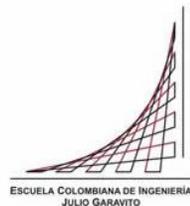


Maestría en Ingeniería Civil

Comparación de la modelación bidimensional y tridimensional con métodos de tajadas y elementos finitos de un problema de estabilidad de taludes de la Urbanización Buenavista Oriental III, en la Localidad de San Cristóbal de la ciudad de Bogotá.

Karen Eliana Monroy Sánchez

Bogotá, D.C., 23 de mayo de 2018



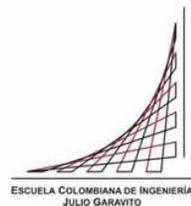
Comparación de la modelación bidimensional y tridimensional con métodos de tajadas y elementos finitos de un problema de estabilidad de taludes de la Urbanización Buenavista Oriental III, en la Localidad de San Cristóbal de la ciudad de Bogotá.

Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con énfasis en Geotecnia

**Edgard Robert Barbosa Cruz
Director**

**Manuel García López
Asesor de la Dirección del Proyecto**

Bogotá, D.C., 23 de mayo de 2018



La tesis de maestría titulada “Comparación de la modelación bidimensional y tridimensional con métodos de tajadas y elementos finitos de un problema de estabilidad de taludes de la Urbanización Buenavista Oriental III, en la Localidad de San Cristóbal de la ciudad de Bogotá”, presentada por Karen Eliana Monroy Sánchez, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Geotecnia.

Director de la tesis
Edgard Robert Barbosa Cruz

Jurado
Carlos Eduardo Rodríguez Pineda

Jurado
Ricardo Salazar

Bogotá, D.C., 23 de mayo de 2018

Dedicatoria

A Dios por la vida y la fortuna de tener a mi familia, a mis padres, hermanas y sobrinos, por su apoyo, compañía incondicional y palabras alentadoras.

Agradecimientos

Al Ing. Edgard Barbosa, por su asesoría, valiosos comentarios y generosidad con su tiempo y conocimiento.

ÍNDICE GENERAL

Agradecimientos	1
Capítulo 1	1
Introducción.....	1
1.1. Antecedentes.....	1
1.1.1. Desastres Naturales en el Mundo	1
1.1.2. Desastres Naturales en Colombia	5
1.2. Alcance y Objetivos del Estudio	7
1.3. Introducción al Caso de Estudio.....	9
1.4. Metodologías de Investigación.....	12
Capítulo 2	15
Estado del Arte de los Análisis Bidimensionales y Tridimensionales de la Estabilidad de Taludes.....	15
2.1. Preliminares.....	15
2.2. Métodos de Equilibrio Límite	16
2.3. Método de los Elementos Finitos (FEM)	20
2.4. Análisis de Estabilidad - Modelaciones 2D y 3D.....	24
2.5. Revisión de Casos de Estudio en el Mundo (Estudios previos).....	26
2.6. Programas Utilizados para los Análisis	29
Capítulo 3	34
Características del Caso de Estudio.....	34
3.1. Visita Técnica al Lugar de Estudio	34
3.2. Exploración del Subsuelo	37
3.3. Topografía y Secciones de Análisis.....	39
3.4. Geología Local y Geomorfología	42
3.5. Estratigrafía	44
3.6. Nivel Freático.....	47
3.7. Sismicidad.....	48
3.8. Condiciones Climáticas.....	50
3.9. Ensayos de Laboratorio	61
3.9.1. Ensayos de Límites de Atterberg y Humedad Natural	61
3.9.2. Peso Unitario	62
3.9.3. Compresión Inconfinada	63
3.9.4. Granulometría.....	64

3.9.5.	Corte Directo.....	65
3.9.6.	Carga Puntual.....	66
3.10.	Caracterización Geotécnica.....	67
3.10.1.	Rellenos Antrópicos	67
3.10.2.	Formación Bogotá (Tpb-L, Tpb-A)	71
Capítulo 4	76
Evaluación de Estabilidad del Caso de Estudio	76
4.1.	Métodos de Análisis Seleccionados	76
4.2.	Parámetros de Entrada	76
4.3.	Geometría	79
4.4.	Análisis Retrospectivo.....	81
4.5.	Comparación de Análisis de Estabilidad Bidimensional y Tridimensional..	85
4.5.1.	Análisis en Condición “seca” (húmeda sin existencia de nivel freático)	86
4.5.1.1	Análisis Bidimensional	86
4.5.1.1.1	Análisis de Estabilidad con el Método de Equilibrio Límite	86
4.5.1.1.2	Análisis de Estabilidad con el Método de los Elementos Finitos	88
4.5.1.2	Análisis Tridimensional	94
4.5.1.2.1	Análisis de Estabilidad con el Método de los Elementos Finitos	95
4.5.1.3	Comparación Numérica de Resultados.....	108
4.5.2	Análisis en Condición Saturada	109
4.5.2.1	Análisis Bidimensional	109
4.5.2.1.1	Análisis de Estabilidad con el Método de Equilibrio Límite	110
4.5.2.1.2	Análisis de Estabilidad con el Método de los Elementos Finitos	111
4.6	Análisis de Estabilidad por Volcamiento	114
Capítulo 5	123
Conclusiones y Recomendaciones	123
5.1.	Generales	123
5.2.	Comparación de los Métodos de Análisis	124
5.3.	Evaluación de la Estabilidad por Volcamiento.....	126
5.4.	Recomendaciones para Trabajos Futuros	126

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas del área de la Urbanización Buenavista Oriental III Etapa	9
Tabla 2. Características y limitaciones de la teoría de Equilibrio Límite	17
Tabla 3. Características y limitaciones del Método de los Elementos Finitos en problemas de Geotécnia y en particular en análisis de estabilidad de taludes.....	21
Tabla 4. Casos de estudio en el mundo.....	26
Tabla 5. Unidades Geológicas.....	42
Tabla 6. Niveles freáticos reportados en las perforaciones efectuadas	47
Tabla 7. Características de las estaciones de monitoreo.....	50
Tabla 8. Precipitación y duración crítica para la Estación El Delirio	58
Tabla 9. Consistencia de los suelos finos en términos de la resistencia a la compresión inconfiada.	64
Tabla 10. Resumen de los resultados del ensayo de compresión inconfiada	64
Tabla 11. Resumen de los resultados del ensayo de corte directo (CD).....	66
Tabla 12. Resumen de los resultados del ensayo de carga puntual	66
Tabla 13. Resultados del ensayo de corte directo – Depósito de deslizamiento	69
Tabla 14. Resultados del ensayo de corte directo – Relleno antrópico heterogéneo	70
Tabla 15. Resultados del ensayo de corte directo – Arcillolita	71
Tabla 16. Parámetros de resistencia obtenidos por la metodología de González Álvaro, (2015)	73
Tabla 17. Resultados del ensayo de corte directo – Arenisca.....	73
Tabla 18. Parámetros de resistencia obtenidos por la metodología de González, (2015)	74
Tabla 19. Rango de valores típicos para la relación de Poisson.....	75
Tabla 20. Parámetros de Resistencia	75
Tabla 21. Parámetros de entrada para la modelación en los programas Slide, Phase2 y RS3	76
Tabla 22. Resultados del análisis 3D con un número máximo de iteraciones.....	96
Tabla 23. Resultados de los análisis de estabilidad efectuados en condición “seca” (húmeda sin existencia de nivel freático)	109
Tabla 24. Resultados de los análisis de estabilidad efectuados	114
Tabla 25. Valores de esfuerzo normal para las casas de la A a la G	116

Tabla 26. Equilibrio de momentos de las casas A-G y determinación del FS por volcamiento	117
Tabla 27. Valores de esfuerzo normal para las casas de la A a la L.....	118
Tabla 28. Equilibrio de momentos incrementando la masa de las casas y determinación del FS por volcamiento.....	121

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Número de desastres relacionados con el clima reportado por país (1995 – 2015). Fuente: United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNISDR), 2015.....	2
Figura 2. Porcentaje de ocurrencia de desastres naturales por tipo de desastre (1995 – 2005). Fuente: United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNISDR), 2015.....	3
Figura 3. Número de personas afectadas por desastres relacionados con el clima (1995 – 2005). Fuente: United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNISDR), 2015.....	3
Figura 4. Número de eventos de inestabilidad en América Latina para un período entre 1995 y 2015. Fuente: Elaboración propia, a partir de la información de United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNISDR), 2015.....	4
Figura 5. Pérdidas por tipo de evento, 1970 – 2011. Fuente: Banco Mundial, (2012).....	5
Figura 6. Porcentaje de eventos desastrosos en las ciudades de estudio, 1970 – 2011. Fuente: Banco Mundial, (2012).....	6
Figura 7. Número de viviendas en zonas de alto riesgo no mitigable. Fuente: Banco Mundial, (2012).....	7
Figura 8. Localización general de la Urbanización Buenavista Oriental III Etapa. Fuente propia.	9
Figura 9. Panorámica de la Urbanización Buenavista Oriental III Etapa. Fuente: GIA CONSULTORES LTDA, (2009).	10
Figura 10. Línea de tiempo de la evolución de los problemas de estabilidad en la Urbanización Buenavista Oriental III Etapa. Fuente propia.	11
Figura 11. Deslizamiento de tierra en la vía Medellín – Bogotá, sector de Copacabana, vereda El Cabuyal, km 12+100. Octubre de 2016. Fuente: Revista Semana, (s/f)	15
Figura 12. Ejemplo de un modelo utilizando el programa Slide. Fuente: propia.	30
Figura 13. Ejemplo de un modelo utilizando el programa Phase2. Fuente: propia.	31
Figura 14. Ejemplo de un modelo utilizando el programa RS3. Fuente: propia.	32

Figura 15. Valla del IDIGER localizada en la zona de estudio (Abril 2016). Fuente propia.	34
Figura 16. Vista desde el escarpe del deslizamiento (Abril 2016). Fuente propia.	35
Figura 17. Panorámica actual del talud (Abril 2016). Fuente propia.	35
Figura 18. Comparación del estado del escarpe principal del deslizamiento en el año 2009 (izquierda) y en el año 2016 (derecha). Fuente propia.....	36
Figura 19. Vista lateral de los flujos de tierra identificados en la visita efectuada a la zona de estudio (Abril 2016). Fuente propia.	36
Figura 20. Vista frontal de los flujos de tierra identificados en la visita efectuada a la zona de estudio (Abril 2016). Fuente propia	37
Figura 21. Localización de la exploración del subsuelo. Fuente: GIA CONSULTORES LTDA, (2009).	38
Figura 22. Topografía después del deslizamiento y localización de las secciones de análisis. Fuente: GIA Consultores Ltda, (2009).	40
Figura 23. Sección topográfica 1-1' de la masa deslizada. Fuente: propia.	41
Figura 24. Sección topográfica 2-2' de la masa deslizada. Fuente: GIA Consultores Ltda, (2009).	41
Figura 25. Sección topográfica 3-3'. Fuente: GIA Consultores Ltda, (2009).	41
Figura 26. Valores de N del SPT y de q_u (tomados con penetrómetro de bolsillo) en profundidad. Fuente: propia.	45
Figura 27. Sección estratigráfica 1-1'. Fuente propia	46
Figura 28. Sección estratigráfica 2-2'. Fuente GIA Consultores Ltda, (2009)	46
Figura 29. Sección estratigráfica 3-3'. Fuente GIA Consultores Ltda, (2009)	47
Figura 30. Historia Sísmica de Bogotá entre 1644 y 2008. Fuente propia.	49
Figura 31. Ubicación espacial de los eventos sísmicos percibidos en la ciudad de Bogotá.	49
Figura 32. Localización de las estaciones El Delirio y Vitelma. Fuente propia.....	51
Figura 33. Precipitación mensual multianual (1934-2009) de la estación El Delirio. Fuente propia.	52
Figura 34. Precipitación mensual multianual (1942-2009) de la estación Vitelma. Fuente propia.	53
Figura 35. Precipitación acumulada multianual (1934-2009) de la estación El Delirio. Fuente propia.	55

Figura 36. Precipitación acumulada multianual (1942-2009) de la estación Vitelma. Fuente propia.	56
Figura 37. Precipitación media mensual multianual, estaciones El Delirio (1934-2009) y Vitelma (1942-2009). Fuente propia.....	57
Figura 38. Lluvias críticas para deslizamientos. Análisis para Colombia. Fuente: Castellanos & González (1997)	59
Figura 39. Duración de lluvia crítica para deslizamientos. Análisis para Colombia. Fuente: Castellanos & González (1997)	60
Figura 40. Lluvia crítica y lluvia anual. Análisis para los cerros orientales de la ciudad de Bogotá. Fuente: Castellanos et al. (1999).....	60
Figura 41. Duración y lluvia crítica. Análisis para los cerros orientales de la ciudad de Bogotá. Fuente: Castellanos et al. (1999).....	61
Figura 42. Humedad y límites de plasticidad en profundidad. Fuente: propia.....	62
Figura 43. Peso Unitario total en profundidad. Fuente: propia.....	63
Figura 44. Curvas de distribución del tamaño del grano. Fuente: propia.....	65
Figura 45. Esquema de la función de resistencia $\tau = S(\sigma)$. Fuente: Baker (2004).	67
Figura 46. Variación de c' y ϕ' en función de los esfuerzos de confinamiento. Fuente: propia.	68
Figura 47. Gráfica de los resultados del ensayo de corte directo (c' y ϕ') para el depósito de deslizamiento. Fuente: propia.	69
Figura 48. Gráfica de los resultados del ensayo de corte directo (c' y ϕ') para el relleno antrópico heterogéneo. Fuente: propia.	70
Figura 49. Gráfica de los resultados del ensayo de corte directo (c' y ϕ') para la arcillolita. Fuente: propia.....	72
Figura 50. Correlación entre ϕ y ϕ' a partir del SPT para el estrato de arcillolita perteneciente a la Formación Bogotá. Fuente: González, (2015).....	72
Figura 51. Gráfica de c' Vs ϕ' (ensayo de corte directo) para la arenisca. Fuente: propia	73
Figura 52. Correlación entre ϕ y ϕ' a partir del SPT para el estrato de arenisca. Fuente: González, (2015).	74
Figura 53. Ubicación en planta de las secciones de análisis. Fuente propia	79
Figura 54. Geometría de la sección 1-1'. Fuente propia.....	80
Figura 55. Geometría de la sección 2-2'. Fuente propia.....	80
Figura 56. Geometría de la sección 3-3'. Fuente propia.....	81

Figura 57. Geometría tridimensional. Fuente propia.....	81
Figura 58. Perfil topográfico pre deslizamiento de la sección 2-2', con la ubicación de los diferentes niveles de la tabla de agua. Fuente: GIA CONSULTORES LTDA, (2009) y propia.	82
Figura 59. FS para la tabla de agua #1. Fuente: propia.	83
Figura 60. FS para la tabla de agua #2. Fuente: propia.	83
Figura 61. FS para la tabla de agua #3. Fuente: propia.	84
Figura 62. FS para la tabla de agua #4. Fuente: propia.	84
Figura 63. FS para la tabla de agua #5. Fuente: propia.	85
Figura 64. Análisis de estabilidad en condición “seca” por el método de Equilibrio Límite, Sección 1-1'. Fuente: propia.	86
Figura 65. Análisis de estabilidad en condición “seca” por el método de Equilibrio Límite, Sección 2-2'. Fuente: propia.	87
Figura 66. Análisis de estabilidad en condición “seca” por el método de Equilibrio Límite, Sección 3-3'. Fuente: propia.	87
Figura 67. Análisis de estabilidad en condición “seca” por el método de los Elementos Finitos, Sección 1-1'. Fuente: propia.....	88
Figura 68. SRF versus Desplazamiento total máximo para la Sección 1-1'. Fuente: propia.	89
Figura 69. Análisis de estabilidad en condición “seca” por el método de los Elementos Finitos, Sección 2-2'. Fuente: propia.....	89
Figura 70. SRF versus Desplazamiento total máximo para la Sección 2-2'. Fuente: propia.	90
Figura 71. Análisis de estabilidad en condición “seca” por el método de los Elementos Finitos, Sección 3-3'. Fuente: propia.....	90
Figura 72. SRF versus Desplazamiento total máximo para la Sección 3-3'. Fuente: propia.	91
Figura 73. Malla deformada en condición “seca” por el método de los Elementos Finitos, Sección 1-1'. Fuente: propia.	92
Figura 74. Vectores de deformación en condición “seca” por el método de los Elementos Finitos, Sección 1-1'. Fuente: propia.....	92
Figura 75. Malla deformada en condición “seca” por el método de los Elementos Finitos, Sección 2-2'. Fuente: propia.	93

Figura 76. Vectores de deformación en condición “seca” por el método de los Elementos Finitos, Sección 2-2’. Fuente: propia.....	93
Figura 77. Malla deformada en condición “seca” por el método de los Elementos Finitos, Sección 3-3’. Fuente: propia.	94
Figura 78. Vectores de deformación en condición “seca” por el método de los Elementos Finitos, Sección 3-3’. Fuente: propia.....	94
Figura 79. Factor de reducción de la resistencia (SRF) en función del desplazamiento adimensional. Fuente: propia.....	96
Figura 80. Vista 3D del modelo construido utilizando el programa RS3. Fuente: propia..	97
Figura 81. Malla generada por el programa RS3. Fuente: propia.....	98
Figura 82. Resultado de la primera corrida del modelo con 13 iteraciones, un SRF de 0.95 y una $\square_{\text{máx}}$ de 0.089 m. Fuente: propia.	99
Figura 83. Resultado de la segunda corrida del modelo con 25 iteraciones, un SRF de 1.00 y una $\square_{\text{máx}}$ de 0,095 m. Fuente: propia.	100
Figura 84. Resultado de la tercera corrida del modelo con 48 iteraciones, un SRF de 1.21 y una $\square_{\text{máx}}$ de 0.14 m. Fuente: propia.	101
Figura 85. Resultado de la cuarta corrida del modelo con 80 iteraciones, un SRF de 1.23 y una $\square_{\text{máx}}$ de 0.16 m. Fuente: propia.	102
Figura 86. Resultado de la quinta corrida del modelo con 218 iteraciones, un SRF de 1.30 y una $\square_{\text{máx}}$ de 0.19 m. Fuente: propia.	103
Figura 87. Resultado de la sexta corrida del modelo con 676 iteraciones, un SRF de 1.40 y una $\square_{\text{máx}}$ de 0.22 m. Fuente: propia.	104
Figura 88. Resultado de la séptima corrida del modelo con 1000 iteraciones, un SRF de 1.50 y una $\square_{\text{máx}}$. de 0,25 m. Fuente: propia.....	105
Figura 89. Modelo 3D en el programa RS3, con la localización de las secciones analizadas bidimensionalmente. Fuente: propia.	106
Figura 90. Vista de la sección 1-1’ en el programa RS3 – Deformación cortante unitaria máxima y vectores de deformación. Fuente: propia.....	107
Figura 91. Vista de la sección 2-2’ en el programa RS3 – Deformación cortante unitaria máxima y vectores de deformación. Fuente: propia.....	107
Figura 92. Vista de la sección 3-3’ en el programa RS3 – Deformación cortante unitaria máxima y vectores de deformación. Fuente: propia.....	108

Figura 93. Análisis de estabilidad en condición saturada por el método de Equilibrio Límite, Sección 1-1'. Fuente: propia.	110
Figura 94. Análisis de estabilidad en condición saturada por el método de Equilibrio Límite, Sección 2-2'. Fuente: propia.	110
Figura 95. Análisis de estabilidad en condición saturada por el método de Equilibrio Límite, Sección 3-3'. Fuente: propia.	111
Figura 96. Análisis de estabilidad en condición saturada por el método de los Elementos Finitos, Sección 1-1'. Fuente: propia.	112
Figura 97. Análisis de estabilidad en condición saturada por el método de los Elementos Finitos, Sección 2-2'. Fuente: propia.	112
Figura 98. Análisis de estabilidad en condición saturada por el método de los Elementos Finitos, Sección 3-3'. Fuente: propia.	113
Figura 99. Planta general de la zona de estudio e identificación de las viviendas que estuvieron en contacto con el deslizamiento. Fuente: propia.	115
Figura 100. Diagrama de volúmenes de empujes para las casas A - G. Fuente: propia.	116
Figura 101. Vista de una de las casas afectadas por el deslizamiento. Fuente: Ingeniería y Geotecnia Ltda.	117
Figura 102. Volcamiento de una de las casas afectadas por el deslizamiento sobre la terraza de la vivienda adyacente. Fuente: Ingeniería y Geotecnia Ltda.	118
Figura 103. Diagrama de volúmenes de empujes para las casas A - H. Fuente: propia.	119
Figura 104. Diagrama de volúmenes de empujes para las casas A - I. Fuente: propia.	119
Figura 105. Diagrama de volúmenes de empujes para las casas A - J. Fuente: propia.	120
Figura 106. Diagrama de volúmenes de empujes para las casas A - K. Fuente: propia.	120
Figura 107. Diagrama de volúmenes de empujes para las casas A - L. Fuente: propia.	121
Figura 108. Factor de Seguridad por volcamiento en función de la masa de las casas. Fuente: propia.	122

