cota Inferior	37	1,145	1,1	-	1,081	-	1,056	1,029	-	1,002	0,975	
	36	1,112	1,067	-	-	-	1,026	0,999	-	0,975	-	
	35	1,081	-	-	-	-	0,996	-	-	-	-	
	34	-	1,017	-	0,999	-	-	-	-	-	-	
	33	1,019	0,991	-	-	-	-	-	-	-	-	
	32	0,989	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Tabla 7.24: Factores de Seguridad para Dm 40+340 utilizando el método de Spencer. Diseño 2014. (Fuente: Elaboración propia).

	Spencer									
	Phi	Cohesión								
		50	44	40	36	32	28	25	24	20
Cota Superior	37	0,916	-	0,88	0,866	0,852	0,837	0,827	-	0,809
	36	0,889	-	-	-	-	-	-	-	-
	35	0,863	-	-	-	-	-	-	-	-
Cota Intermedia	37	1,052	1,027	-	1,002	0,969	0,951	0,938	-	0,915
	36	1,022	0,994	-	-	-	-	-	-	-
	35	0,993	-	-	-	-	-	-	-	-
	34	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	33	0,935	-	-	-	-	-	-	-	-
Cota Inferior	37	1,145	-	1,1	1,081	1,056	1,029	-	1,002	0,976
	36	1,112	-	1,067	-	1,026	0,999	-	0,975	-
	35	1,081	-	-	-	0,996	-	-	-	-
	34	-	-	1,017	0,999	-	-	-	-	-
	33	1,019	-	0,991	-	-	-	-	-	-
	32	0,989	-	-	-	-	-	-	-	-

- Dm 40 +360

Tabla 7.25 Factores de Seguridad para Dm 40+360 utilizando el método de Morgenstern Price. Diseño 2014. (Fuente: Elaboración propia).

	Morgenstern-Price										
	Phi	Cohesión									
		50	40	36	32	28	26	25	23	22	21
Cota Superior	37	0,936	0,903	0,889	0,874	0,859	-	0,847	0,837	0,833	0,828
	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cota Intermedia	37	1,042	1,004	0,986	0,967	0,948	-	0,933	0,923	0,911	0,914
	36	1,011	0,974	-	-	-	-	-	-	-	-
	35	0,982	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cota Inferior	37	1,165	1,116	1,096	1,077	-	1,038	1,026	1,011	1,004	0,996
	36	1,132	1,083	-	-	-	1,002	0,996	0,981	-	-
	35	1,1	-	1,032	1,012	-	0,979	-	-	-	-
	34	-	1,02	1	0,981	-	-	-	-	-	-
	33	1,038	0,989	-	-	-	-	-	-	-	-
	32	1,008	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	31	0,979	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 7.26: Factores de Seguridad para Dm 40+360 utilizando el método de Spencer. Diseño 2014. (Fuente: Elaboración propia).

		Spencer										
		Phi	Cohesión									
			50	40	36	32	28	26	25	23	22	21
Cota superior	37	0,936	0,903	0,889	0,874	0,859	-	0,847	0,838	0,833	0,829	
	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cota Intermedia	37	1,043	1,004	0,986	0,967	0,948	-	0,933	0,923	0,919	0,914	
	36	1,012	0,974	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	35	0,983	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cota Inferior	37	1,165	1,116	1,096	1,077	-	1,038	1,026	1,011	1,004	0,996	
	36	1,132	1,083	-	-	-	1,002	0,996	0,981	-	-	-
	35	1,1		1,032	1,012	-	0,979	-	-	-	-	-
	34	-	1,02	1	0,981	-	-	-	-	-	-	-
	33	1,038	0,989	-		-	-	-	-	-	-	-
	32	1,008	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	31	0,979	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

- Dm 40+380

Tabla 7.27: Factores de Seguridad para Dm 40+380 utilizando el método de Morgenstern Price. Diseño 2014. (Fuente: Elaboración propia).