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Registro de Perforaciones.....	128
Anexo 2. Localización de Sondeos.....	129
Anexo 3. Plano Topográfico.....	130
Anexo 4. Sismos Registrados en Bogotá (1644 – 2008)	131
Anexo 5. Registro Histórico de la precipitación registrada en las Estaciones El Delirio (1934 – 2009) y Vitelma (1942 – 2009)	132
Anexo 6. Resumen de los Ensayos de Laboratorio.....	133

LISTA DE SIMBOLOS Y ABREBIATURAS

Símbolos Griegos

μ : Relación de Poisson

τ_f : Resistencia al corte última

σ' : Esfuerzo efectivo

ϕ' : Ángulo de fricción efectivo

ϕ'_{eq} : Ángulo de fricción equivalente

ϕ'_f : Ángulo de fricción factorizado

λ : Factor de escala

ψ : Ángulo de dilatancia

γ_t : Peso unitario total del suelo

γ_d : Peso unitario seco del suelo

γ : Peso unitario del suelo

σ_c : Desviación estándar de la cohesión

σ_ϕ : Desviación estándar del ángulo de fricción

$\delta_{m\acute{a}x}$: Deformación máxima

ΣM : Sumatoria de momentos

Símbolos Romanos

c' : Cohesión efectiva

c'_f : Cohesión factorizada

CD: Ensayo de corte directo consolidado drenado

D_c : Duración de la lluvia crítica

E_s : Módulo de elasticidad o módulo de Young

g_f : Aceleración gravitacional en la falla

g : Aceleración gravitacional actual

I_{s50} : Índice de resistencia a la carga puntual corregido

K_0 : Coeficiente de empuje en reposo

K_n : Rigidez normal

K_s : Rigidez de corte

LL_c: Lluvia crítica
LL_a: Lluvia anual media
LL: Limite liquido
LP: Limite plástico
M_{act}: Momento actuante
M_{res}: Momento resistente
M_w: Magnitud momento
N: Número de golpes por pie en el ensayo de penetración estándar
q_u: Resistencia a la compresión simple no drenada
W_n: Humedad natural

Abreviaturas

2D: Dos dimensiones o bidimensional
3D: Tres dimensiones o tridimensional
CP: Estación climatológica principal
CRED: Centro de investigación sobre la epidemiología de los desastres
DPAE: Dirección de prevención y atención de emergencias
EAAB: Empresa de acueducto y alcantarillado de Bogotá
EM-DATA: Base de datos de eventos de emergencia
FE: Elementos finitos
FEM: Método de los elementos finitos
FES: Elementos finitos basado en esfuerzos
FS: Factor de Seguridad
FS_{vol}: Factor de Seguridad por volteo
GLE: Método general de equilibrio límite
GPS: Sistema de posicionamiento global
IDEAM: Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales
IDIGER: Instituto distrital de gestión de riesgos y cambio climático
LEM: Método de Equilibrio límite
m.s.n.m: Metros sobre el nivel del mar
PG: Estación Pluviográfica

PHASE2: Programa bidimensional especializado para análisis Geotécnicos, basado en la teoría de los Elementos finitos

RS3: Programa tridimensional especializado para análisis Geotécnicos, basado en la teoría de los Elementos finitos

SLIDE: Programa para el análisis de estabilidad, basado en la teoría de Equilibrio Límite

SPT: Ensayo de penetración estándar

SRF: Factor de reducción de la resistencia

SSR: Reducción de la resistencia al corte

UNISDR: Oficina de las Naciones Unidas para la reducción del riesgo del desastre

Capítulo 1

Introducción

1.1. Antecedentes

Desde comienzos del siglo 21, el número de deslizamientos en el mundo ha aumentado (Pánek, 2015), así como los estudios enfocados en la determinación de los factores detonantes de los movimientos en masa como los deslizamientos de tierra, incluyendo caídas de rocas y flujos de escombros que son una de las amenazas geológicas más destructivas en el mundo (Xuguo Shi, Mingsheng Liao, Menghua Li, Lu Zhang, & Cory Cunningham, 2016). Es así su importancia, impacto y relevancia que existen grandes bases de datos, que incluyen todo tipo de información de las áreas montañosas de América del Norte (Cadena Costera del Pacífico), América del Sur (Andes), Europa (Alpes, Zona Montañosa de Escocia, Noruega, los Cárpatos y los Apeninos), la orogenia Himalaya-Tíbet y los Alpes del Sur de Nueva Zelanda (Pánek, 2015), con el fin de cuantificar, estudiar y monitorear constantemente los procesos activos en diferentes zonas del mundo.

1.1.1. Desastres Naturales en el Mundo

El Centro para la Investigación sobre la Epidemiología de los desastres (Centre for Research on the Epidemiology of Disasters, CRED) ha mantenido una base de datos de eventos de emergencias (EM-DATA), que contiene la información más completa a nivel mundial en cuanto a la ocurrencia y efectos de los desastres naturales desde el año 1900 hasta el presente (United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNISDR), 2015). La información recopilada en esa base de datos es proporcionada por varias fuentes de gran credibilidad incluyendo agencias de los Estados Unidos, organizaciones no gubernamentales, compañías de seguros, institutos de investigación y agencias de prensa (Guha-Sapir, Debarati & Below, Regina, 2015).

La Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres (2015), afirma que uno de los factores críticos a tener en cuenta para la planificación de la reducción de los riesgos futuros, es la construcción no controlada en zonas inundables y costeras propensas a tormentas, que aumentan la vulnerabilidad humana ante los fenómenos meteorológicos extremos. Es así la magnitud de los daños causados por los desastres

relacionados con el clima que entre 1995 y el 2005, la EM-DATA ha registrado 6457 desastres naturales, que han reclamado 606,000 vidas y afectado a más de 4 billones de personas. Un promedio de 205 millones de personas han sido afectadas por tales desastres cada año” (United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNISDR), 2015). En la **Figura 1**, se ilustra el número de desastres reportados por país en 10 años desde 1995 al 2005, siendo el continente asiático el que ha sufrido un mayor número de eventos, alcanzando 472. China e India encabezan la lista de los países más afectados por los desastres relacionados con el clima, causando daños en esas dos naciones a más de 3 billones de personas (que representan el 75% de la población afectada globalmente). El continente americano se posiciona en el segundo lugar con cifras entre 26 y 472 y Oceanía entre 70 a 163 desastre naturales:

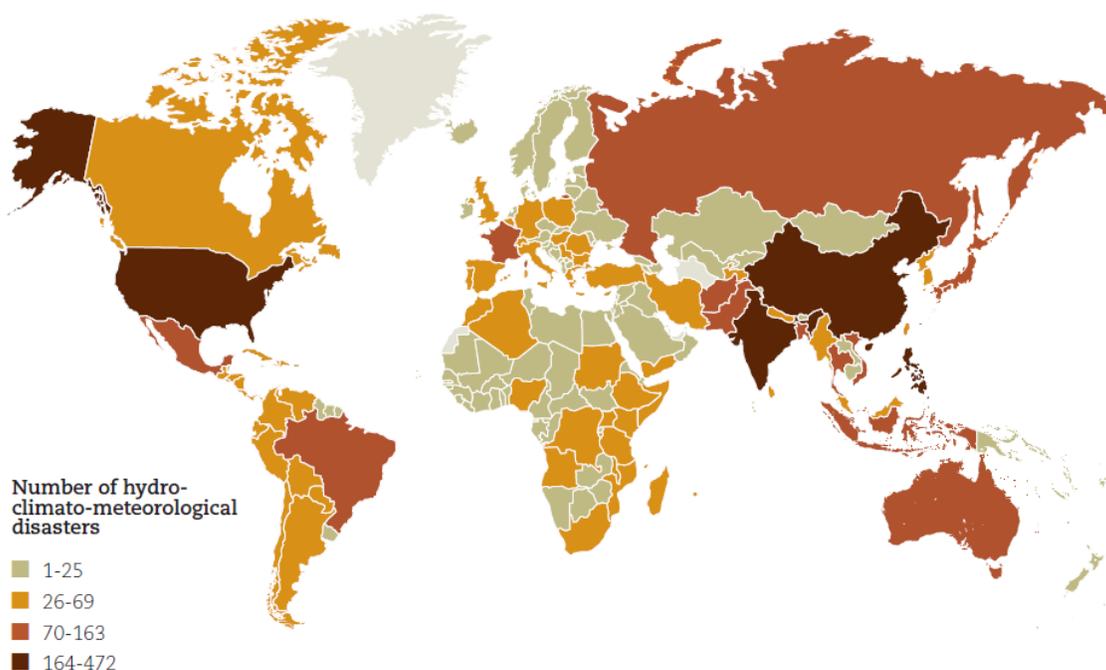


Figura 1. Número de desastres relacionados con el clima reportado por país (1995 – 2015).
Fuente: United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNISDR), 2015.

De acuerdo con la base de datos EM-DATA (2015), a nivel mundial y para un periodo de análisis entre 1995 y 2005, se tiene que el mayor número de desastres presentados en el mundo está relacionado con las inundaciones teniendo una participación del 45%, afectando a 2,3 billones de personas de las cuales 2,2 millones se encuentran en América del Sur, seguido por las tormentas (incluyendo huracanes y ciclones) con un 28%, afectando un total de 660 millones de personas, siendo Asia el continente más afectado.

En el quinto lugar de la escala de ocurrencia de desastres naturales (después de los causados por sismos y temperatura extrema) se encuentran los deslizamientos con un 5%, afectando a 8 millones de personas durante el periodo analizado, como se ilustra en la **Figura 2** y en la **Figura 3**.

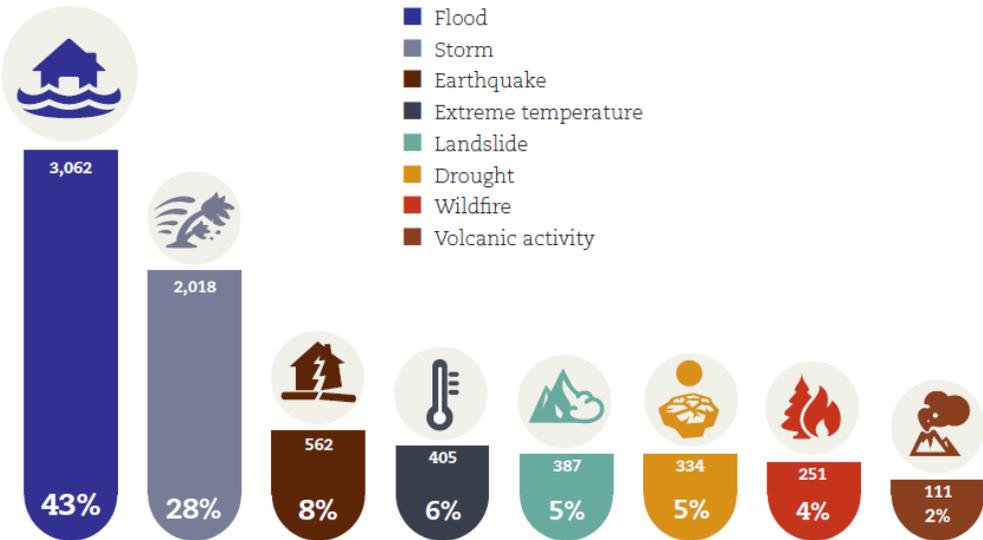


Figura 2. Porcentaje de ocurrencia de desastres naturales por tipo de desastre (1995 – 2005).
Fuente: United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNISDR), 2015.

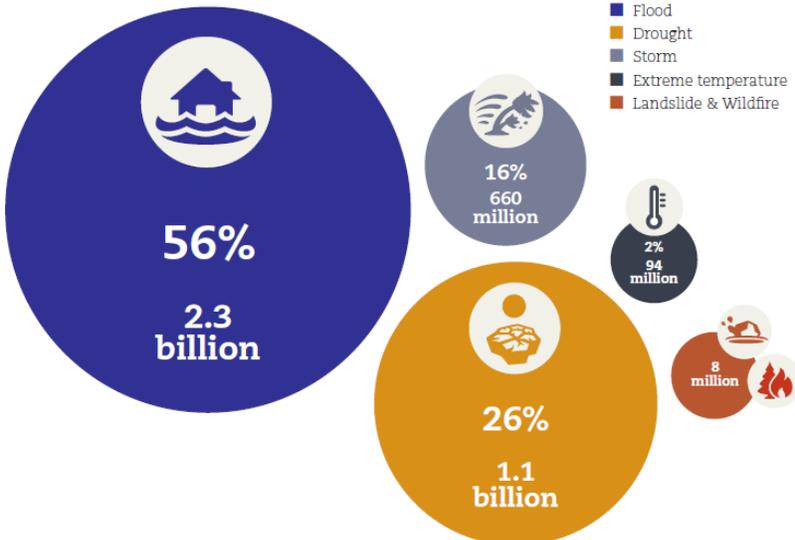


Figura 3. Número de personas afectadas por desastres relacionados con el clima (1995 – 2005).
Fuente: United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNISDR), 2015.

Finalmente en América Latina no es menos preocupante el panorama, en la **Figura 4** se puede evidenciar que los países más afectados por deslizamientos y movimientos en masa son Perú con 74 casos, Colombia con 66 y Chile con 32 para un periodo de análisis entre 1995 y 2015 (United Nations Office for Disaster Risk Reduction - UNISDR, 2015). Este panorama se puede atribuir a las condiciones geográficas (como la imponente del relieve propio de los países más afectados) y a la variabilidad climática, con largas temporadas de lluvias intensas, factor que contribuye a la inestabilidad de las laderas.

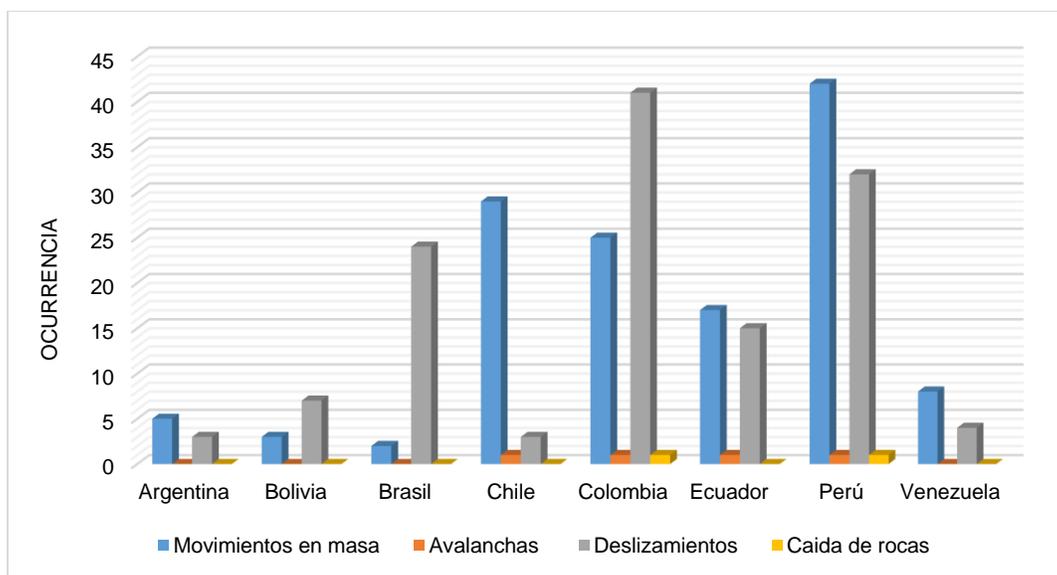


Figura 4. Número de eventos de inestabilidad en América Latina para un período entre 1995 y 2015. Fuente: Elaboración propia, a partir de la información de United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNISDR), 2015.

Es importante resaltar que la Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo por Desastres (UNISDR por sus siglas en inglés), contabiliza el número de eventos de inestabilidad teniendo en cuenta el cumplimiento de al menos uno de los siguientes criterios:

- 10 o más personas consideradas muertas
- 100 personas consideradas afectadas
- Declaración de estado de emergencia
- Solicitud de asistencia internacional

1.1.2. Desastres Naturales en Colombia

De acuerdo con el Banco Mundial (2012) en Colombia los deslizamientos acumulan los mayores porcentajes de pérdidas de vidas con un 36% y las inundaciones el mayor porcentaje de viviendas destruidas con un 43% (ver la **Figura 5**), para un período entre 1970 y 2011 (excluyendo las grandes pérdidas asociadas con la erupción del volcán Nevado del Ruiz en 1985). Existen también factores altamente contribuyentes en la generación de amenazas como los deslizamientos. Estos factores se enmarcan principalmente en la variabilidad climática (con una tendencia al aumento de las precipitaciones en algunas zonas del país, de acuerdo con la información del IDEAM) y el déficit en los procesos de ordenamiento territorial a nivel rural y urbano.

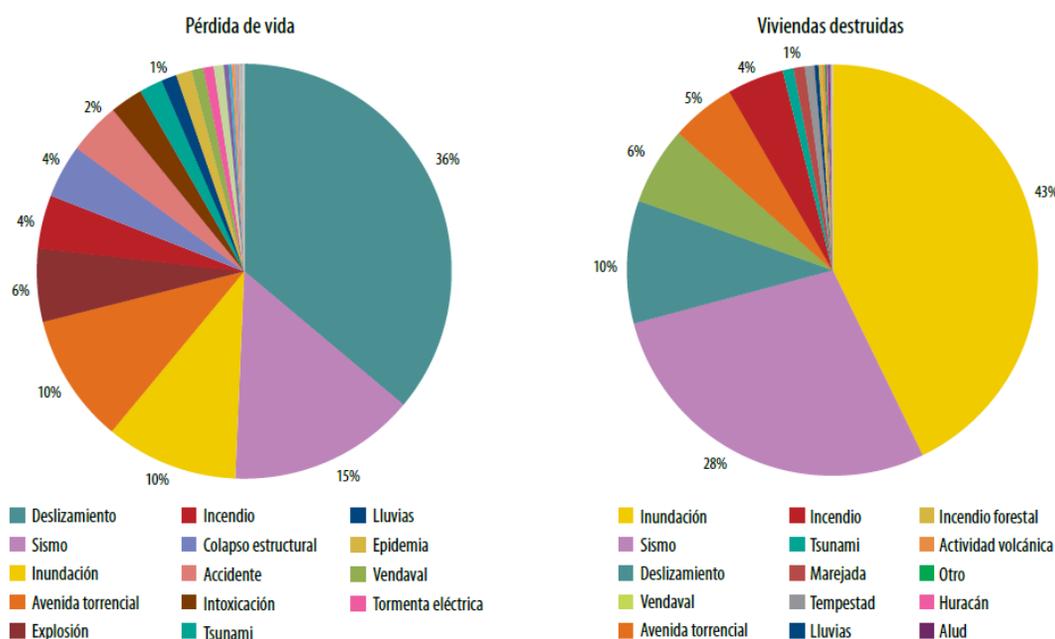


Figura 5. Pérdidas por tipo de evento, 1970 – 2011. Fuente: Banco Mundial, (2012).

Adicionalmente, se estima que entre el 2000 y el 2007 se perdieron más de 2 millones de hectáreas de bosque en el país; el promedio de la tasa de deforestación supera las 330 mil ha/año, lo que es un factor importante de la degradación de los suelos (Banco Mundial, 2012), generando las condiciones propicias para la ocurrencia de procesos de inestabilidad en zonas de ladera y de rellenos antrópicos, como se evidencia en la **Figura 6** que ilustra el porcentaje de diferentes eventos desastrosos en algunas ciudades de Colombia, siendo Manizales con más del 80%, Cúcuta con más del 30%, Medellín con el 25% y Bogotá con el 20% las ciudades que mayor porcentaje de movimientos en masa presentaron en un

periodo de 41 años. Esto permite visualizar que en las grandes ciudades se viene gestando una problemática real y progresiva en cuanto a la inestabilidad del suelo, lo que hace preciso la búsqueda de soluciones sobre la base de la ingeniería a los problemas de inestabilidad de taludes, que a su vez requieren de una buena comprensión de los métodos de análisis, herramientas de investigación y medidas de estabilización (Aryal, 2006).

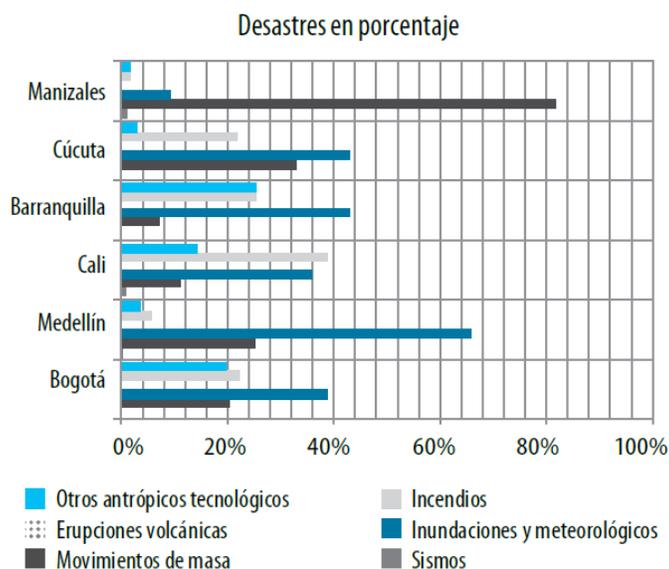


Figura 6. Porcentaje de eventos desastrosos en las ciudades de estudio, 1970 – 2011. Fuente: Banco Mundial, (2012).

Sumado a lo anterior, se tienen los procesos de urbanización en zonas de alto riesgo no mitigable (ver la **Figura 7**), siendo las ciudades de Medellín, Bogotá y Cúcuta las que presentan un mayor número de viviendas en zonas de alto riesgo. Esta problemática adquiere también un trasfondo social, teniendo en cuenta la densificación de las ciudades y la ocupación no planificada producto de la violencia del país, generando procesos de invasión cada vez más evidentes en las márgenes de las grandes ciudades.

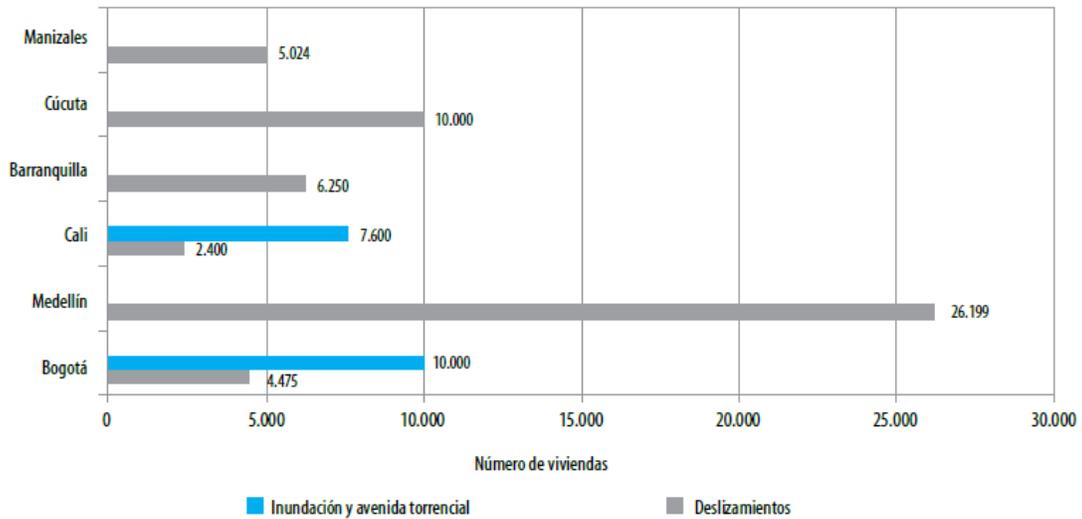


Figura 7. Número de viviendas en zonas de alto riesgo no mitigable. Fuente: Banco Mundial, (2012).

1.2. Alcance y Objetivos del Estudio

Alcance:

Este estudio se orienta a la realización de un análisis comparativo de dos metodologías de análisis de estabilidad de taludes, los métodos de las tajadas y de los elementos finitos, en el marco de un problema específico de inestabilidad de taludes en suelo.

El estudio busca examinar las ventajas y limitaciones de la aplicación de los dos métodos mencionados para el análisis de estabilidad de taludes, comparando modelaciones numéricas bidimensionales y tridimensionales.

Objetivo General:

Comparar los resultados de análisis empleando las metodologías de equilibrio límite y de los elementos finitos, para el análisis de estabilidad de un problema presentado en el año 2009, en la Urbanización Buenavista Oriental III en la Localidad de San Cristóbal de la ciudad de Bogotá.

Objetivos Específicos:

- Revisar y analizar la información disponible referente al estudio de remoción en masa en la zona de la Urbanización Buenavista Oriental III, así como las ventajas y desventajas de los métodos de análisis de estabilidad de taludes convencionales 2D y de los elementos finitos 3D.
- Efectuar análisis de estabilidad mediante los programas de computador bidimensionales SLIDE (el cual utiliza el método de tajadas convencional) y PHASE (el cual emplea el método de los elementos finitos) y el programa de computador tridimensionales RS3 (que emplea el método de los elementos finitos).
- Establecer las ventajas y limitaciones de los diferentes métodos de cálculo numérico con base en el estudio de un problema específico de estabilidad de taludes en suelo.

1.3. Introducción al Caso de Estudio

El caso de estudio corresponde a un problema de estabilidad ocurrido en la Urbanización Buenavista Oriental III Etapa, ubicado en la diagonal 31A Sur No 12A-30 Este, Localidad de San Cristóbal. En la **Figura 8** se ilustra la localización general y los vecinos de la zona de estudio y en la **Tabla 1** las coordenadas que la definen.



Figura 8. Localización general de la Urbanización Buenavista Oriental III Etapa. Fuente propia.

Tabla 1. Coordenadas del área de la Urbanización Buenavista Oriental III Etapa

Norte (m)	Este (m)
99524.1	95575.8
99411.1	95717.3
99516.7	95830.8
99616.6	95739.3
99628.3	95657.8
99637.1	95574.0

Fuente: GIA CONSULTORES LTDA, (2009)

Esta urbanización ocupaba un área aproximada de 4 hectáreas y constaba de 96 viviendas (casas de 2 y 3 pisos), como se ilustra en la **Figura 9**, localizadas en un sector de rellenos antrópicos que alcanzaban los 8.5 m de espesor.



Figura 9. Panorámica de la Urbanización Buenavista Oriental III Etapa. Fuente: GIA CONSULTORES LTDA, (2009).

Los problemas de inestabilidad de la zona comenzaron desde inicios del año 2005, produciéndose en febrero de 2009 el movimiento de una gran masa de suelo de 12.000 m³ de material aproximadamente, el cual alcanzó una distancia de viaje de 15 m (GIA Consultores Ltda, 2009), causando daños graves en las viviendas, lo que posteriormente dió lugar a la evacuación de la totalidad de las familias que residían en la urbanización. La evolución de este proceso de inestabilidad, así como las medidas tomadas por la entidad pública encargada, quedaron registradas en una serie de diagnósticos técnicos emitidos por la entonces Dirección de Prevención y Atención de Emergencias DPAE (actual IDIGER), como se resume en la **Figura 10**.

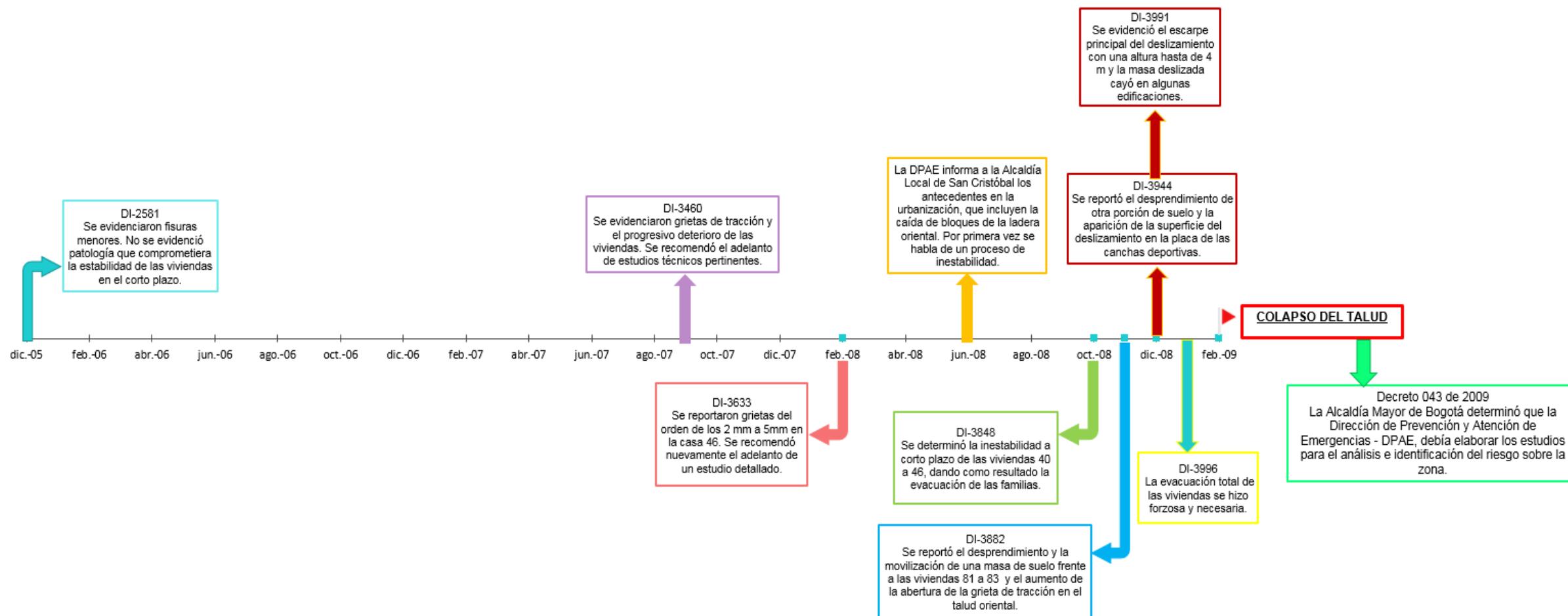


Figura 10. Línea de tiempo de la evolución de los problemas de estabilidad en la Urbanización Buenavista Oriental III Etapa. Fuente propia.

El DPAE contrató en el año 2009 un Estudio de Riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa y Evaluación de Alternativas de Mitigación, adelantado por la firma GIA CONSULTORES LTDA (2009). Durante la ejecución de ese estudio se llevó a cabo el siguiente plan de trabajo:

- Exploración del subsuelo mediante 12 perforaciones con profundidades entre 3.5 y 14.5 m, 9 apiques y 5 trincheras.
- Caracterización de los estratos detectados (rellenos antrópicos y suelos residuales en su mayoría), a partir de un programa de ensayos de laboratorio que constó de pruebas índice (humedad natural, peso unitario, límites de Atterberg, granulometría) y de comportamiento esfuerzo – deformación (corte directo, expansión consolidación y compresión confinada).
- Determinación de un modelo geológico – geotécnico para análisis de estabilidad, con base en la topografía, la geológica regional y local, la morfología y la hidrogeología de la zona.

La firma GIA Consultores Ltda, (2009) analizó la amenaza, vulnerabilidad y riesgo de las viviendas y demás estructuras involucradas que conformaban la Urbanización Buenavista, planteando tres alternativas de mitigación ante los fenómenos de remoción en masa que se presentaron en la zona, la primera consistía en la reubicación de las 96 familias y la reconfiguración geomorfológica de la zona afectada, la segunda y la tercera se orientaban a la construcción de estructuras de contención como pantallas ancladas y de pilotes adosados, evitando la evacuación total de las familias afectadas.

1.4. Metodologías de Investigación

- La revisión bibliográfica se llevó a cabo con el fin de recopilar los conceptos fundamentales relacionados con las metodologías de análisis, los métodos de equilibrio límite y de los elementos finitos para la estabilidad de taludes.

Por otra parte, se revisó el Estudio de Riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa y Evaluación de Alternativas de Mitigación de la zona de estudio, efectuado en el año 2009 por GIA CONSULTORES LTDA, suministrado por el Instituto Distrital de Gestión de Riesgos y Cambio Climático (IDIGER). De ese estudio se extractó la

información base para el desarrollo del presente trabajo de grado tal como la estratigrafía, el nivel freático, los ensayos de laboratorio y la topografía de la zona.

- La inspección de la zona de estudio (antigua Urbanización Buenavista III Etapa) se llevó a cabo el día 26 de abril de 2016, en la cual se realizó un recorrido del sector dónde se encontraban las viviendas y que hoy en día se encuentra totalmente desprovisto de edificaciones. Esta visita fue efectuada por la autora de este trabajo de tesis y los Directores de tesis, Ingenieros Manuel García López y Edgard Robert Barbosa Cruz. En la visita se tomaron datos georreferenciados con GPS con el fin de localizar el escarpe principal del deslizamiento y algunos escarpes adicionales así como los vestigios de los muros en concreto. Además se conversó con habitantes de la zona en busca de información adicional sobre el evento ocurrido en febrero de 2009.
- La revisión de los factores detonantes del deslizamiento ocurrido en febrero de 2009, se efectuó a partir de la información disponible en el Servicio Geológico Colombiano con el fin de evaluar la influencia de la sismicidad en los días cercanos al evento, así mismo, se revisaron los registros históricos de precipitación de las estaciones El Delirio y Vitelma (operadas por la EAAB) localizadas en la localidad de San Cristóbal, para analizar las condiciones climáticas durante el período de ocurrencia del deslizamiento en la Urbanización Buenavista Oriental III Etapa, mediante la metodología de Castellanos & González (1997) y de Castellanos, González, & Zamudio (1999).
- La caracterización geotécnica de los estratos explorados por la firma GIA Consultores Ltda, (2009), se revisó para el presente trabajo de grado mediante el análisis de los ensayos de corte directo de diferentes muestras, y a partir de la metodología de análisis del ensayo de penetración estándar (SPT) propuesta por González, (2015). Así mismo, algunos parámetros de resistencia como la relación de Poisson (μ) y los módulos de elasticidad (E_s), fueron determinados de acuerdo con los valores típicos y las correlaciones presentadas por Bowles (1988), los cuales son utilizados en forma amplia en el ejercicio de la Ingeniería Geotécnica.
- Los análisis de estabilidad se efectuaron utilizando los siguientes programas desarrollados por Rocscience: Slide 6.0 basado en la teoría de equilibrio límite, Phase2 (programa bidimensional) y RS3 (programa tridimensional) basados en el

método de los elementos finitos, mediante la aplicación del método de reducción de la resistencia al corte (Shear Strength Reduction, SSR), para determinar el Factor de Seguridad (FS), el cual se define como el cociente entre las fuerzas o esfuerzos resistentes y las fuerzas o esfuerzos actuantes. Algunas veces se define como la relación entre los momentos resistentes y los momentos actuantes.

Capítulo 2

Estado del Arte de los Análisis Bidimensionales y Tridimensionales de la Estabilidad de Taludes



Figura 11. Deslizamiento de tierra en la vía Medellín – Bogotá, sector de Copacabana, vereda El Cabuyal, km 12+100. Octubre de 2016. Fuente: Revista Semana, (s/f)

2.1. Preliminares

La estabilidad de un talud depende de su geometría, propiedades del suelo y de las fuerzas internas y externas a las que está sujeto (Berilgen, 2007). Ejemplos de estas fuerzas son la presión de poros (interna) y las presiones de agua debidas al nivel freático (externa) las cuales cambian constantemente en función de la posición del nivel freático, dando como resultado la infiltración y los esfuerzos inducidos por el exceso de presión de poros dentro del talud generando, como lo señalan Lim, Jui Li, & Lyamin (2014), problemas de estabilidad en los taludes naturales, los taludes conformados artificialmente (tales como los terraplenes, las presas de tierra y los diques) y los taludes de corte.

Teniendo en cuenta lo anterior, se resalta la importancia de estudiar y entender las metodologías disponibles para la estimación de la estabilidad de los taludes, considerado según Li, Merifield, & Lyamin (2009) un problema permanente para los Ingenieros Geotécnicos. Por lo que es preciso hacer claridad sobre el propósito de los análisis de estabilidad de taludes que, como lo señalan varios autores entre ellos Wei, Koutnik & Woodward (2010), Michalowski (2010), Rabie (2013) y Lim et al. (2014), es el de identificar el grado o margen de seguridad de los taludes, las excavaciones, los terraplenes, los diques y los rellenos, usualmente especificado en forma de Factor de Seguridad (FS) contra la falla, con el propósito de obtener diseños seguros y económicos.

En este contexto, el presente capítulo resume brevemente los aspectos relevantes de los métodos más utilizados en la actualidad para el análisis de estabilidad de taludes, siendo el de equilibrio límite y el de los elementos finitos de interés particular (Liu, He, Li, & Yang, 2013), sin desconocer que muchos artículos de investigación han sido divulgados desde la publicación del primer método de análisis por Fellenius (Alkasawneh, Husein Malkawi, Nusairat, & Albataineh, 2008). Por otra parte, se incluye una revisión concisa sobre las modelaciones bidimensionales (2D) y tridimensionales (3D), las características principales de los programas de computador de estabilidad utilizados en los cálculos del presente trabajo, y al final del capítulo se exponen algunos casos de estudios previos que muestran similitud con el tema del presente trabajo final de Maestría.

2.2. Métodos de Equilibrio Límite

Desde mediados de 1930, los análisis de estabilidad de taludes han estado basados en la teoría del equilibrio límite (Aryal, 2008) la cual ha dado origen a numerosos métodos usados actualmente en la práctica diaria de la Ingeniería, tal como lo expresan Krahn (2003), Hammah, Yacoub, Corkum & Curran (2005), Alkasawneh, Husein Malkawi, Nusairat & Albataineh (2008), Zhang, Fredlund, Fredlund, Lu & Wilson (2015) en sus investigaciones sobre la aplicación de diferentes programas de computador de estabilidad cuya base teórica corresponde al método de las tajadas.

Aun cuando los métodos de equilibrio límite han sido los más antiguos para llevar a cabo los análisis de estabilidad de taludes (Sloan, 2013), siendo empleados en la Ingeniería Geotécnica por décadas (Krahn, 2003), son objeto de discusiones permanentes y

numerosas, en particular sobre su fundamento teórico, el cual cada vez parece ser más cuestionado. Razón por la cual el uso eficiente de los métodos basados en esta teoría de Equilibrio Límite depende en gran medida del conocimiento por parte de los analistas Geotecnistas de sus capacidades y limitaciones. Para tal efecto se resume en la **Tabla 2** las características principales así como las limitaciones presentadas por diferentes autores de la teoría de equilibrio límite.

Tabla 2. Características y limitaciones de la teoría de Equilibrio Límite

Autor	Características Principales	Limitaciones
Gens, Hutchinson, & Cavounidis (1988)	-----	Se ignoran los efectos tridimensionales en el análisis de estabilidad.
Krahn (2003)	Se basa en el principio del equilibrio estático; es decir, en la suma de los momentos, fuerzas verticales y fuerzas horizontales.	Los esfuerzos calculados no representan necesariamente las condiciones reales en campo.
	Se aplica para el análisis de estructuras como: muros anclados, pernados o taludes reforzados con tierra mecánicamente estabilizada e incluso para analizar la estabilidad de estructuras sujetas a grandes cargas horizontales.	No permite determinar las áreas con mayor concentración de esfuerzo cortante.
	Requiere técnicas de iteración para resolver las ecuaciones no lineales del Factor de Seguridad.	-----
Aryal (2006)	Se asume la forma de la superficie de deslizamiento y las condiciones de equilibrio para el cálculo del Factor de Seguridad.	-----
Alkasawneh et al. (2008)	Utiliza diferentes técnicas de búsqueda (como Monte-Carlo) que facilitan y optimizan el número de superficies de deslizamiento, reduciendo el tiempo de búsqueda.	-----
Aryal (2008)	-----	El cálculo de las fuerzas en la corona y en el pie del talud, donde existe mayor concentración de esfuerzos es aproximado.
Wei et al. (2010) Krahn (2003)	Requiere que la masa de suelo que falla se divida en varias tajadas, haciendo simplificaciones de las fuerzas normales y cortantes entre ellas para lograr una solución estáticamente determinada.	No se toma en cuenta el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo.
		No tiene en cuenta el estado de esfuerzos inicial. Las fuerzas en las tajadas son determinadas por un equilibrio estático que puede no ser realista.

Autor	Características Principales	Limitaciones
Aryal (2006), Rabie (2013), Lim et al. (2014)	Se asume la dirección de las fuerzas normal y cortante que actúan en las caras verticales de cada una de las tajadas en las que se divide el suelo.	-----
Liu et al. (2013)	Se asume que la superficie de deslizamiento alcanza un estado último general de falla, lo cual no refleja el estado actual de esfuerzos.	No se consideran las deformaciones.
Sloan (2013)	Se debe suponer el mecanismo de falla e implícitamente se asume que los esfuerzos en el plano de falla están limitados por los parámetros de resistencia al corte c' y ϕ' .	Se necesita suponer la forma de la superficie de falla con anticipación.
		Es difícil incorporar la anisotropía.