		Morgenstern-Price									
		Phi	Cohesión								
			50	40	36	32	28	25	20	15	13
Cota Superior	37	1,017	0,973	0,955	0,936	0,918	0,904	0,881	-	-	
	36	0,988	-	-	-	-	-	-	-	-	
Cota Intermedia	37	1,147	1,094	1,073	1,052	1,031	1,015	0,989	-	-	
	36	1,115	-	-	1,02	0,999	0,983	-	-	-	
	35	-	-	1,011	0,989	-	-	-	-	-	
	34	-	1,002	0,981	-	-	-	-	-	-	
	33	1,023	-	-	-	-	-	-	-	-	
Cota Inferior	37	1,276	1,214	1,184	1,155	1,125	1,103	1,066	1,02	1,002	
	36	1,239	-	-	1,122	1,092	1,07	-	0,988	-	
	35	-	-	1,119	1,09	-	-	1,001	-	-	
	34	-	1,115	1,088	-	1,029	1,007	-	-	-	
	33	1,136	-	-	1,028	0,998	-	-	-	-	
	32	-	-	1,027	0,998	-	-	-	-	-	
	31	-	1,018	0,996	-	-	-	-	-	-	
	30	1,04	0,989	-	-	-	-	-	-	-	
	29	1,009	-	-	-	-	-	-	-	-	

Tabla 7.28: Factores de Seguridad para Dm 40+380 utilizando el método de Spencer. Diseño 2014. (Fuente: Elaboración propia).

		Spencer / COTA SUPERIOR								
		Phi	Cohesión							
			50	40	36	32	28	25	20	15
Cota Superior	37	1,017	0,973	0,955	0,936	0,918	0,904	0,881	-	-
	36	0,988	-	-	-	-	-	-	-	-
Cota Intermedia	37	1,147	1,094	1,073	1,052	1,031	1,015	0,989	-	-
	36	1,115	-	-	1,02	0,999	0,983	-	-	-
	35	-	-	1,011	0,989	-	-	-	-	-
	34	-	1,002	0,981	-	-	-	-	-	-
	33	1,023	-	-	-	-	-	-	-	-
Cota Inferior	37	1,276	1,214	1,184	1,155	1,125	1,103	1,066	1,02	1,002
	36	1,239	-	-	1,122	1,092	1,07	-	0,988	-
	35	-	-	1,119	1,09	-	-	1,001	-	-
	34	-	1,115	1,088	-	1,029	1,007	-	-	-
	33	1,136	-	-	1,028	0,998	-	-	-	-
	32	-	-	1,027	0,998	-	-	-	-	-
	31	-	1,018	0,996	-	-	-	-	-	-
	30	1,04	0,989	-	-	-	-	-	-	-
	29	1,009	-	-	-	-	-	-	-	-

- Diseño final año 2015
  - Perfil Dm 40+308

Tabla 7.29: Factores de Seguridad para Dm 40+308 utilizando el método de Morgenstern Price, diseño 2015. (Fuente: Elaboración propia).