Fuente: propia

Todos los métodos de equilibrio límite utilizan el modelo de resistencia al corte o envolvente de Mohr – Coulomb para determinar la resistencia al corte última o de falla (τ_f) a lo largo de la superficie de deslizamiento (Aryal, 2006), la cual se define por la siguiente ecuación:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Sin embargo, existen algunas diferencias entre los métodos de equilibrio límite, como lo señalan Krahn (2003), Aryal (2006, 2008), Rabie (2013) y Lim et al. (2014). Dichas diferencias permiten conocer la evolución y el refinamiento que han experimentado los métodos a través del tiempo, como resultado de la acumulación de la experiencia y la observación juiciosa.

Método de Fellenius, Ordinario o Sueco (1936):

- Satisface la condición de momentos de equilibrio.
- Asume una superficie de falla circular para cualquier tipo de deslizamiento.
- Omite las fuerzas normales y cortantes entre tajadas.
- Se deben calcular algunos parámetros como el radio del círculo crítico, el peso y la longitud de cada tajada, el ángulo entre un eje horizontal y la base de cada tajada, la cohesión y el ángulo de fricción.
- El cálculo del Factor de Seguridad (FS) no requiere un proceso iterativo.
- Resulta en Factores de Seguridad (FS) más conservadores.

Método de Bishop Simplificado (1955):

- Satisface el equilibrio de las fuerzas verticales y los momentos.
- Considera las fuerzas normales entre tajadas, pero omite las fuerzas cortantes.
- Se utiliza para el análisis de superficies de falla circular (principalmente en taludes dominados por estratos de arcilla).
- El cálculo del Factor de Seguridad (FS) requiere un proceso iterativo porque la ecuación no es lineal.

Método de Janbu Simplificado (1954):

- Satisface el equilibrio de las fuerzas.
- Considera el equilibrio de las fuerzas normales entre tajadas.
- Considera las fuerzas normales entre tajadas, pero omite las fuerzas cortantes.
- Se tiene en cuenta la geometría de cada tajada: la altura se mide a lo largo de la zona central y el ancho no tiene en cuenta la inclinación de la base de la tajada.
- Es más utilizado para el análisis de una superficie de falla en bloque (principalmente en taludes estratificados).

Método de Lowe - Karafiath (1960)

- Satisface las fuerzas de equilibrio.
- Considera las fuerzas normal y cortante entre tajadas.
- Asume la inclinación de las fuerzas resultantes entre tajadas.

Método de Morgenstern-Price (1965):

- Satisface las fuerzas y los momentos de equilibrio.
- Considera las fuerzas normal y cortante entre tajadas.
- Las fuerzas entre tajadas se calculan basadas en aproximaciones.
- El Factor de Seguridad (FS) solo se puede obtener por un proceso de iteración.
- Es aplicable a cualquier tipo de superficie de falla.
- La fuerza entre tajadas la asume como una función arbitraria; $f(x)$, con un factor de escala (λ).

Método de Spencer (1967):

- Satisface las fuerzas y los momentos de equilibrio.
- Considera las fuerzas normal y cortante entre tajadas.
- La fuerza entre tajadas la asume como una función constante a través de toda la superficie de deslizamiento.

Método General de Equilibrio Límite - GLE (1970):

- Satisface las fuerzas y los momentos de equilibrio.
- Considera las fuerzas normal y cortante entre tajadas.
- Formulado por Fredlund en la Universidad de Saskatchewan (Canadá), como una extensión de los métodos de Spencer y Morgenstern – Price.
- Se recomienda para el análisis de superficies de falla circular, sin embargo, el análisis para una superficie en bloque es posible.

Método de Sarma (1973):

- Satisface las fuerzas y los momentos de equilibrio.
- Considera las fuerzas normal y cortante entre tajadas.
- Método desarrollado para dividir el suelo sobre la superficie de deslizamiento potencial en bloques individuales.
- La relación de fuerza cortante entre tajadas es asumida como una expresión lineal de la ecuación de Mohr-Coulomb.

2.3. Método de los Elementos Finitos (FEM)

Hoy en día, como lo señala Aryal (2008) debido al avance y el desarrollo de códigos y algoritmos del método de los elementos finitos (Finite Element Method, FEM), los cálculos de estabilidad son posibles en el ejercicio diario de la ingeniería y se han convertido en algo simple, razón por la que en las últimas décadas, se ha incrementado el uso de este método (Rabie, 2013), considerado una herramienta muy poderosa en ingeniería. Su poder radica en la habilidad de simular el comportamiento físico del suelo empleando herramientas computacionales sin la necesidad de efectuar las simplificaciones del problema que realizan los métodos clásicos de equilibrio límite (Alkasawneh et al., 2008). Los elementos finitos

permiten analizar los esfuerzos (equilibrio) y deformaciones (desplazamientos) de las masas deslizadas en forma interrelacionada.

Sin embargo, a pesar de las bondades que puede representar el uso de este método en el cálculo de estabilidad de taludes, que van desde la disminución en las suposiciones y simplificaciones (la forma o localización de la superficie de falla, las fuerzas normal y cortante entre tajadas y su dirección) para el análisis del problema, hasta la modelación del comportamiento esfuerzo - deformación del suelo, según Hammah et al. (2005) el método de los elementos finitos no ha sido adoptado ampliamente entre los Ingenieros Geotécnicos para los análisis rutinarios de estabilidad de taludes, debido a la limitada experiencia que se ha tenido con la herramienta para el análisis de estabilidad, así como la información limitada sobre la calidad y precisión de los resultados.

Es importante notar que como cualquier otro método de análisis en Geotecnia, este método numérico, utilizado para la aproximación de soluciones a problemas de ingeniería y otros campos como la física, tiene limitaciones como las que se relacionan en la **Tabla 3**, junto con algunas características del método:

Tabla 3. Características y limitaciones del Método de los Elementos Finitos en problemas de Geotécnia y en particular en análisis de estabilidad de taludes

Autor	Características Principales	Limitaciones
(Duncan, 1996), Duncan (2013)	Permite calcular esfuerzos, desplazamientos y presión de poros.	-----
Krahn (2003)	El cálculo de los esfuerzos se acerca en gran medida a las condiciones actuales en el terreno.	No permite conocer en forma directa el margen de seguridad, es decir, una medida cuantitativa de la proximidad del sistema al colapso.
Hammah et al. (2005)	Permite predecir el comportamiento esfuerzo-deformación en la falla y evaluar la inclusión de elementos como pilotes, anclajes y geotextiles.	-----
	Hace posible visualizar el desarrollo de los mecanismos de falla.	
Hammah et al. (2005) Liu et al. (2013)	-----	Utiliza parámetros de convergencia (criterio de parada y tolerancia, así como un número determinado de iteraciones) que deben ser especificadas a criterio del usuario.

Autor	Características Principales	Limitaciones
Alkasawneh et al. (2008)	Se utiliza para resolver problemas complejos en ingeniería, obteniendo resultados más confiables y precisos dependiendo de la discretización del dominio de suelo y roca, y de los modelos constitutivos de comportamiento esfuerzo-esfuerzo.	Los análisis pueden resultar costosos y no se justifican a menos que existan condiciones de frontera complejas.
	Utiliza modelos constitutivos para el análisis de los problemas.	
Wei et al. (2010), Duncan (2013)	No es necesario hacer suposiciones sobre la forma o localización de la superficie de falla.	En algunos casos es necesario que el usuario especifique un criterio de convergencia para definir la superficie de falla, lo que puede resultar arbitrario en relación con el criterio de falla.
	No es necesario hacer suposiciones sobre las fuerzas entre tajadas.	Es necesario determinar con la mayor precisión el estado de esfuerzos inicial para obtener Factores de Seguridad razonables.
Rabie (2013)	Puede ser aplicado en casos de taludes con geometría compleja.	-----
	Los esfuerzos, deformaciones y la resistencia al corte del suelo pueden ser calculadas con mucha precisión.	
Liu et al. (2013)	-----	No es recomendable para simular la influencia de las discontinuidades en roca.
Duncan (2013)	Permite hacer un seguimiento a los cambios de esfuerzos y deformaciones que se producen dentro de un talud y que conducen a la falla progresiva en materiales ablandados por deformación.	-----

Fuente: propia

Basados en la teoría de los elementos finitos se han propuesto varios métodos para el análisis de estabilidad de taludes, entre ellos se encuentran los siguientes citados por Hammah et al. (2005), Griffiths & Márquez (2007), Alkasawneh et al. (2008), Wei et al. (2010), Sloan (2013) y Duncan (2013) en sus investigaciones:

- **El método de incremento de la gravedad**, (Alkasawneh et al. 2008): las fuerzas de gravedad se incrementan gradualmente antes de la falla del talud. El Factor de Seguridad (FS) se obtiene de la siguiente expresión:

$$F.S = \frac{\textit{Aceleración gravitacional en la falla } (g_f)}{\textit{Aceleración gravitacional real } (g)}$$

Este método se ha empleado principalmente para estudiar la estabilidad de diques y presas durante su construcción.

- **El método de la reducción de la resistencia**, (Griffiths & Márquez 2007): los parámetros de resistencia al corte del suelo se reducen gradualmente (por un factor constante a través de toda la masa del suelo) hasta que el talud sea inestable. El Factor de Seguridad (FS) se define en términos de la resistencia al corte, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$F.S = \frac{\textit{Resistencia inicial}}{\textit{Resistencia crítica}}$$

El FS tiene la misma definición usada en el análisis de equilibrio límite y es constante a lo largo de la superficie potencial de falla. Con este método es necesario definir la “frontera de falla” y se ha utilizado para estudiar la estabilidad de taludes existentes.

- **El método de Elementos Finitos basado en Esfuerzos (Finite Element Stress based, FES)**, (Wei et al. 2010): en este método se divide el suelo en tajadas de manera similar al método de Equilibrio Límite, y el Factor de Seguridad (FS) se determina como la relación entre la resistencia al corte disponible y la resistencia al corte movilizadas, siendo éstas función del cálculo del esfuerzo y del esfuerzo cortante en la base de cada tajada, respectivamente. El método determina un Factor de Seguridad local, variable de acuerdo con la localización de cada tajada a través de toda la superficie de deslizamiento.

Los elementos finitos se han empleado en una gran cantidad de estudios e investigaciones desarrollados por diferentes autores. Hammah et al. (2005), señala que en la modelación de elementos finitos, la rigidez de los materiales tiene un impacto significativo en los patrones de deformación del suelo y en algunos casos produce mecanismos de falla que difieren significativamente de una solución por el método de equilibrio límite, sugiriendo la

importancia de determinar apropiadamente los valores del módulo de Young (E_s) y la relación de Poisson (μ).

Rabie (2013), analiza la estabilidad de un talud bajo el efecto de la lluvia y determina que los Factores de Seguridad (FS) obtenidos por el método de los elementos finitos son significativamente mayores en comparación con los obtenidos por el método de equilibrio límite, debido a las suposiciones que se deben hacer para el segundo método.

Por otra parte, Liu et al. (2013), se enfoca en una solución tridimensional basada en elementos finitos adoptando el método multi malla para calcular el Factor de Seguridad (FS) de taludes, involucrando la naturaleza no lineal de los materiales (suelo y roca) y analizando la influencia de la densidad de la malla en la precisión de los resultados.

Así mismo, como lo precisa Duncan (2013), los elementos finitos se pueden emplear para estudiar la posibilidad de una falla progresiva y el análisis de taludes reforzados involucrando la evolución del talud, obteniendo resultados aproximados a la realidad, lo cual genera mayor confianza en el usuario del método.

2.4. Análisis de Estabilidad - Modelaciones 2D y 3D

En la actualidad y gracias a los avances en el desarrollo de programas especializados para el análisis de estabilidad de taludes se cuenta con diferentes herramientas que permiten la modelación clásica bidimensional (2D) y una alternativa muy atractiva, la modelación tridimensional (3D), la cual puede llevar en muchos casos a optimizar y hacer más rentables los diseños (Lim et al. 2014).

Son diversas las ventajas de la modelación 3D, no solamente representa de forma más real la geometría compleja de una masa de suelo, sino que permite involucrar las variaciones en los espesores de materiales, en sus propiedades y en las presiones de poros (Zhang et al. 2015). Sin embargo, este tipo de modelos no son utilizados a menudo en aplicaciones prácticas, ya que son más elaborados que los análisis bidimensionales en condición plana de deformaciones (Michalowski, 2010).

Por otro lado, las modelaciones 2D, las cuales han sido las más aceptadas y usadas en el desarrollo práctico de la Ingeniería Geotécnica, ignoran a menudo los efectos

tridimensionales que influyen en la estabilidad de un talud e inciden principalmente en el cálculo de la deformación de la masa de suelo deslizada. Cavoundis (1987), Li et al. (2009), Lim et al. (2014) y Zhang et al. (2015), indican que el Factor de Seguridad (FS) que arroja un análisis bidimensional es generalmente de naturaleza conservadora y por lo general es menor que el obtenido de un análisis tridimensional, guardando una diferencia del orden del 15% para análisis de taludes con geometrías simples. Lo que sugiere que los Factores de Seguridad (FS) determinados en los análisis bidimensionales pueden ser conservativos, traduciéndose en diseños más costosos.

Finalmente, de acuerdo con Li et al. (2009), los métodos tridimensionales disponibles para el análisis de taludes, se pueden dividir en dos categorías basadas en:

- El método de equilibrio límite (Limit Equilibrium Method, LEM), que es una extensión del método general 2D.
- El método de los elementos finitos (Finite Element Method, FEM)

En el presente trabajo se adopta el análisis tridimensional mediante el método de los elementos finitos para estudiar el caso histórico de la Urbanización Buenavista Oriental III Etapa.

2.5. Revisión de Casos de Estudio en el Mundo (Estudios previos)

Tabla 4. Casos de estudio en el mundo

Autor	Caso de Estudio	Tipo de Caso	Lugar	Métodos Comparados	Modelo Constitutivo	Geometría del Talud	Consideraciones Relevantes	Resultados	Conclusiones
Hammah et al. (2005)	Talud homogéneo	Teórico	-----	Equilibrio Límite (método de Bishop simplificado) con Elementos finitos (método de reducción de la resistencia al corte)	Mohr - Coulomb	Inclinación 39° y 24 m de altura	Se consideraron variaciones en los valores del módulo de Young (E), de la relación de Poisson (μ) y del ángulo de dilatación (ψ).	Se tomó como referencia un FS=1.21 obtenido por el método de Bishop.	Un modelo plástico perfectamente elástico es el que mejor replica el análisis de estabilidad de taludes por el método de equilibrio límite.
		Teórico						Los FS obtenidos con el método FEM varían entre 1.18 y 1.27 (variación del orden del 5% con el valor de referencia).	A pesar de que los parámetros de μ y E afectan la magnitud de las deformaciones, tienen un impacto mínimo en los resultados del FS.
	Talud estratificado	Teórico						Los FS obtenidos con el método FEM varían entre 1.15 y 1.34 (variación del orden del 5% al 11% con el valor de referencia)	Para el mismo μ y diferente E no hay cambios en el FS.
		Teórico							El ángulo de dilatación (ψ) no tiene un impacto significativo en los problemas de taludes, debido al bajo confinamiento del entorno.
Aryal (2006)	Talud ubicado en la hidroeléctrica Marsyangdi Middle	Real	Nepal	Equilibrio Límite (método de Bishop simplificado, Janbu simplificado y Morgenstern-Price) con Elementos Finitos.	Mohr - Coulomb	Inclinación 28° a 35° y de 65 m de altura, con terrazas de 7 m de alto y bermas de 3 m de ancho.	Se consideraron tres escenarios diferentes: talud seco, talud saturado y un análisis de las aguas de infiltración.	Para el talud seco el FS obtenido con el método de Equilibrio límite es de 1.54 y con FEM es de 1.47. Para el talud saturado el FS obtenido con el método de Equilibrio límite es de 1.42 y con FEM es de 1.35. Para el análisis incluyendo aguas de infiltración el FS obtenido con el método de Equilibrio límite es de 1.09 y con FEM es de 1.00.	El método de Janbu simplificado puede subestimar el FS entre un 5% y un 7% comparado con el método de los Elementos Finitos. Los métodos Janbu simplificado, y Morgenstern Price arrojan los mismos FS para una superficie de falla plana sin ninguna carga externa. Todos los métodos de Equilibrio Límite (excepto Fellenius y Janbu simplificado), estiman FS mayores que los obtenidos por un análisis de Elementos Finitos.
Alkasawneh et al. (2008)	Talud homogéneo	Teórico	-----	Equilibrio Límite (método de Bishop simplificado) con Elementos finitos (método de reducción de la resistencia)	Mohr - Coulomb	Inclinación 27° y 10 m de altura	Ángulo de dilatación $\Psi = 0$, talud seco.	Método de Equilibrio Límite, FS = 1.70-1.71. Método de FEM 2D, FS=1.70. Método de FEM 3D, FS=1.80.	Aumento de la confiabilidad en el uso de los métodos de equilibrio límite en los análisis de estabilidad debido al uso de la técnica de Monte-Carlo como optimización.

Autor	Caso de Estudio	Tipo de Caso	Lugar	Métodos Comparados	Modelo Constitutivo	Geometría del Talud	Consideraciones Relevantes	Resultados	Conclusiones
Alkasawneh et al. (2008)	Dique de Karameh	Real	Jordania	Equilibrio Límite (método de Bishop simplificado) con Elementos finitos (método de reducción de la resistencia)	Mohr - Coulomb	Inclinación 18°, ancho de la corona 10 m y 20 m de altura	Suelo estratificado	Método de Equilibrio Límite, FS = 1.18-1.22. Método de FEM 2D, FS=1.14. Método de FEM 3D, FS=1.22.	La técnica de búsqueda de Monte-Carlo puede ser usada en geometrías complejas, suelos estratificados y cuando se requiera mayor precisión en los resultados.
	Talud homogéneo	Teórico	-----	Equilibrio Límite (método de Bishop, Janbu y Fellenius) con Elementos Finitos (método de reducción de la resistencia)		Inclinación 27° y 50 m de altura	Se incluye el nivel freático.	Método de Equilibrio Límite, FS = 1.02-1.29. Método de FEM 2D, FS=1.27. Método de FEM 3D, FS=1.33.	
Aryal (2008)	Talud estratificado	Teórico	-----	Equilibrio Límite (método de Morgenstern-Price) con Elementos Finitos	-----	Inclinación 27° y 10 m de altura	Talud seco, sobrecarga en la corona de 50 kPa	Método de los Elementos Finitos FS=0.93. Método de Equilibrio Límite, FS = 1.02.	El FS obtenido por equilibrio límite es mayor que el obtenido por el método de los elementos finitos, mostrando variaciones en los FS entre el 5% y el 15%.
Wei et al. (2010)	Dique de Nueva Orleans con un muro en la corona	Real	Estados Unidos	Equilibrio Límite (método de Spencer) con Elementos Finitos (métodos de reducción de la resistencia al corte, SSR y Elementos Finitos basado en esfuerzos, FES)	Mohr - Coulomb	Altura del muro 2.7 m	Se asume que todos los estratos son linealmente elásticos con el fin de establecer el estado de esfuerzos inicial.	Método de Equilibrio Límite, FS = 1.21-1.37. Método de FES, FS=1.14 – 1.15. Método de SSR, FS=1.55 – 2.00.	El método SSR no es recomendable para evaluar superficies de falla relativamente profundas.
							Se evaluó el efecto del K_0 en el Factor de Seguridad.		El FS obtenido por el método FES es más sensible que el FS obtenido por el método SSR para diferentes valores de K_0 .
									El método SSR tiende a producir FS más altos que los obtenidos por los métodos de Spencer y FES.
Rabie (2013)	Talud homogéneo	Teórico	-----	Equilibrio Límite (método de Bishop simplificado, Janbu simplificado y Fellenius) con Elementos Finitos (método de reducción de la resistencia cortante)	Mohr - Coulomb	Inclinación 22° y 6 m de altura	Se evalúa el talud en condición saturada y no saturada y con dos modos de falla, superficial y profunda.	Método de Elementos Finitos, talud no saturado FS = 2.54, talud saturado FS = 1.95. Método de Equilibrio Límite, talud no saturado FS = 1.06-1.09, talud saturado FS = 0.72.	Los métodos de equilibrio límite son más conservadores en comparación el método de los elementos finitos. Los FS obtenidos en la modelación con el método de los elementos finitos son significativamente mayores en comparación con los obtenidos por equilibrio límite.