		Morgenstern-Price												
		Phi	Cohesión											
			50	40	36	32	28	25	23	20	17	15	10	5
Cota Superior	23	1,33	1,24	1,20	1,16	1,11	1,08	1,06	1,03	0,99	0,97	0,92	0,87	0,81
	22	1,29	1,20	1,16	1,12	1,07	1,04	1,02	0,99	0,96	0,93	0,88	0,83	0,77
	19	1,17	1,08	1,04	1,01	0,96	0,93	0,91	0,87	0,84	0,82	0,77	0,71	0,66
	16	1,05	0,96	0,92	0,88	0,85	0,82	0,80	0,76	0,73	0,71	0,66	0,60	0,55
	13	0,93	0,84	0,80	0,77	0,73	0,71	0,69	0,66	0,62	0,60	0,55	0,50	0,44
	10	0,82	0,73	0,69	0,65	0,62	0,59	0,58	0,55	0,52	0,50	0,45	0,39	0,34
	7	0,71	0,62	0,58	0,54	0,51	0,48	0,46	0,44	0,42	0,39	0,34	0,29	0,23
Cota Intermedia	23	1,33	1,24	1,20	1,16	1,11	1,08	1,06	1,03	0,99	0,97	0,92	0,87	0,81
	22	1,29	1,20	1,16	1,12	1,07	1,04	1,02	0,99	0,95	0,93	0,88	0,83	0,77
	19	1,16	1,08	1,04	1,00	0,96	0,93	0,91	0,87	0,84	0,82	0,77	0,71	0,66
	16	1,05	0,96	0,92	0,88	0,85	0,82	0,80	0,76	0,73	0,71	0,66	0,60	0,55
	13	0,93	0,84	0,80	0,77	0,73	0,71	0,69	0,66	0,62	0,60	0,55	0,50	0,44
	10	0,82	0,73	0,69	0,65	0,62	0,59	0,58	0,55	0,52	0,50	0,46	0,39	0,34
	7	0,71	0,62	0,58	0,54	0,51	0,48	0,46	0,44	0,42	0,39	0,34	0,29	0,23
Cota Inferior	23	1,50	1,38	1,34	1,29	1,24	1,21	1,18	1,14	1,11	1,08	1,02	0,94	0,81
	22	1,45	1,34	1,29	1,25	1,20	1,16	1,14	1,10	1,06	1,04	0,98	0,90	0,77
	19	1,31	1,21	1,16	1,12	1,07	1,04	1,01	0,97	0,94	0,91	0,85	0,78	0,66
	16	1,17	1,08	1,04	0,99	0,95	0,91	0,89	0,85	0,82	0,79	0,73	0,66	0,55
	13	1,03	0,94	0,90	0,86	0,82	0,79	0,77	0,73	0,70	0,67	0,61	0,55	0,44
	10	0,89	0,80	0,77	0,73	0,69	0,67	0,65	0,61	0,58	0,56	0,50	0,44	0,34
	7	0,76	0,67	0,63	0,60	0,56	0,53	0,52	0,49	0,55	0,44	0,38	0,32	0,23

Tabla 7.30: Factores de Seguridad para Dm 40+308 utilizando el método de Spencer, diseño 2015. (Fuente: Elaboración propia).

		Spencer												
		Cohesión												
Phi		50	40	36	32	28	25	23	20	17	15	10	5	0
Cota Superior	23	1,33	1,24	1,20	1,16	1,11	1,08	1,06	1,03	0,99	0,97	0,92	0,87	0,81
	22	1,29	1,20	1,16	1,12	1,07	1,04	1,02	0,99	0,96	0,93	0,88	0,83	0,77
	19	1,17	1,08	1,04	1,00	0,96	0,93	0,91	0,87	0,84	0,82	0,77	0,71	0,66
	16	1,05	0,96	0,92	0,88	0,85	0,82	0,80	0,76	0,73	0,71	0,66	0,60	0,55
	13	0,93	0,84	0,80	0,77	0,73	0,71	0,69	0,66	0,62	0,60	0,55	0,50	0,44
	10	0,82	0,73	0,69	0,65	0,62	0,59	0,58	0,55	0,52	0,50	0,45	0,39	0,34
	7	0,71	0,62	0,58	0,54	0,51	0,48	0,46	0,44	0,42	0,39	0,34	0,29	0,23
Cota Intermedia	23	1,33	1,24	1,20	1,16	1,11	1,08	1,06	1,03	0,99	0,97	0,92	0,87	0,81
	22	1,29	1,20	1,16	1,12	1,07	1,04	1,02	0,99	0,95	0,93	0,88	0,83	0,77
	19	1,17	1,07	1,04	1,00	0,96	0,93	0,91	0,87	0,84	0,82	0,77	0,71	0,66
	16	1,05	0,96	0,92	0,88	0,85	0,82	0,80	0,76	0,73	0,71	0,66	0,60	0,55
	13	0,93	0,84	0,80	0,77	0,73	0,71	0,69	0,66	0,62	0,60	0,55	0,50	0,44
	10	0,82	0,73	0,69	0,65	0,62	0,59	0,58	0,55	0,52	0,50	0,44	0,39	0,34
	7	0,71	0,62	0,58	0,54	0,51	0,48	0,46	0,44	0,42	0,39	0,34	0,29	0,23
Cota Inferior	23	1,50	1,38	1,34	1,29	1,24	1,21	1,18	1,14	1,11	1,08	1,02	0,94	0,81
	22	1,45	1,34	1,29	1,25	1,20	1,16	1,14	1,10	1,06	1,04	0,98	0,90	0,77
	19	1,31	1,21	1,16	1,25	1,07	1,04	1,01	0,97	0,94	0,91	0,85	0,78	0,66
	16	1,17	1,08	1,04	0,99	0,95	0,91	0,89	0,85	0,82	0,79	0,73	0,66	0,55
	13	1,03	0,94	0,90	0,86	0,82	0,78	0,77	0,73	0,70	0,67	0,61	0,55	0,44
	10	0,90	0,80	0,77	0,73	0,69	0,67	0,65	0,61	0,58	0,56	0,50	0,44	0,34
	7	0,76	0,67	0,63	0,60	0,56	0,53	0,52	0,49	0,46	0,44	0,38	0,32	0,23