Autor	Caso de Estudio	Tipo de Caso	Lugar	Métodos Comparados	Modelo Constitutivo	Geometría del Talud	Consideraciones Relevantes	Resultados	Conclusiones
Liu et al. (2013)	Talud de la estación hidroeléctrica Jinping	Real	China	Equilibrio Límite con Elementos Finitos 3D (método multi-malla)	-----	600 m de altura	Talud en roca. Se tiene en cuenta el criterio de fluencia de Drucker - Prager y el comportamiento no lineal de la roca.	Método de los Elementos Finitos FS=1.43-1.35. Método de Equilibrio Límite, FS = 0.91-0.97.	Los FS obtenidos por el método de los elementos finitos son mayores que los obtenidos por equilibrio límite, debido a que este último método no considera la influencia de la no linealidad del comportamiento esfuerzo - deformación de la roca en el proceso de cálculo. Se observa que el refinamiento de la malla en la modelación por el método de los elementos finitos influye significativamente en la precisión del cálculo numérico.
Lim et al. (2014)	Talud conformado en material granular sobre un estrato cohesivo	Teórico	-----	Elementos finitos 2D y 3D (método de análisis límite) con Equilibrio Límite.	-----	Inclinación 30°	Se consideraron dos estratos de suelo, el primero corresponde a un material de relleno friccionante ($\phi=45$) y el segundo a un material cohesivo.	Las soluciones numéricas obtenidas con el método de análisis límite y el método de Equilibrio Límite coinciden para condiciones de deformación plana. Sin embargo, la solución obtenida por el LEM es superior cuando la relación d/H (siendo d el espesor total de los estratos considerados en el análisis y H la altura del talud analizado) es menor que 3.	Usando el método de análisis límite, no se requiere la determinación de una superficie de falla para el cálculo de un FS a diferencia del método de equilibrio límite, donde la superficie de falla tiene que ser asumida. Los efectos tridimensionales tienen una influencia significativa en los análisis de estabilidad (hasta en un 60%).
Zhang et al. (2015)	Talud homogéneo	Teórico	-----	Método de Equilibrio Límite 2D y 3D	Mohr - Coulomb	Inclinación 30° y 20 m de altura	Se evalúa el análisis de estabilidad teniendo en cuenta tres niveles diferentes de la tabla de agua, uno superficial, uno profundo y uno intermedio.	El rango de variación del FS sin involucrar la zona no saturada esta entre el 4% y el 9%, pero si se tiene en cuenta el rango esta entre el 9% y el 16%.	Para taludes con pendientes bajas y pronunciadas, la diferencia del FS entre un análisis 2D y 3D incrementa con el c' y solo para pendientes bajas disminuye con el ϕ' .
	Talud homogéneo					Inclinación 50° y 30 m de altura		El rango de variación del FS involucrando la zona no saturada esta entre el 12% y el 18%.	El efecto del nivel de la tabla de agua es más significativo en taludes con pendientes pronunciadas.
	La falla del talud de residuos de Kettleman Hills	Real	Estados Unidos			Relleno localizado en un área de 14.5 ha. Inclinación del talud entre 23° y 24°	El modelo Mohr - Coulomb fue utilizado para involucrar el incremento de la resistencia al corte en la interface no saturada debida a la succión.	Considerando la zona no saturada el FS 3D=1.55-1.62. FS 2D=1.39-1.45.	

Fuente: propia

2.6. Programas Utilizados para los Análisis

Para el desarrollo del presente trabajo, se utilizan algunos programas de computador basados en la teoría de Equilibrio Límite y de los Elementos Finitos. Estos programas representan una herramienta poderosa, la cual se debe utilizar con una comprensión minuciosa de los principios de la mecánica de suelos, un juicio cuidadoso y un alto nivel de control de calidad para garantizar que los resultados sean correctos (Duncan, 2013), toda vez que la validez de los resultados de un análisis es responsabilidad neta del usuario, no del programa.

A continuación se explica en forma breve las características de los programas de computador que se emplean en el presente documento.

SLIDE

El programa de computador SLIDE fue desarrollado por Rocscience Inc en Toronto, Canadá y es comúnmente utilizado para el análisis de estabilidad de taludes en suelo y roca. Este programa se basa en la teoría de equilibrio límite, permite evaluar superficies de falla circular y no circular. (Aryal, 2006) y aquellas que contengan ambos componentes. Adicionalmente, se puede usar para diseñar o analizar taludes naturales o intervenidos por el hombre como cortes, terraplenes y rellenos incluyendo diques de tierra y estructuras de contención como muros anclados y Pernados (Rocscience Inc., 2010).

La modelación mediante este programa permite incluir de manera práctica el nivel freático, la estratigrafía de la zona, cargas puntuales o distribuidas, elementos como pilotes, Pernos, anclajes, geomallas y geotextiles, entre otros. Así mismo facilita el análisis bajo una condición pseudo estática y brinda la posibilidad de llevar a cabo análisis probabilísticos. En la **Figura 12** se ilustra un modelo creado con este programa en el que se puede apreciar los diferentes estratos, pilotes, cargas y el nivel freático.

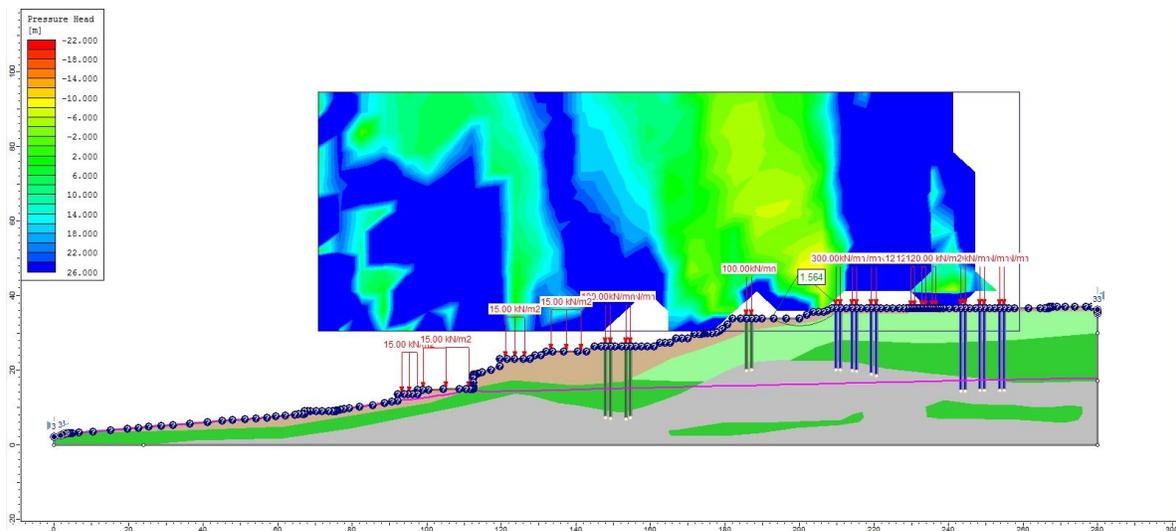


Figura 12. Ejemplo de un modelo utilizando el programa Slide. Fuente: propia.

Adicionalmente, de acuerdo con la guía de manejo del programa, para la interpretación gráfica, Slide, maneja un código de colores, que ayuda a los Ingenieros a visualizar el Factor de Seguridad (FS) mínimo y también a identificar todas las superficies con su respectivo FS crítico. (Rocscience Inc., 2010).

PHASE 2 (RS2 = Rock and soil 2- dimensional analysis program)

Es un programa de computador de elementos finitos que permite el análisis de estabilidad de taludes empleando el método de reducción de la resistencia al corte (Shear Strength Reduction, SSR) para la determinación del Factor de Seguridad (Rocscience Inc., 2010). Este programa ofrece diferentes criterios de falla, como Mohr-Coulomb, Hoek – Brown y Cam Clay, los cuales se pueden incorporar durante la creación del modelo de análisis.

El método de los elementos finitos (Finite Element Method, FEM) se puede usar para la determinación de esfuerzos, el estudio de la infiltración y el análisis de estabilidad de taludes; donde el comportamiento no lineal de los materiales y las condiciones de carga se pueden tomar en cuenta (Berilgen, 2007). Por lo cual el programa se puede usar para un rango amplio de proyectos en Ingeniería como el diseño de excavaciones y el análisis de infiltración, en cálculos probabilísticos y dinámicos (Rocscience Inc., 2010), permitiendo la modelación por etapas, lo que imita los procesos reales.

Particularmente, los análisis que se presentan en este documento emplean el criterio de falla de Mohr – Coulomb.

En la **Figura 13** se ilustra un modelo efectuado con el programa Phase2, en el que se involucran elementos como pilotes, diferentes estratos y cargas:

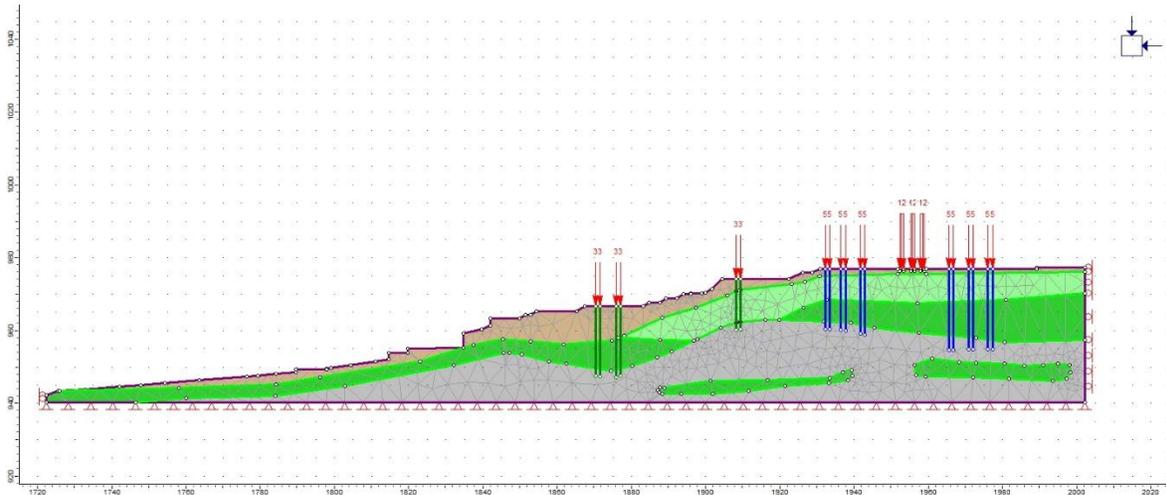


Figura 13. Ejemplo de un modelo utilizando el programa Phase2. Fuente: propia.

RS3 (Rock and soil 3-dimensional analysis program)

El programa RS3 permite la construcción de modelos tridimensionales con geometrías complejas a partir de un perfil bidimensional constituido por tajadas a las que se les asigna un material (suelo y roca) previamente definido. Para la creación de los materiales, el programa ofrece modelos de resistencia al corte basados en los criterios de Mohr – Coulomb, Hoek-Brown Generalizado, Cam Clay y Drucker Prager. Este programa se puede usar para el análisis de estabilidad de taludes en roca y suelo empleando el método de reducción de la resistencia al corte (Shear Strength Reduction, SSR), (Rocscience Inc., 2010).

La malla que utiliza el programa, generada de forma automática, consta de elementos tetraédricos de 4 a 10 nodos. Así mismo, se puede involucrar en la modelación diferentes etapas que imitan la secuencia de construcción y permiten llevar a cabo un análisis más riguroso con resultados más confiables. En la **Figura 14** se ilustra un modelo de una planta de cimentación con pilotes, involucrando una placa de contrapiso (en color púrpura) y los dados de amarre (en color azul), así como la malla creada automáticamente por el programa.

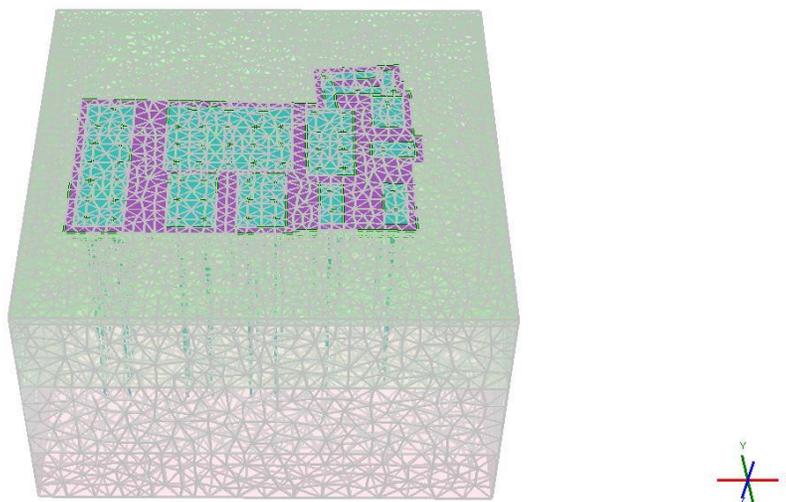


Figura 14. Ejemplo de un modelo utilizando el programa RS3. Fuente: propia.

El programa también permite la incorporación de un elemento de “interfase” dentro del modelo para simular con precisión la interacción real entre un elemento estructural y el suelo adyacente. Algunas investigaciones por ejemplo, se han enfocado en el estudio de los efectos que tienen las propiedades de la “interfase” en el comportamiento de diversos elementos estructurales como, muros de contención convencionales (Day & Potts 1998) o con contrafuertes como en el caso de estudio del colapso de un muro de contención ocurrido en Malveira, Portugal (Xie, Da Gama, Yu, & Chen 2013), así como de pernos en roca (Li & He 2008). Estos autores han llegado a concluir que al involucrar elementos de “interfase” modelados con el criterio de falla de Mohr Coulomb, se obtienen resultados satisfactorios para el tipo de análisis que busca determinar el comportamiento del suelo adyacente a un elemento estructural.

Para la definición y creación de la “interfase” en el programa RS3, se deben especificar parámetros como: el ángulo de fricción (ϕ), la cohesión (c), el ángulo de dilatación (ψ), la resistencia a la tensión y los valores de rigidez normal (K_n) y de corte (K_s).

Para el caso de estudio, objeto de análisis del presente trabajo, resulta aplicable involucrar en las modelaciones un elemento de “interfase” que simule el contacto entre las estructuras (casas de 2 a 3 pisos) que representan la Urbanización Buenavista y el suelo de apoyo

(relleno heterogéneo), y permita el deslizamiento y la penetración entre los elementos de contacto (Xie et al. 2013). Los datos de entrada de los elementos de “interfase”, se revisarán en el capítulo 4 del presente documento.

Capítulo 3

Características del Caso de Estudio

3.1. Visita Técnica al Lugar de Estudio

Se realizó una visita de campo a la zona de estudio (antigua urbanización Buenavista Oriental Etapa III) en abril de 2016, con el propósito de evaluar el estado del predio y recolectar datos georreferenciados e información de los habitantes del lugar relacionada con el deslizamiento que se produjo en el año 2009. Dicha visita fue efectuada por la autora del presente trabajo junto con los ingenieros Edgard Barbosa Cruz y Manuel García López Directores del trabajo de grado.

Durante la visita se realizó un recorrido a lo largo del sector que actualmente se encuentra desprovisto de edificaciones y señalado por el IDIGER como “Zona de alto riesgo no mitigable” (ver **Figura 15**), como resultado del Estudio de Riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa y Evaluación de Alternativas de Mitigación, efectuado por la firma GIA CONSULTORES LTDA en el año 2009. Dicho estudio recomendó la reubicación de las familias y la demolición total de la Urbanización.



Figura 15. Valla del IDIGER localizada en la zona de estudio (Abril 2016). Fuente propia.

La zona en donde estaban localizadas las viviendas fue rellenada con material de demolición como se ilustra en la **Figura 16**, dispuesto aparentemente con cierto rigor técnico, reflejado en el estado de compactación del material. Este relleno (de espesor

variable) se extendió en la zona de la pata del talud inestabilizado y cubrió cerca de las dos terceras partes del cuerpo del deslizamiento.



Figura 16. Vista desde el escarpe del deslizamiento (Abril 2016). Fuente propia.

El talud adyacente a la antigua urbanización Buenavista III etapa, en la actualidad se encuentra parcialmente reconfigurado (ver **Figura 17**), cubierto por vegetación, que esconde parte de la cabeza del deslizamiento y del escarpe principal, que alcanzó los 8.0 m de altura (GIA Consultores Ltda 2009), como se ilustra en la **Figura 18**.



Figura 17. Panorámica actual del talud (Abril 2016). Fuente propia.



Figura 18. Comparación del estado del escarpe principal del deslizamiento en el año 2009 (izquierda) y en el año 2016 (derecha). Fuente propia.

Es importante resaltar que los arbustos que cubren actualmente la cara del talud que falló, presentan cierta inclinación, sugiriendo que la masa de suelo puede continuar en movimiento.

Por otra parte en la visita se identificó los vestigios de tres flujos de tierra, los cuales habían sido identificados en el año 2009 por la interventoría, liderada por el Ing. Manuel García, que se adelantaba al estudio de remoción en masa. Los tres flujos de tierra se muestran en la **Figura 19** y la **Figura 20**.



Figura 19. Vista lateral de los flujos de tierra identificados en la visita efectuada a la zona de estudio (Abril 2016). Fuente propia.



Figura 20. Vista frontal de los flujos de tierra identificados en la visita efectuada a la zona de estudio (Abril 2016). Fuente propia

También se detectaron en la parte frontal de la masa deslizada, una serie de grietas verticales, producto del alivio de esfuerzos, generado como consecuencia de la pérdida de confinamiento.

Finalmente, de la información proporcionada por los habitantes de la zona, entre ellos el Señor Lázaro Murillo, oriundo de Neira (Caldas) vigilante de la Urbanización Buenavista Oriental II Etapa y el Señor Luis Ernesto Méndez residente de la zona hace más de 50 años, se puede concluir que el material que fue acumulado en la parte alta del talud (contiguo a las viviendas afectadas), definido en los registros de perforación (ver el **Anexo 1**) como un relleno antrópico, correspondía a escombros de construcción (provenientes de la Urbanización Buenavista segunda etapa), dispuestos de manera desordenada y sin ningún control técnico. La segunda etapa de la Urbanización Buenavista está localizada en dirección al sur de la Tercera Etapa. Las dos etapas están separadas por una calle.

3.2. Exploración del Subsuelo

En el “Estudio de Riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa” efectuado por GIA CONSULTORES en el año 2009, se ejecutaron un total de 12 sondeos con profundidades entre 3.5 y 14.5 m, 5 trincheras y 9 apiques los cuales alcanzaron 1.8 m de profundidad. La localización de los trabajos de campo extraída del estudio mencionado anteriormente se incluye en la **Figura 21** y en el **Anexo 2**.

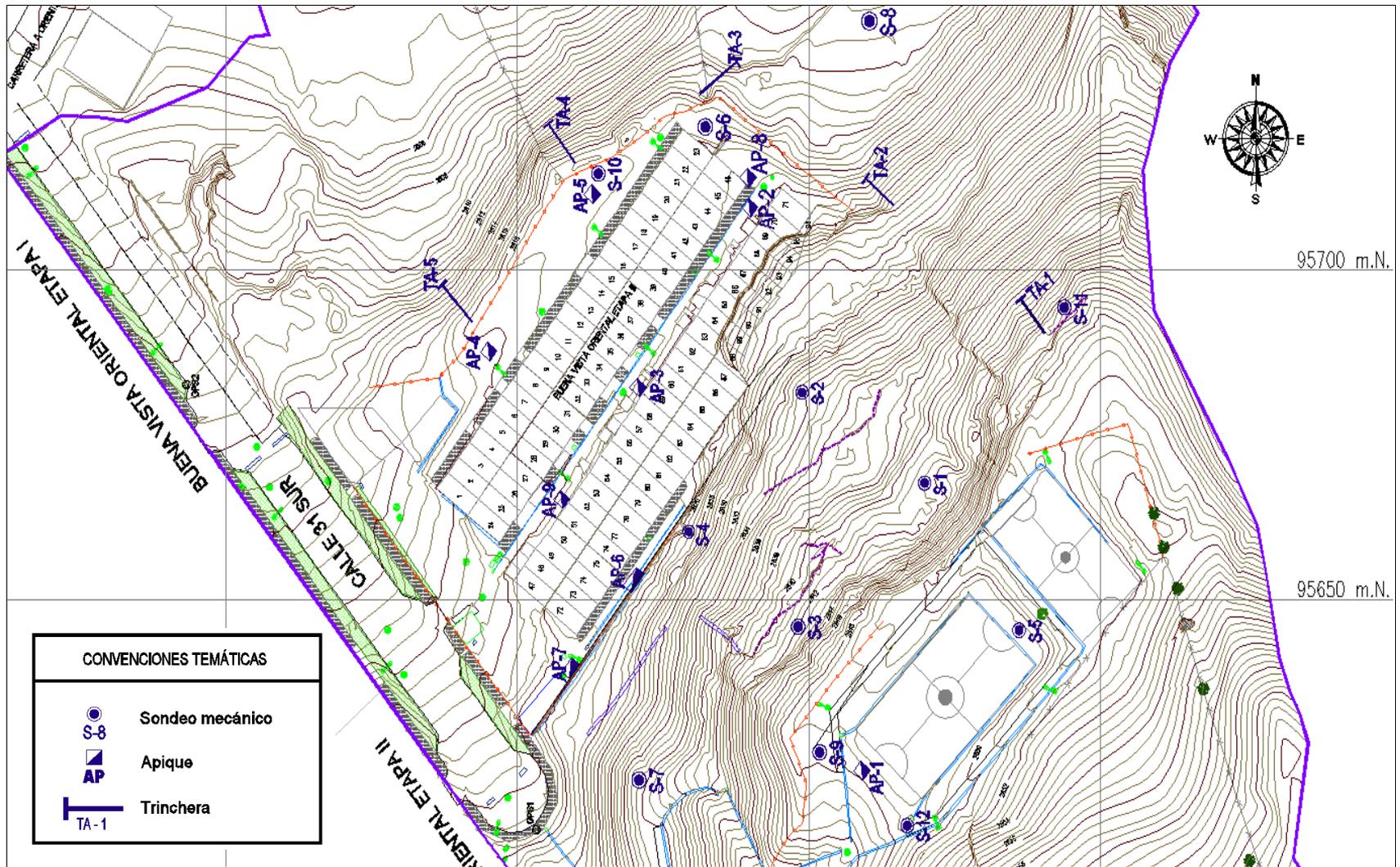


Figura 21. Localización de la exploración del subsuelo. Fuente: GIA CONSULTORES LTDA, (2009).

3.3. Topografía y Secciones de Análisis

El levantamiento topográfico efectuado para el “Estudio de Riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa” en el año 2009, trazó curvas de nivel cada 0.50 m, con elevaciones que varían desde los 2804,7 m.s.n.m hasta los 2873,3 m.s.n.m, en un área aproximada de 4 Ha (GIA Consultores Ltda, 2009).

La zona de estudio tiene una topografía ondulada, que desciende de suroriente a noroccidente (ver la **Figura 22** y el **Anexo 3**). Para la época del levantamiento (año 2009), el talud tenía una pendiente variable entre los 15° y 33°, las viviendas se habían construido sobre terrazas y el talud adyacente a la urbanización tenía una inclinación que alcanzaba los 38° (ver la **Figura 25**). El escarpe principal del deslizamiento alcanzó una altura de 8.20m (ver la **Figura 23** y la **Figura 24**) y la masa deslizada que se desplazó hasta las viviendas, tenía un espesor entre 7.0 y 8.7 m.

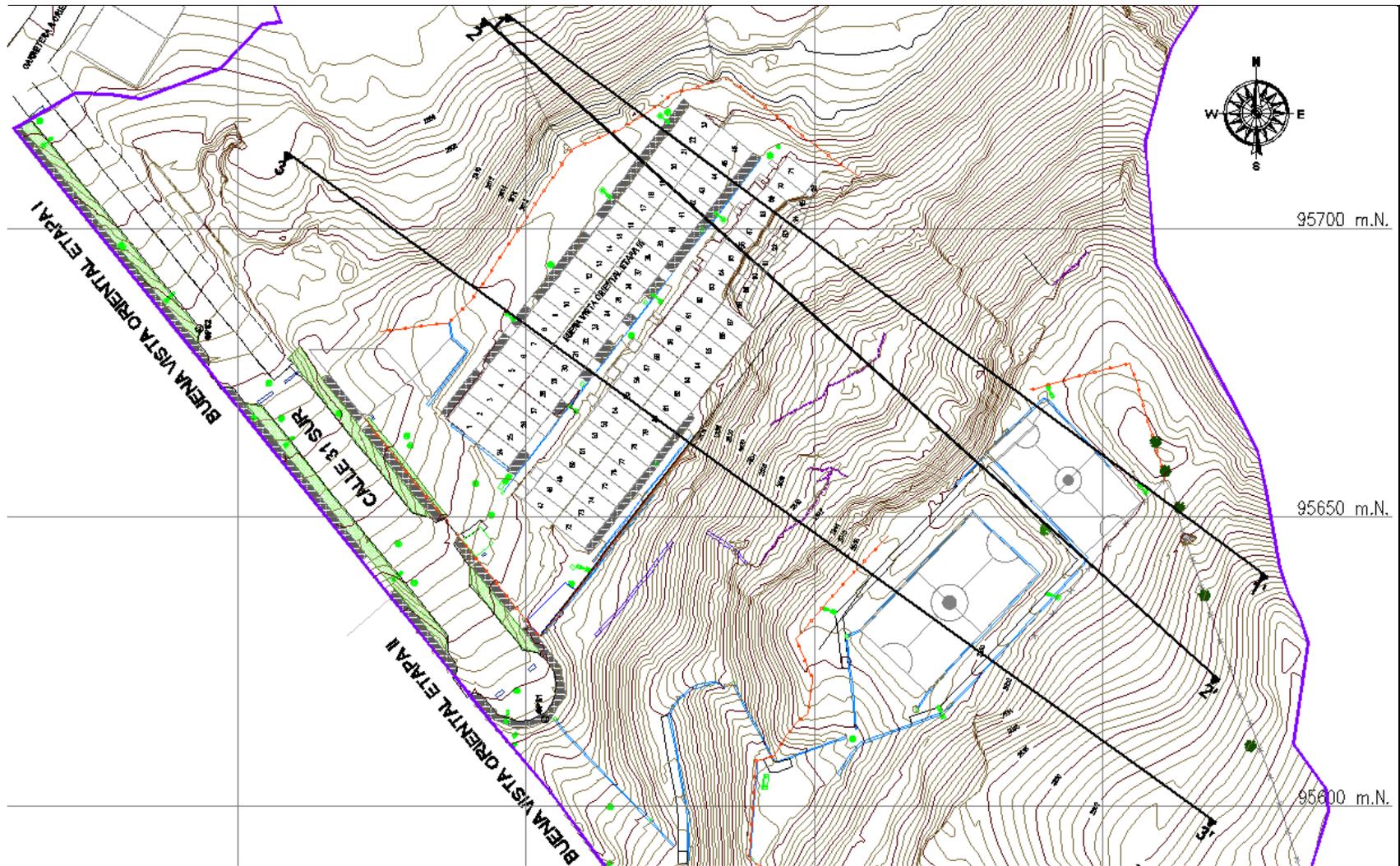


Figura 22. Topografía después del deslizamiento y localización de las secciones de análisis. Fuente: GIA Consultores Ltda, (2009).

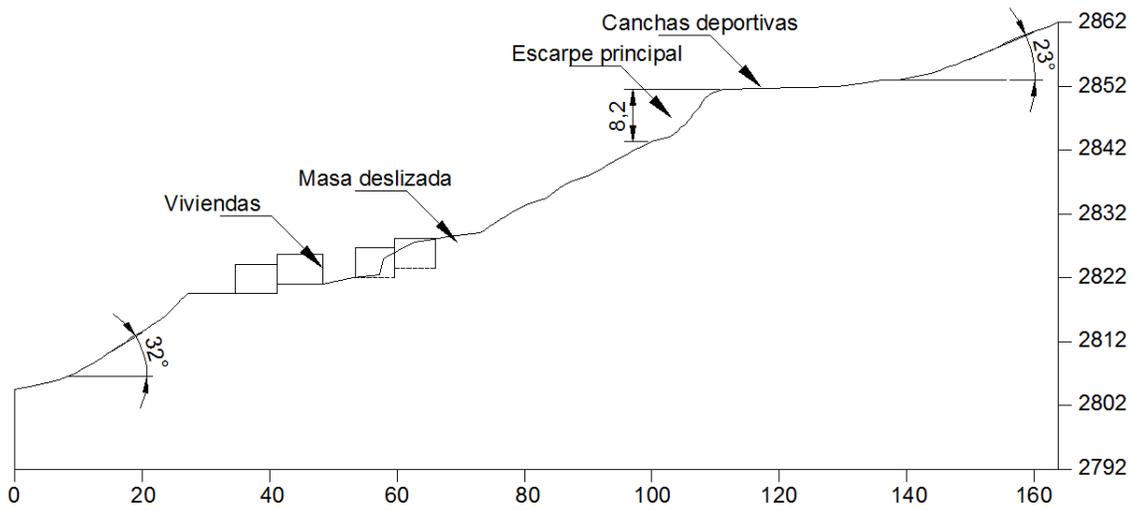


Figura 23. Sección topográfica 1-1' de la masa deslizada. Fuente: propia.

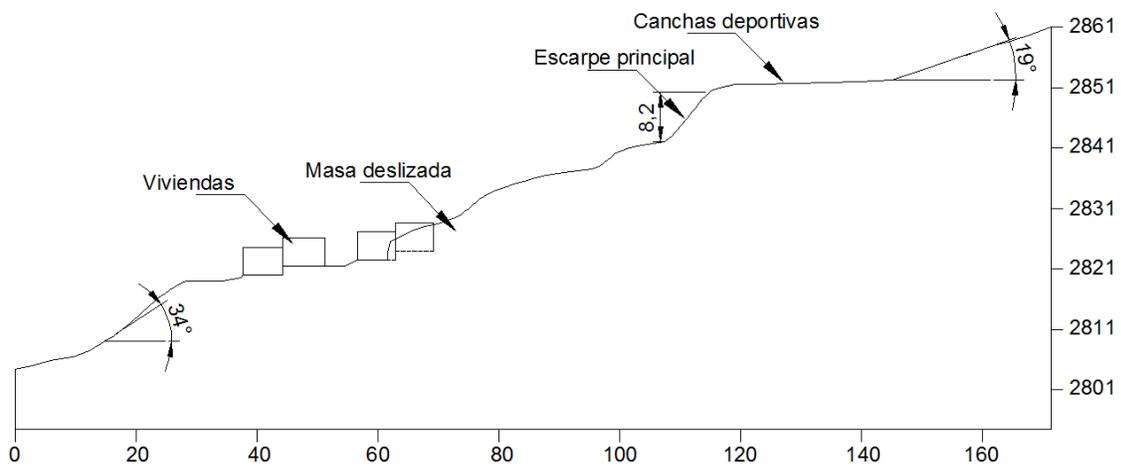


Figura 24. Sección topográfica 2-2' de la masa deslizada. Fuente: GIA Consultores Ltda, (2009).

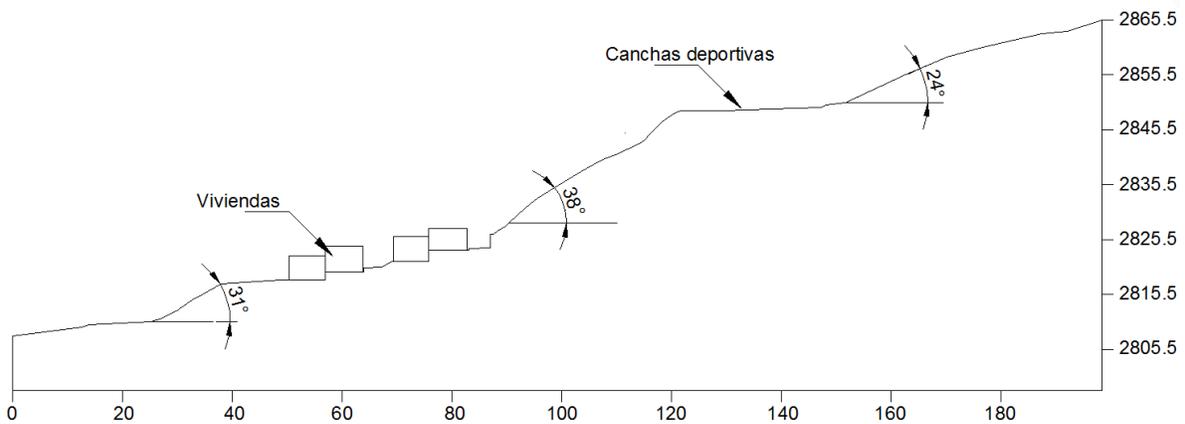


Figura 25. Sección topográfica 3-3'. Fuente: GIA Consultores Ltda, (2009).

3.4. Geología Local y Geomorfología

De acuerdo con el estudio efectuado por la firma GIA Consultores Ltda, (2009), las unidades geológicas existentes exclusivamente en la zona de estudio se presentan en la **Tabla 5** en orden cronológico de la más reciente a la más antigua:

Tabla 5. Unidades Geológicas

Período	Época	Formación/ Unidad	Símbolo	Descripción
CUATERNARIO	HOLOCENO	Depósitos de Deslizamiento	Qd1 - Qd2	Rellenos antrópicos trasladados mal seleccionados y de matriz arcillosa, que albergan bloques, cantos, guijos y gravas de arenisca, arcillolita, ladrillo, basuras y raíces; la fracción gruesa oscila entre el 10% y el 20% en volumen de la masa de suelo. Su consistencia es media a blanda, su humedad es baja a media y su color es gris con trazas violáceas y rojizas. Integra dos cuerpos el Qd1 y el Qd2, solo diferenciados por la consistencia y la humedad; el Qd2 más resistente y seco que el Qd1. Su espesor alcanza los siete metros.
				Relleno Antrópicos
		Qra2	Involucra escombros y residuos sólidos (entre 1.20 y 10 cm) aglutinados y compactados para la configuración de plataformas de parqueo y bloques y guijos de areniscas cuarzosas y lodolitas, entremezclados con suelos arcillo-arenosos o areno-arcillosos, de consistencia o compacidad medias. Su espesor es inferior a los dos metros.	
		Qra3	Bajo esta designación se conjugan las acumulaciones de material seleccionado, compactado al 90% del Proctor Modificado, pero cubiertas por una capa de asfalto por concreto en su parte superior y cuyo espesor no alcanza los 0.50m. La matriz es arenosa y las partículas más gruesas son de tamaño grava media a gruesa, su humedad es baja a media. Sus evidencias son notorias a lo largo de la calle 31 Sur.	
		Qra4	Son acumulaciones de material en la parte media y baja de los escarpes occidentales de explotación. Responden a fragmentos angulares de arcillolitas entremezclados con algunos líticos de areniscas, depositados mecánicamente.	
		Depósitos Fluviotorrenciales	Qft	Depósitos de origen fluvio - torrencial, bien soldado que engloban fragmentos de diferente tamaño (cantos, guijos y bloques) de areniscas y limolitas subredondeadas a redondeadas en matriz areno - arcillosa o areno-limosa de compacidad alta y humedad baja.

Período	Época	Formación/ Unidad	Símbolo	Descripción
CUATERNARIO	HOLOCENO	Suelo residual Formación Bogotá	QTpb-L-sr	Son de composición arcillo-limosa o arcillosa de consistencia media y humedad media. Exponen tonalidades violáceas y rojizas. Su espesor es inferior al metro y los llenos antrópicos en superficie y por consiguiente su cartografía.
			QTpb-A-sr	Son suelos areno - limosos, de color amarillo claro a marrón. Su compactidad y su humedad son medias. Su espesor es incierto y al igual que los suelos residuales arcillosos carecen de exposición en superficie por lo tanto no cartografiables.
TERCIARIO	PALEOCENO	Formación Bogotá	Tpb-L	Son arcillolitas y lodolitas abigarradas de coloración violeta, con trazas habanas y ocre. Los cambios de coloración parecen no estar relacionados con los grados de alteración. Su resistencia es blanda; y se exponen en capas gruesas, de espesor de los 2.0 m hasta los 10.0 m. Se presenta en tres niveles, diferenciados cartográficamente y rotulados como: Tpb-L1, Tpb-L2, Tpb-L3 y Tpb-L4.
			Tpb-A	Secuencia de arcillolitas cuarzosas, grano crecientes, masivos y de cemento arcillosa. Sus colores son blanco, blanco-amarillento y amarillo; son friables; el tamaño del grano varía de fino a medio y son bien seleccionadas (i.e. el grano es uniforme) .La resistencia divaga de blanda a media; y yacen intercaladas con los paquetes de arcillolitas. Las capas no siempre son continuas (posiblemente resultado de la explotación) y sus espesores van desde los dos metros (Tpb-A1 y Tpb-A3) hasta los cuatro (4) metros: Tpb-A2.

Fuente: Modificado de GIA Consultores Ltda, (2009)

La Urbanización Buenavista se localiza en una antigua zona de explotación de arcilla, en donde hasta hace algunos años se adelantaban labores de minería a cielo abierto para la extracción de materiales de construcción (arenas, gravas, recebo, arcillas para la fabricación de ladrillos, entre otras) las cuales modelaron la topografía. Por otra parte, los procesos de expansión urbana que involucraron la conformación de rellenos con residuos provenientes de las urbanizaciones aledañas y con desechos sólidos de las comunidades cercanas fueron también factor determinante en los cambios topográficos de la ladera.

En el año 2009 se identificaron dos unidades de ladera: la no intervenida con pendiente entre 15° y 33°, donde la actividad extractiva estaba ausente y no se mostraban signos de inestabilidad (antiguos o recientes), y la de alta intervención por actividades extractivas con una pendiente que alcanza los 45° en algunos sectores, sometida a procesos morfodinámicos significativos (meteorización, erosión en surcos y cárcavas y procesos de remoción en masa), que involucraban principalmente los materiales de relleno; y procesos erosivos incipientes, acentuados por la acción combinada de la escorrentía superficial y la poca protección proporcionada por la cobertura vegetal presente (pastos y maleza).

3.5. Estratigrafía

A partir de los registros de exploración del subsuelo, se tiene que el perfil estratigráfico está constituido principalmente por rellenos antrópicos de gran espesor, sobreyaciendo arcillolita con intercalaciones de arenisca pertenecientes a la Formación Bogotá. La estratigrafía promedio según las cotas medidas a partir del nivel del terreno en el año 2009, se describe a continuación:

- a) 0.00 – 6.70/8.60 m. Relleno antrópico (Qd1, Qd2) gris/café conformado por cantos y gravas gruesas de arenisca cuarzosa y restos de ladrillo, embebidos en una matriz arcillo arenosa, de humedad y plasticidad media, de consistencia media a firme. El número de golpes por pie (N) del ensayo de penetración estándar (SPT) presentó valores entre 5 y 32. Es importante resaltar que este estrato corresponde al depósito generado por el deslizamiento.
- b) 0.00 – 3.00/6.50 m. Relleno antrópico heterogéneo (Qra1, Qra2, Qra3, Qra4) compuesto por escombros de construcción y residuos sólidos (plásticos, vidrios, zapatos, etc).en matriz arcillo limosa algo arenosa, de plasticidad media, humedad baja y de consistencia blanda a media. La resistencia al corte medida con penetrómetro manual, alcanzó valores entre 1.75 y 2.80 kg/cm². El número de golpes por pie (N) del ensayo de penetración estándar (SPT) medido fue entre 3 y 48. Este estrato fue compactado y dispuesto como suelo de fundación para las viviendas, la plataforma de parqueo y las canchas deportivas. Su comportamiento mecánico está gobernado por la matriz arcillo limosa.
- c) 3.00/8.60 – 14.50 m. Arcillolita con intercalaciones de arenisca cuarzosa, perteneciente a la Formación Bogotá (Tpb-L, Tpb-A). La

resistencia al corte medida con penetrómetro manual es mayor de 4.50 kg/cm^2 . El número de golpes por pie (N) del ensayo de penetración estándar (SPT) medido fue entre 60 y 90.

De acuerdo con los ensayos de penetración estándar y resistencia a la compresión simple no drenada al corte efectuados in-situ se graficaron los valores del número de golpes por pie (N) y la resistencia a la compresión simple (q_u) en función de la profundidad, mostrando la dispersión esperada para los rellenos antrópicos en los primeros 6.0 m de profundidad, como se ilustra en la **Figura 26**.