- Perfil Dm 40+318

Tabla 7.31: Factores de Seguridad para Dm 40+318 utilizando el método de Morgenstern Price, diseño 2015. (Fuente: Elaboración propia).

		Morgenstern-Price												
		Phi	Cohesión											
			50	40	36	32	28	25	23	20	17	15	13	10
Cota Superior	23	1,26	1,18	1,15	1,11	1,07	1,04	1,04	1,02	0,99	0,96	0,94	0,93	0,89
	22	1,22	-	-	-	1,04	1,01	0,99	-	-	0,91	0,89	0,86	
	21	-	-	1,07	1,04	1,00	0,97	-	0,92	0,93	0,87	-	-	
	20	-	-	1,03	1,00	-	0,93	0,91	0,88	0,89	-	-	-	
	19	1,10	1,02	0,99	-	0,92	0,89	0,87	-	-	-	-	-	
	18	-	-	0,95	0,92	0,89	-	-	-	-	-	-	-	
	17	1,02	0,94	0,91	0,88	-	-	-	-	-	-	-	-	
	16	1,00	0,90	0,87	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	15	0,95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	14	0,91	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Cota Intermedia	23	1,26	1,18	1,15	1,11	1,07	1,04	1,04	1,02	0,99	0,96	0,94	0,93	0,89
	22	1,22	-	-	-	1,04	1,01	0,99	-	-	0,91	0,89	0,86	
	21	-	-	1,07	1,04	1,00	0,97	-	0,92	0,93	0,87	-	-	
	20	-	-	1,03	1,00	-	0,93	0,91	0,88	0,89	-	-	-	
	19	1,10	1,02	0,99	-	0,92	0,89	0,87	-	-	-	-	-	
	18	-	-	0,95	0,92	0,89	-	-	-	-	-	-	-	
	17	1,02	0,94	0,91	0,88	-	-	-	-	-	-	-	-	
	16	1,00	0,90	0,87	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	15	0,95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	14	0,91	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Cota Inferior	23	1,40	1,31	1,27	1,23	1,19	1,16	1,14	1,11	1,08	1,06	1,04	1,01	
	22	1,35	-	-	-	1,15	1,12	1,10	-	-	1,02	1,00	0,96	
	21	-	-	1,19	1,15	1,11	1,08	-	1,02	1,04	0,97	-	-	
	20	-	-	1,14	1,10	-	1,03	1,01	0,98	0,99	-	-	-	
	19	1,21	1,13	1,10	-	1,02	0,99	0,97	-	-	-	-	-	
	18	-	-	1,05	1,02	0,98	-	-	-	-	-	-	-	
	17	1,12	1,04	1,01	0,97	-	-	-	-	-	-	-	-	
	16	-	1,00	0,96	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	15	1,03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	14	0,99	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Tabla 7.32: Factores de Seguridad para Dm 40+318 utilizando el método de Spencer, diseño 2015. (Fuente: Elaboración propia).