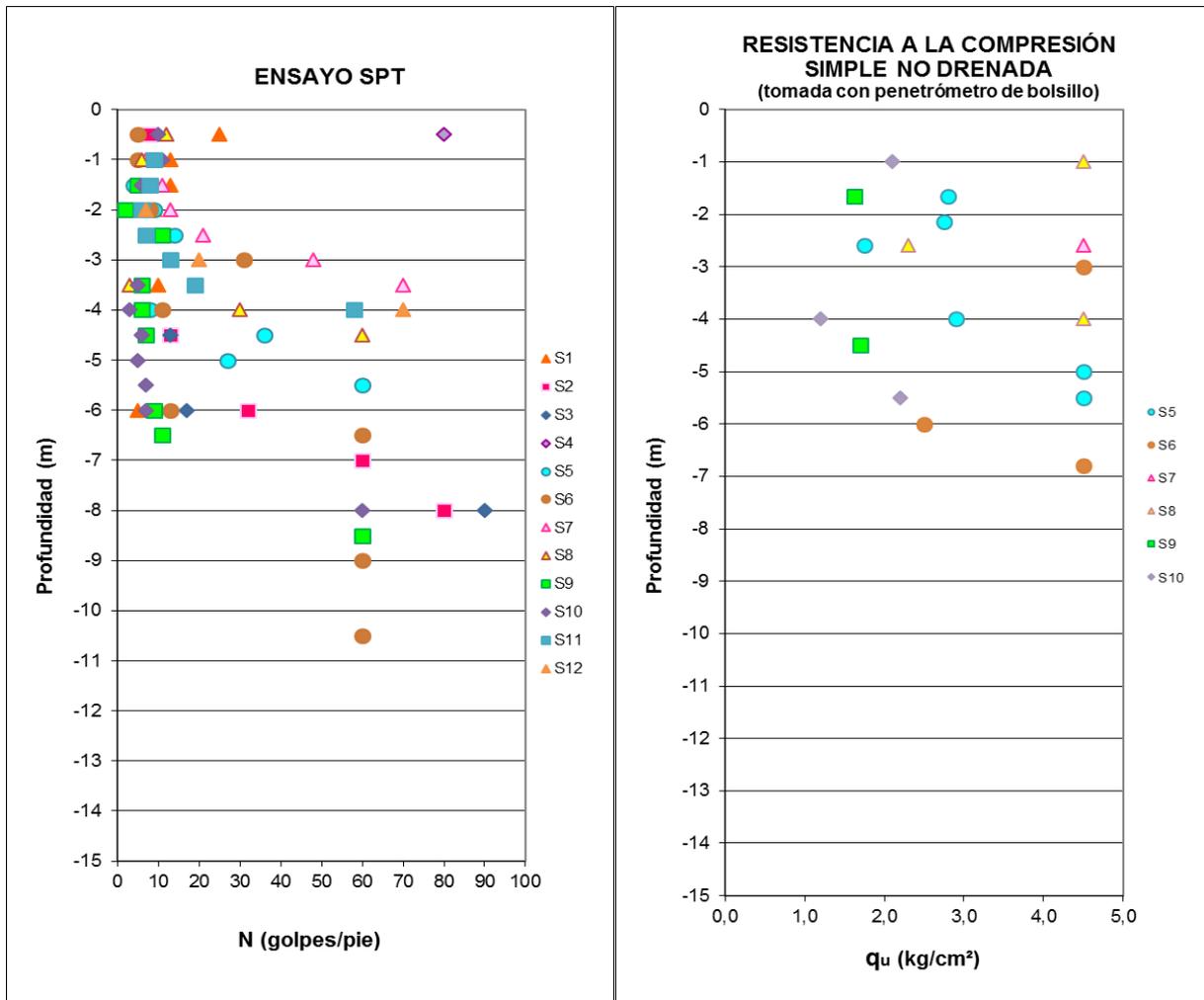
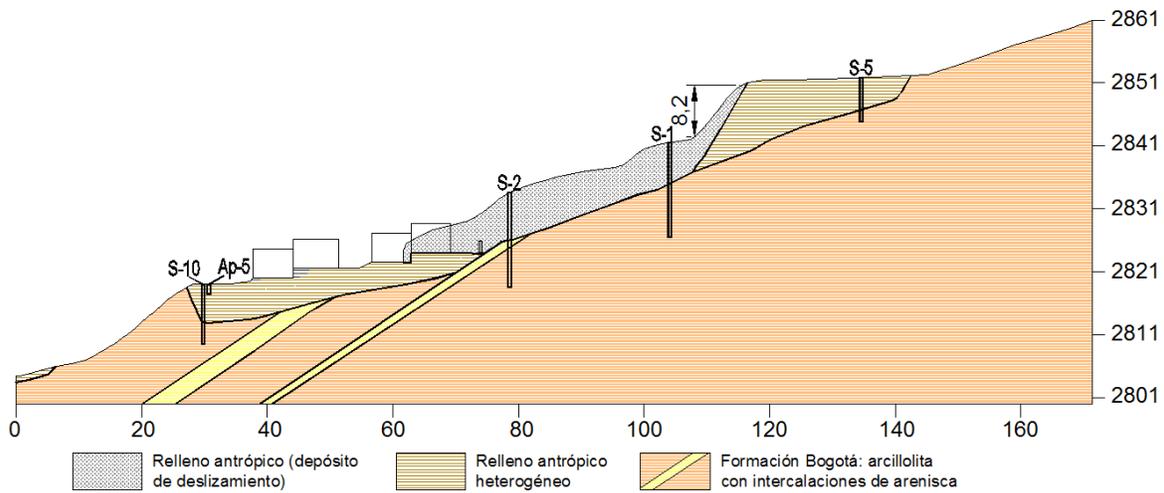
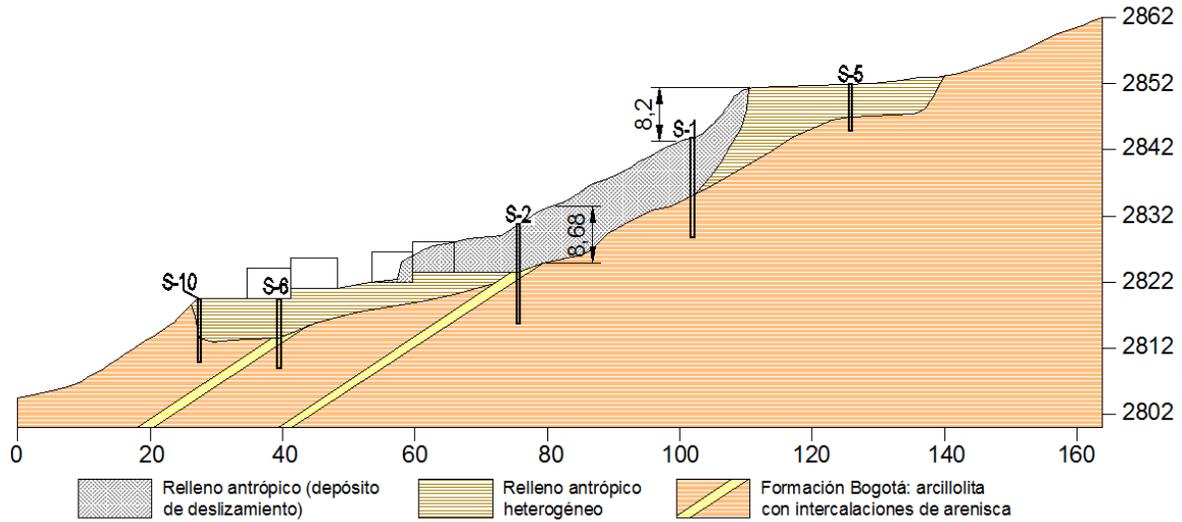


Figura 26. Valores de N del SPT y de q_u (tomados con penetrómetro de bolsillo) en profundidad. Fuente: propia.

Con base en la topografía de la zona de estudio y los resultados de la exploración del suelo, se elaboraron las secciones estratigráficas de la **Figura 27**, la **Figura 28** y la **Figura 29** en las cuales se ilustra el espesor de la masa deslizada que alcanzó los 8.7 m. La localización de las secciones se ilustra en la **Figura 22**.



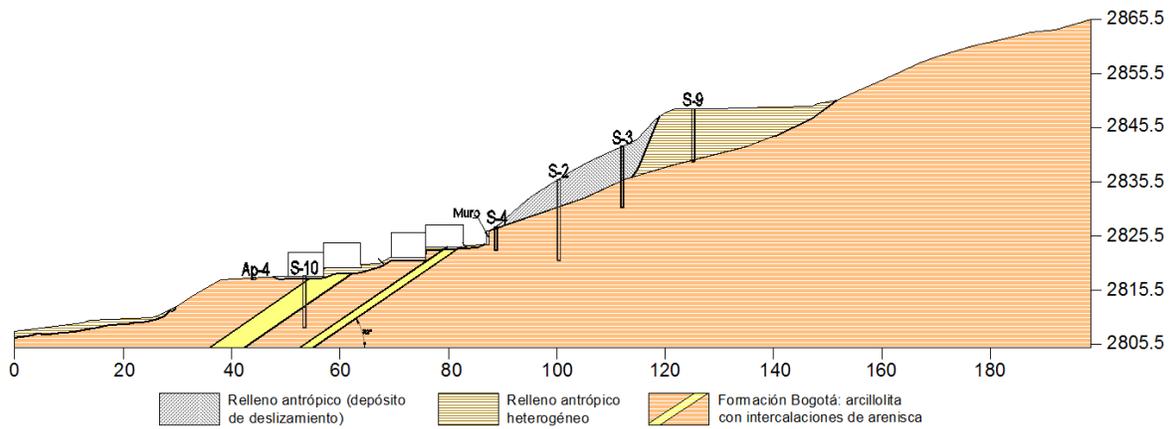


Figura 29. Sección estratigráfica 3-3'. Fuente GIA Consultores Ltda, (2009)

3.6. Nivel Freático

Las arcillolitas y areniscas con matriz arcillosa de la Formación Bogotá se pueden correlacionar con los acuicludos (formaciones geológicas que contienen agua en su interior, pero la transmiten) y los acuitardos (formaciones geológicas que contienen agua, pero la transmiten muy lentamente) respectivamente.

En la **Tabla 6**, se resumen las profundidades de las perforaciones y los niveles freáticos reportados en las exploraciones mecánicas realizadas en la zona de estudio por (GIA Consultores Ltda 2009).

Tabla 6. Niveles freáticos reportados en las perforaciones efectuadas

Perforación	Profundidad (m)	Nivel freático (m)	Material
Sondeo 1	14,00	2,00	Relleno antrópico
Sondeo 2	14,50	2,40	Relleno antrópico
Sondeo 3	11,30	6,80	Contacto entre el relleno antrópico y la arcillolita
Sondeo 4	4,30	0,40	
Sondeo 5	6,30	No reportó	----
Sondeo 6	11,60	2,40	Relleno antrópico
Sondeo 7	4,70	No reportó	----
Sondeo 8	5,05	No reportó	----
Sondeo 9	8,55	No reportó	----
Sondeo 10	9,50	1,20	Relleno antrópico
Sondeo 11	4,08	No reportó	----
Sondeo 12	4,82	No reportó	----
Apique 1	1,75	0,90	Relleno antrópico

Perforación	Profundidad (m)	Nivel freático (m)	Material
Apique 2	1,80	No reportó	-----
Apique 3	0,90	0,65	Contacto entre el relleno antrópico y la arcillolita
Apique 4	0,40	No reportó	-----
Apique 5	1,00	No reportó	-----
Apique 6	0,35	No reportó	-----
Apique 7	0,75	No reportó	-----
Apique 8	1,40	No reportó	-----
Apique 9	1,20	No reportó	-----
Trinchera 1	6,60	No reportó	-----
Trinchera 2	6,00	No reportó	-----
Trinchera 3	6,90	No reportó	-----
Trinchera 4	7,50	No reportó	-----
Trinchera 5	7,60	No reportó	-----

Fuente: propia

Cabe resaltar que en los apiques y en las trincheras, no se detectó nivel freático, sin embargo, de acuerdo con el “Estudio de Riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa” efectuado en el año 2009, eran recurrentes las filtraciones de agua en las caras expuestas de los taludes de corte; particularidad que puede estar ligada a la variación estacional de los niveles freáticos por la ocurrencia de lluvias.

3.7. Sismicidad

Los sismos son reconocidos como uno de los mayores disparadores de deslizamientos. En terrenos con topografía pendiente, los sismos pueden producir cientos o miles de deslizamientos en un corto tiempo, los cuales pueden tener impactos devastadores en cuando a vidas humanas y pérdidas económicas (Shafique, van der Meijde, & Khan, 2016). Nueva Zelanda, ha sido uno de los países que más ha sufrido el efecto de los sismos en el mundo, por encontrarse ubicado sobre el Cinturón de Fuego del Pacífico. El sismo de magnitud 7.8 a 15.1 km de profundidad, ocurrido en noviembre de 2016 en ese país, produjo cerca de 80.000 deslizamientos de tierra (“USGS.gov | Science for a changing world”, s/f), que causaron daños significativos en comunidades, vías y diques.

Por consiguiente, se revisó la historia sísmica de la ciudad de Bogotá (ver la **Figura 30**), con el fin de evaluar la posible incidencia de un evento sísmico en la ocurrencia del

deslizamiento de la zona de estudio. Se procesó la información referente a los sismos registrados en Bogotá por el Servicio Geológico Colombiano, entre los años 1644 y el 2008 (ver el **Anexo 4**), como se ilustra en la **Figura 31**, que permite visualizar la distribución espacial, la magnitud y la profundidad del epicentro de los sismos.

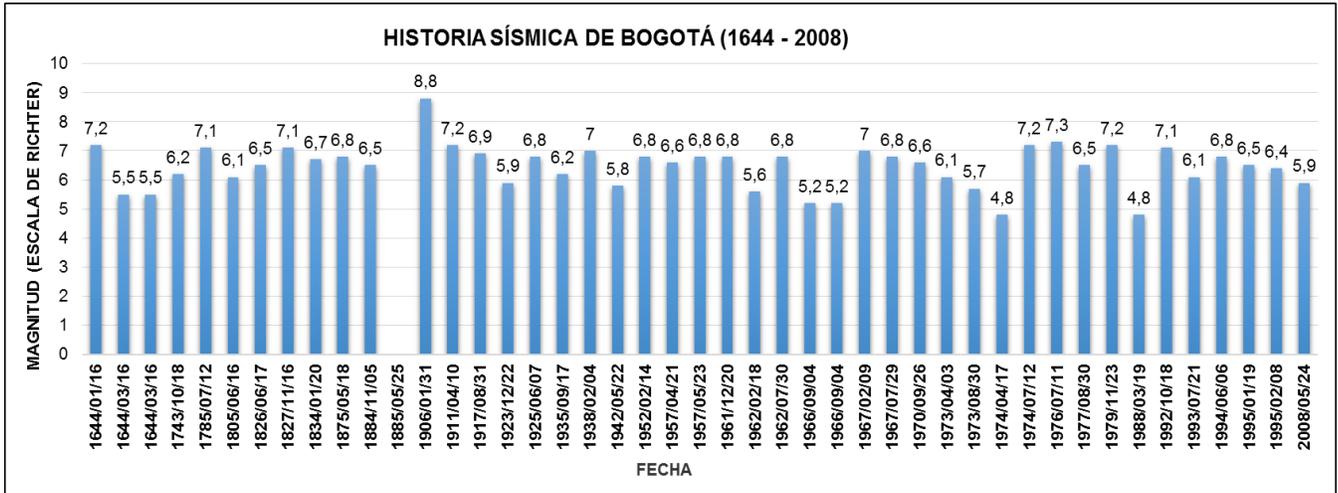


Figura 30. Historia Sísmica de Bogotá entre 1644 y 2008. Fuente propia.



Figura 31. Ubicación espacial de los eventos sísmicos percibidos en la ciudad de Bogotá. Fuente propia.

Con base en la revisión anterior, se tiene que el sismo de mayor magnitud (M_w 8,8) que se ha sentido en la ciudad, ocurrió en enero de 1906, con epicentro en la Costa Pacífica a 35 km de profundidad. En mayo de 2008, se registró el último sismo percibido en Bogotá, antes de la ocurrencia del deslizamiento en la Urbanización Buenavista Etapa III en febrero de 2009, siendo evidente la independencia entre estos dos eventos. Es decir, a este movimiento sísmico del 2008, con una magnitud de 5.9, y a una profundidad de 9 km, con epicentro en Quetame (Cundinamarca), no se le puede atribuir el deslizamiento presentado nueve meses después de sucedido el sismo.

3.8. Condiciones Climáticas

Generalmente los fenómenos de remoción en masa están asociados con períodos lluviosos, ya que la precipitación es uno de los factores detonantes principales de los deslizamientos (Castellanos et al. 1999), toda vez que parte de la precipitación que cae sobre los taludes se infiltra en el suelo, generando condiciones críticas, dando como resultado la inestabilidad del talud.

Sin embargo, es importante anotar que el aumento de la humedad del suelo y de la posición del nivel freático también se pueden ver afectados por factores antrópicos como los procesos de urbanización (Castellanos et al. 1999), que dan lugar a frentes erosivos y fenómenos de remoción en masa en zonas intervenidas, en especial en las que corresponden a antiguas áreas de explotación, como es el caso de la zona de estudio, antiguo sector de explotación de arcilla (chircales).

Teniendo en cuenta lo anterior, se realizó un análisis de la precipitación en la zona de estudio, con el fin de determinar la duración y la cantidad de lluvia necesaria para detonar el deslizamiento ocurrido en febrero de 2009 de acuerdo con la metodología de Castellanos et al. (1999). Se utilizó el registro histórico mensual de las estaciones El Delirio y Vitelma (operadas por la EAAB), ubicadas en la localidad de San Cristóbal. En la **Tabla 7** se incluyen las características de las estaciones y en la **Figura 32** se ilustra su localización respecto a la zona de estudio:

Tabla 7. Características de las estaciones de monitoreo

Estación	Latitud	Longitud	Categoría	Elevación
El Delirio	04° 33' 9.7" N	74° 03' 33.4" W	Pluviográfica (PG)	3000 msnm
Vitelma	04° 34' 31.0" N	74° 04' 18.8" W	Climatológica Principal (CP)	2800 msnm

Fuente: propia

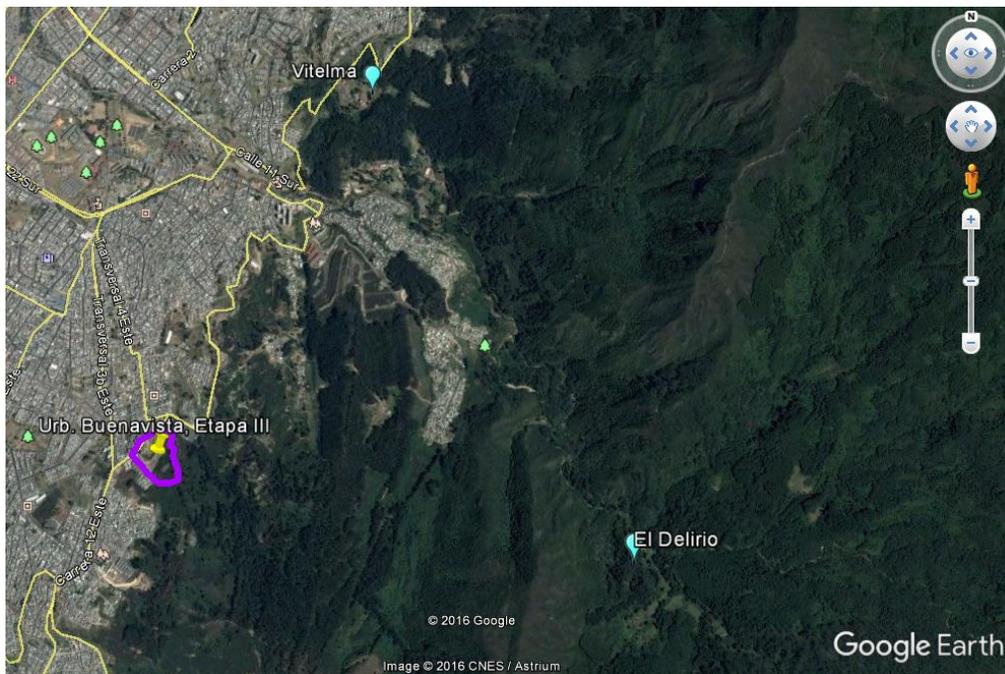


Figura 32. Localización de las estaciones El Delirio y Vitelma. Fuente propia.

En los registros históricos (consignados en el **Anexo 5**), se cuenta con datos de precipitación desde el año 1934 al 2009 para la estación El Delirio y desde 1942 al 2009 para la estación Vitelma. Esta información se procesó, obteniendo que para la estación El Delirio se observan dos épocas de mayor precipitación, la primera entre abril y julio, con precipitaciones mensuales que alcanzan los 410,9 mm y entre octubre y noviembre con lluvias mensuales hasta de 262,4 mm (ver la **Figura 33**), mientras que en la estación Vitelma se registró un comportamiento similar con dos periodos lluviosos, el primero se presenta entre marzo y mayo con una precipitación mensual máxima de 246,4 mm y de octubre a noviembre con precipitaciones mensuales hasta de 257 mm (ver la **Figura 34**).