		Spencer											
		Phi	Cohesión										
			50	40	36	32	28	25	23	20	17	15	13
Cota Superior	23	1,26	1,18	1,15	1,11	1,07	1,04	1,02	0,99	0,96	0,94	0,92	0,89
	22	1,22	-	-	-	1,04	1,01	0,99	-	-	0,91	0,89	0,86
	21	-	-	1,07	1,04	1,00	0,97	-	0,92	0,93	0,87	-	-
	20	-	-	1,03	1,00	-	0,93	0,91	0,88	0,89	-	-	-
	19	1,10	1,02	0,99	-	0,92	0,89	0,87	-	-	-	-	-
	18	-	-	0,95	0,92	0,89	-	-	-	-	-	-	-
	17	1,02	0,94	0,91	0,88	-	-	-	-	-	-	-	-
	16	1,00	0,90	0,87	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	15	0,95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	14	0,91	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cota Intermedia	23	1,26	1,18	1,15	1,11	1,07	1,04	1,02	0,99	0,96	0,94	0,92	0,89
	22	1,22	-	-	-	1,04	1,01	0,99	-	-	0,91	0,89	0,86
	21	-	-	1,07	1,04	1,00	0,97	-	0,92	0,93	0,87	-	-
	20	-	-	1,03	1,00	-	0,93	0,91	0,88	0,89	-	-	-
	19	1,10	1,02	0,99	-	0,92	0,89	0,87	-	-	-	-	-
	18	-	-	0,95	0,92	0,89	-	-	-	-	-	-	-
	17	1,02	0,94	0,91	0,88	-	-	-	-	-	-	-	-
	16	1,00	0,90	0,87	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	15	0,95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	14	0,91	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cota Inferior	23	1,40	1,31	1,27	1,23	1,19	1,16	1,14	1,11	1,08	1,06	1,04	1,01
	22	1,35	-	-	-	1,15	1,12	1,10	-	-	1,02	1,00	0,96
	21	-	-	1,19	1,15	1,11	1,08	-	1,02	1,04	0,97	-	-
	20	-	-	1,14	1,10	-	1,03	1,01	0,98	0,99	-	-	-
	19	1,21	1,13	1,10	-	1,02	0,99	0,97	-	-	-	-	-
	18	-	-	1,05	1,02	0,98	-	-	-	-	-	-	-
	17	1,12	1,04	1,01	0,97	-	-	-	-	-	-	-	-
	16	-	1,00	0,96	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	15	1,03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	14	0,99	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

- Perfil Dm 40+330

Tabla 7.33: Factores de Seguridad para Dm 40+330 utilizando el método de Morgenstern Price, diseño 2015. (Fuente: Elaboración propia).

		Morgenstern-Price												
		Phi	Cohesión											
			50	40	36	32	28	25	23	20	17	15	13	12
Cota Superior	23	1,20	1,11	1,07	1,04	1,00	0,97	0,96	0,93	0,90	0,88	0,85	0,84	
	22	-	-	-	1,00	-	-	-	-	0,87	0,84	-	-	
	21	-	-	1,00	-	-	-	-	0,86	0,83	-	-	-	
	20	-	1,00	-	-	-	0,87	0,85	-	-	-	-	-	
	19	-	-	-	-	0,86	0,83	-	-	-	-	-	-	
	18	1,02	-	0,90	0,87	0,82	-	-	-	-	-	-	-	
	17	0,99	0,90	0,86	0,83	-	-	-	-	-	-	-	-	
	16	-	0,87	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	14	0,98	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
13	0,86	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
Cota Intermedia	23	1,20	1,12	1,08	1,04	1,00	0,97	0,96	0,93	0,90	0,88	0,85	0,84	
	22	-	-	-	1,00	-	-	-	-	0,87	0,84	-	-	
	21	-	-	1,01	-	-	-	-	0,86	0,83	-	-	-	
	20	-	1,00	-	-	-	0,87	0,85	-	-	-	-	-	
	19	-	-	-	-	0,88	0,83	-	-	-	-	-	-	
	18	1,02	-	0,91	0,87	0,82	-	-	-	-	-	-	-	
	17	0,99	0,90	0,86	0,84	-	-	-	-	-	-	-	-	
	16	-	0,87	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	14	0,98	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
13	0,86	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
Cota Inferior	23	1,38	1,29	1,26	1,22	1,18	1,14	1,12	1,09	1,05	1,03	1,00	0,99	
	22	-	-	-	1,17	-	-	-	-	1,01	0,99	-	-	
	21	-	-	1,17	-	-	-	-	1,00	0,97	-	-	-	
	20	-	1,16	-	-	-	1,02	1,00	-	-	-	-	-	
	19	-	-	-	-	1,01	0,98	-	-	-	-	-	-	
	18	1,17	-	1,04	1,00	0,97	-	-	-	-	-	-	-	
	17	1,13	1,03	1,00	0,96	-	-	-	-	-	-	-	-	
	16	-	0,99	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	14	1,01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
13	0,97	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		

Tabla 7.34: Factores de Seguridad para Dm 40+330 utilizando el método de Spencer, diseño 2015. (Fuente: Elaboración propia).

		Spencer											
		Cohesión											
Phi		50	40	36	32	28	25	23	20	17	15	13	12
Cota Superior	23	1,20	1,11	1,07	1,04	1,00	0,97	0,96	0,93	0,90	0,88	0,85	0,84
	22	-	-	-	1,00	-	-	-	-	0,87	0,84	-	-
	21	-	-	1,00	-	-	-	-	0,86	0,83	-	-	-
	20	-	1,00	-	-	-	0,87	0,85	-	-	-	-	-
	19	-	-	-	-	0,86	0,83	-	-	-	-	-	-
	18	1,03	-	0,90	0,86	0,83	-	-	-	-	-	-	-
	17	0,99	0,90	0,86	0,83	-	-	-	-	-	-	-	-
	16	-	0,87	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	14	0,98	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	13	0,86	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cota Intermedia	23	1,20	1,11	1,07	1,04	1,00	0,97	0,96	0,93	0,90	0,88	0,85	0,84
	22	-	-	-	1,00	-	-	-	-	0,87	0,84	-	-
	21	-	-	1,00	-	-	-	-	0,86	0,83	-	-	-
	20	-	1,00	-	-	-	0,87	0,85	-	-	-	-	-
	19	-	-	-	-	0,86	0,83	-	-	-	-	-	-
	18	1,03	-	0,90	0,86	0,82	-	-	-	-	-	-	-
	17	0,99	0,90	0,86	0,83	-	-	-	-	-	-	-	-
	16	-	0,87	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	14	0,98	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	13	0,86	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cota Inferior	23	1,39	1,29	1,26	1,22	1,18	1,14	1,12	1,09	1,05	1,03	1,00	0,99
	22	-	-	-	1,17	-	-	-	-	1,01	0,99	-	-
	21	-	-	1,17	-	-	-	-	1,00	0,97	-	-	-
	20	-	1,16	-	-	-	1,02	1,00	-	-	-	-	-
	19	-	-	-	-	1,01	0,98	-	-	-	-	-	-
	18	1,17	-	1,04	1,00	0,97	-	-	-	-	-	-	-
	17	1,13	1,04	1,00	0,96	-	-	-	-	-	-	-	-
	16	-	0,99	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	14	1,01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	13	0,97	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

- Perfil Dm 40+338

Tabla 7.35: Factores de Seguridad para Dm 40+338 utilizando el método de Morgenstern Price, diseño 2015. (Fuente: Elaboración propia).

		Morgenstern-Price											
		Phi	Cohesión										
			50	40	36	32	28	25	23	20	17	15	13
Cota Superior	23	1,23	1,13	1,09	1,05	1,01	0,98	0,96	0,94	0,91	0,88	0,86	0,84
	22	-	-	-	1,02	-	-	-	-	0,87	0,85	-	-
	21	-	-	1,02	0,98	-	-	-	0,86	0,84	-	-	-
	20	-	1,02	0,99	-	-	-	0,86	-	-	-	-	-
	19	-	-	-	-	0,87	0,84	-	-	-	-	-	-
	18	-	-	-	0,88	0,84	-	-	-	-	-	-	-
	17	1,02	-	0,88	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	16	0,99	0,89	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	13	0,88	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cota Intermedia	23	1,23	1,13	1,11	1,07	1,01	0,98	0,96	0,94	0,91	0,88	0,86	0,84
	22	-	-	-	1,04	-	-	-	-	0,87	0,85	-	-
	21	-	-	1,04	1,00	-	-	-	0,86	0,84	-	-	-
	20	-	1,02	0,98	-	-	-	0,86	-	-	-	-	-
	19	-	-	-	-	0,89	0,86	-	-	-	-	-	-
	18	-	-	-	0,90	0,86	-	-	-	-	-	-	-
	17	1,02	-	0,88	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	16	0,99	0,89	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	13	0,89	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cota Inferior	23	1,42	1,32	1,28	1,24	1,20	1,17	1,14	1,10	1,07	1,04	1,02	1,00
	22	-	-	-	1,20	-	-	-	-	1,02	1,00	-	-
	21	-	-	1,20	1,16	-	-	-	1,02	0,98	-	-	-
	20	-	1,19	1,15	-	-	-	1,02	-	-	-	-	-
	19	-	-	-	-	1,03	1,00	-	-	-	-	-	-
	18	-	-	-	1,03	0,99	-	-	-	-	-	-	-
	17	1,17	-	1,03	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	16	1,12	1,02	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	13	1,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 7.36: Factores de Seguridad para Dm 40+330 utilizando el método de Spencer, diseño 2015. (Fuente: Elaboración propia).

		Spencer											
		Cohesión											
Phi		50	40	36	32	28	25	23	20	17	15	13	12
Cota Superior	23	1,23	1,13	1,09	1,05	1,01	0,98						
	22	-	-	-	1,02	-	-	-	-	0,87	0,85	-	-
	21	-	-	1,02	0,98	-	-	-	0,86	0,84	-	-	-
	20	-	1,02	0,99	-	-	-	0,86	-	-	-	-	-
	19	-	-	-	-	0,87	0,84	-	-	-	-	-	-
	18	-	-	-	0,88	0,84	-	-	-	-	-	-	-
	17	1,02	-	0,89	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	16	0,99	0,89	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	13	0,88	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cota Intermedia	23	1,23	1,13	1,09	1,05	1,01	0,98	0,96	0,94	0,91	0,88	0,86	0,84
	22	-	-	-	1,02	-	-	-	-	0,87	0,85	-	-
	21	-	-	1,02	0,98	-	-	-	0,86	0,83	-	-	-
	20	-	1,02	0,99	-	-	-	0,86	-	-	-	-	-
	19	-	-	-	-	0,87	0,84	-	-	-	-	-	-
	18	-	-	-	0,88	0,84	-	-	-	-	-	-	-
	17	1,03	-	0,88	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	16	0,99	0,89	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	13	0,88	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cota Inferior	23	1,42	1,32	1,28	1,24	1,20	1,17	1,14	1,10	1,07	1,04	1,02	1,00
	22	-	-	-	1,20	-	-	-	-	1,02	1,00	-	-
	21	-	-	1,20	1,16	-	-	-	1,02	0,98	-	-	-
	20	-	1,19	1,15	-	-	-	1,02	-	-	-	-	-
	19	-	-	-	-	1,03	1,00	-	-	-	-	-	-
	18	-	-	-	1,03	0,99	-	-	-	-	-	-	-
	17	1,17	-	1,03	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	16	1,13	1,03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	13	1,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-