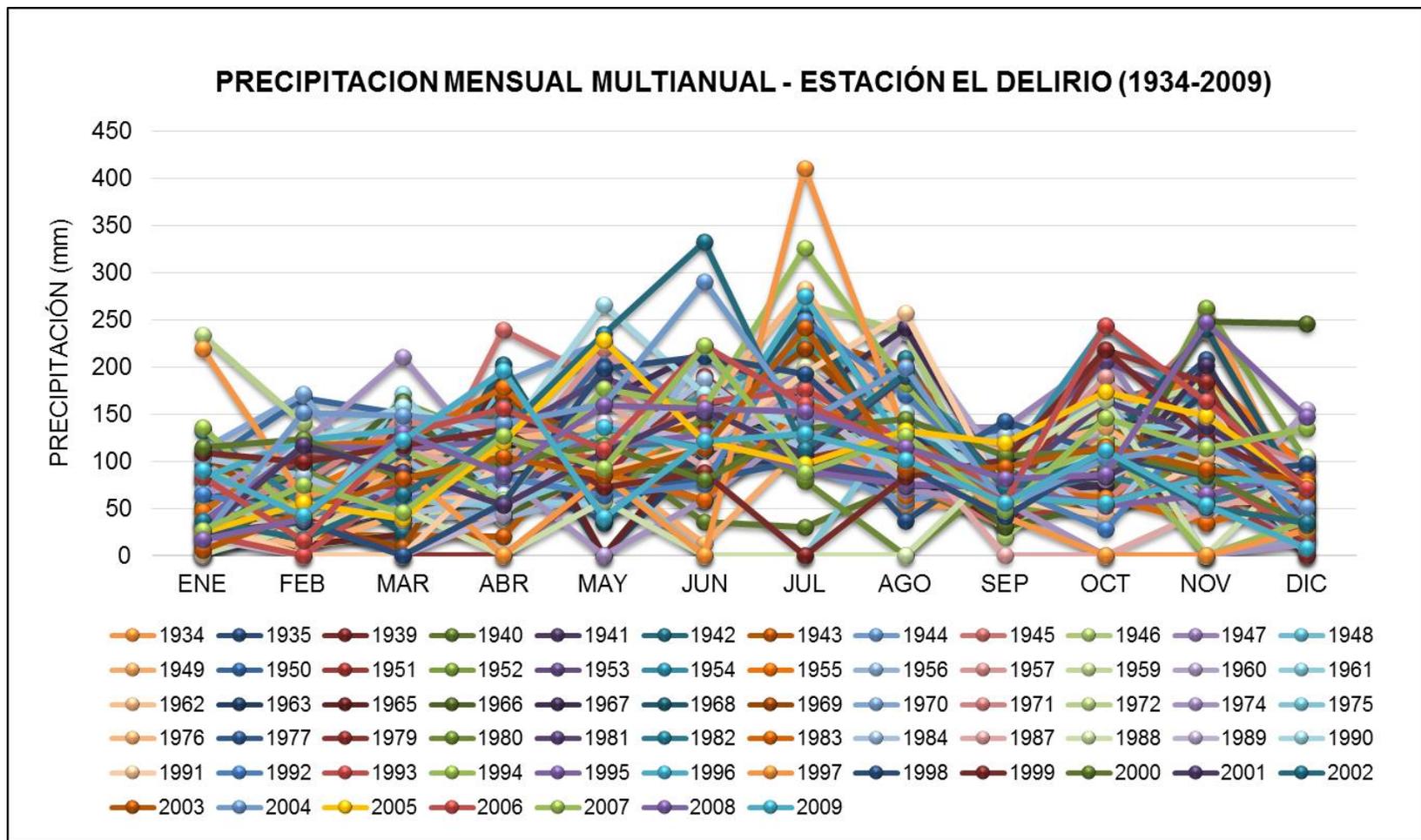


Figura 33. Precipitación mensual multianual (1934-2009) de la estación El Delirio. Fuente propia.

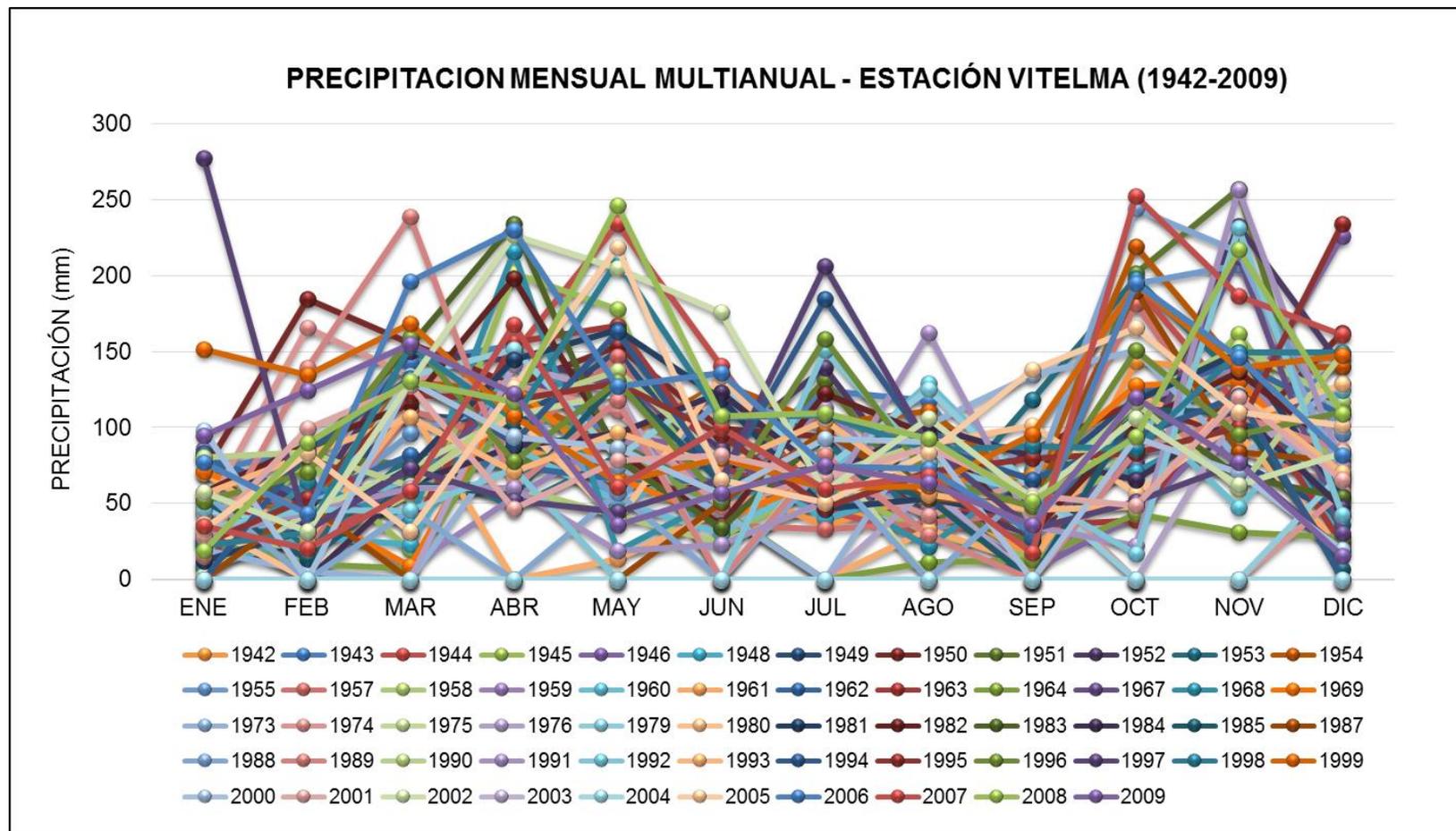


Figura 34. Precipitación mensual multianual (1942-2009) de la estación Vitelma. Fuente propia.

También, se revisó la precipitación acumulada multianual durante el periodo de 1943 a 2009 para la estación el Delirio y de 1942 a 2009 para la estación Vitelma (ver la **Figura 35** y la **Figura 36**), encontrándose que en los años previos al deslizamiento: 2006, 2008 e inicios de 2009, se registró una precipitación acumulada anual importante que alcanzó 1528.9 mm. Durante este período se tuvo un aumento en los diagnósticos técnicos de inestabilidad del terreno emitidos por la entonces Dirección de Prevención y Atención de Emergencias DPAE de la ciudad de Bogotá (ver la **Figura 10**), previos a la ocurrencia del evento de deslizamiento en febrero de 2009. Lo anterior, sugiere que las lluvias presentadas durante los meses previos al deslizamiento, causaron la elevación del nivel freático, la humedad del suelo y las presiones de poros dentro del talud, disminuyendo los esfuerzos efectivos y por consiguiente la resistencia al corte de los suelos, dando como resultado la inestabilidad del talud adyacente a las viviendas.

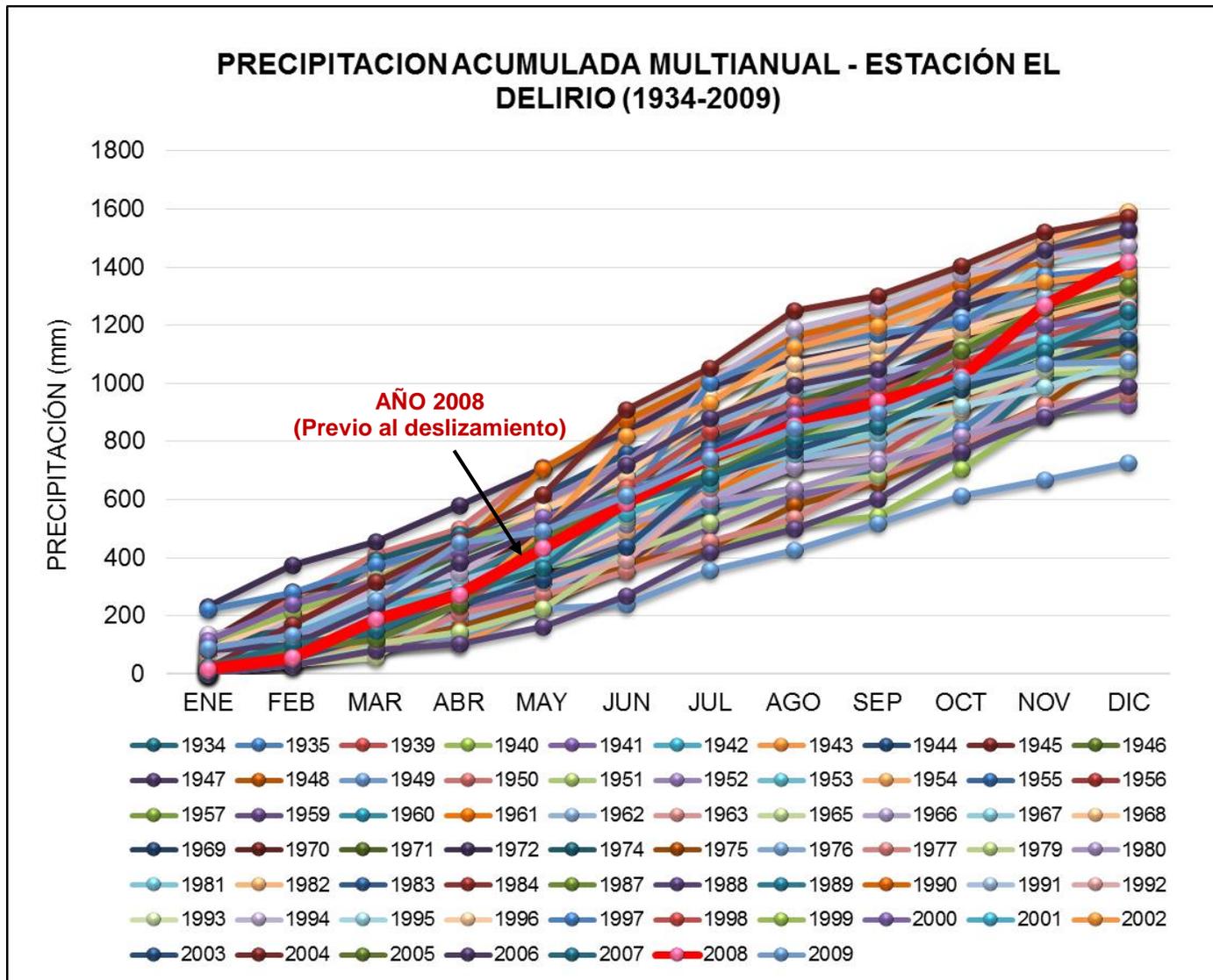


Figura 35. Precipitación acumulada multianual (1934-2009) de la estación El Delirio. Fuente propia.

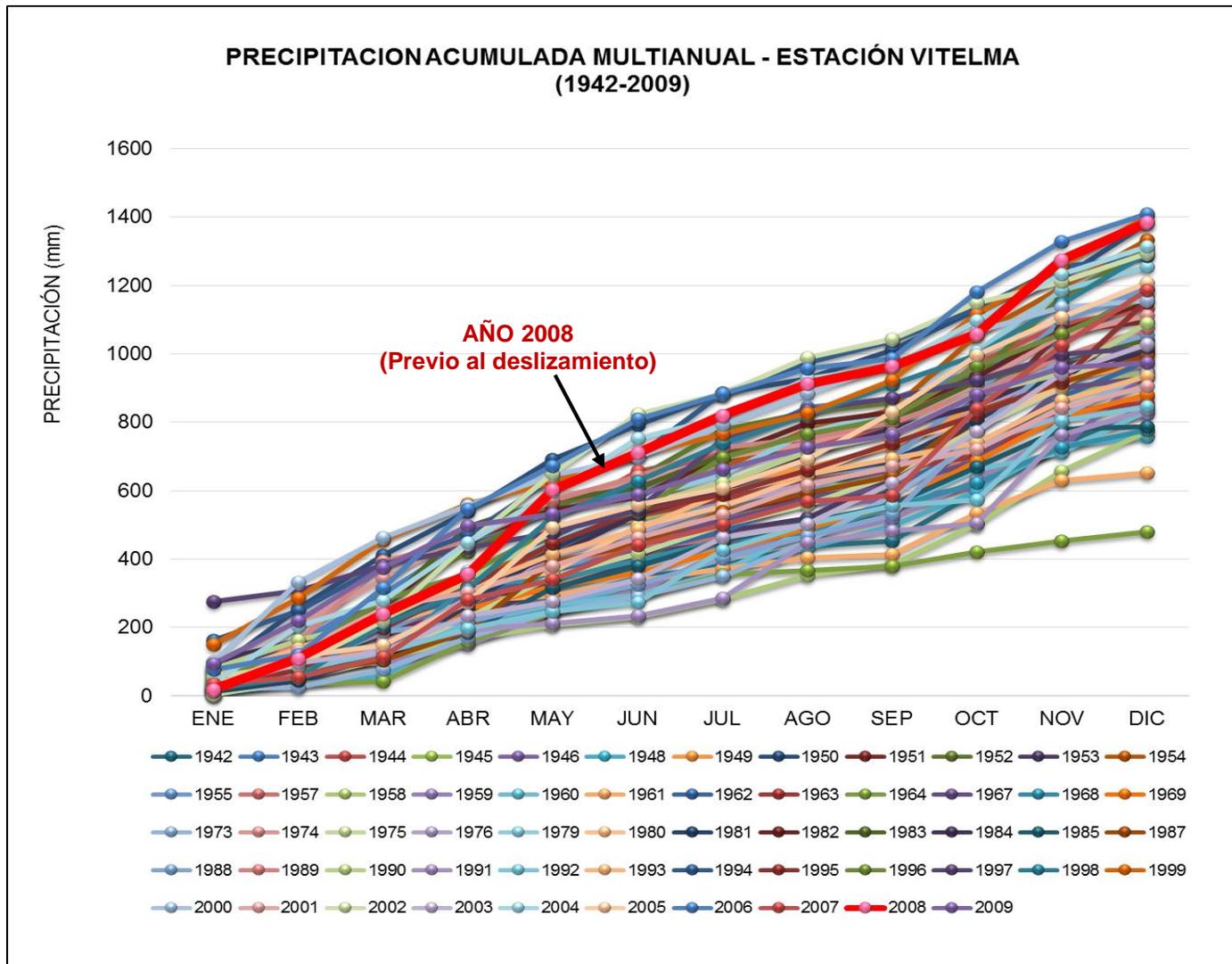


Figura 36. Precipitación acumulada multianual (1942-2009) de la estación Vitelma. Fuente propia.

Adicionalmente, se presenta la precipitación media mensual multianual para la estación El Delirio a partir de los datos históricos desde 1934 al 2009 y para la estación Vitelma desde 1942 al 2009, omitiendo los registros de los años en los que faltan datos mensuales.

En la **Figura 37** se pueden identificar para cada una de las dos estaciones los meses con mayor precipitación durante el año, siendo julio con un registro de 163.3 mm el mes con mayor precipitación promedio durante el periodo de análisis (75 años) para la estación El Delirio condicionada por las lluvias de los llanos orientales (GIA Consultores Ltda, 2009) y el mes de noviembre con una precipitación promedio de 126.5 mm, durante el periodo de análisis (68 años) en la estación Vitelma influenciada por la zona de confluencia intertropical (GIA Consultores Ltda, 2009).

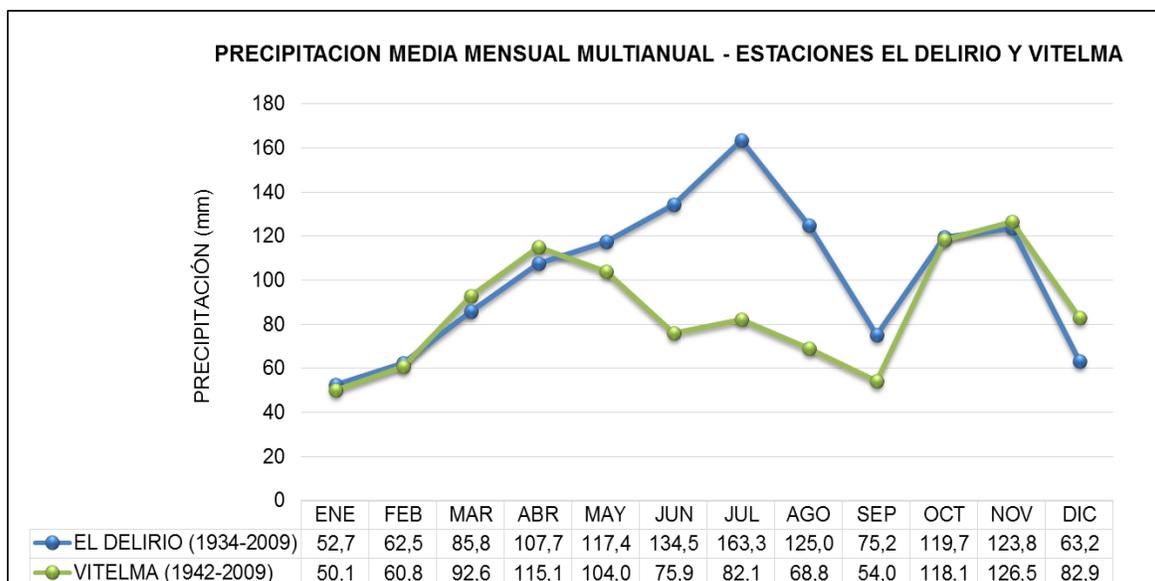


Figura 37. Precipitación media mensual multianual, estaciones El Delirio (1934-2009) y Vitelma (1942-2009). Fuente propia.

A partir de la información recopilada, se adelantó un análisis de la precipitación en la zona de estudio con el fin de cuantificar la duración y la cantidad de lluvia necesaria para detonar el deslizamiento ocurrido en febrero de 2009, empleando dos metodologías, la primera propuesta por Castellanos & González (1997) para toda Colombia y la segunda presentada por Castellanos et al. (1999) para la ciudad de Bogotá. Estos autores estudiaron la relación de la precipitación y la ocurrencia de movimientos en masa mediante las siguientes correlaciones:

Castellanos & González, (1997)

$$LLc (mm) = 51 + 0,41 * LLa (mm)$$

$$Dc (dias) = 3,3 (LLc (mm))^{0,42}$$

Castellanos et al., (1999), para los Cerros Orientales de Bogotá

$$LLc (mm) = 12,6326 + 0,1814 * LLa (mm)$$

$$Dc (dias) = 0,04923 * LLc (mm)$$

Donde,

LLc: Lluvia crítica (mm)

LLa: Lluvia anual media (mm)

Dc: Duración de la lluvia crítica (días)

Se calculó la lluvia o precipitación crítica y su duración correspondiente, como se resume en la **Tabla 8**, empleando para este cálculo la precipitación media multianual sin tener en cuenta los años con datos incompletos, registrada en la estación El Delirio en el periodo de 1934 a 2009, correspondiente a 1231 mm.

Tabla 8. Precipitación y duración crítica para la Estación El Delirio

Metodología	LLc (mm)	Dc (días)
Castellanos & González (1997)	556	47
Castellanos et al. (1999)	236	12

Fuente: propia

En la **Tabla 8** se tiene valores de precipitación crítica y duración con grandes variaciones entre las dos metodologías aplicadas, lo cual se atribuye principalmente al estudio de regímenes diferentes de lluvia en cada una de las metodologías revisadas. Mientras que Castellanos & González (1997) en su estudio dan un alcance más general al analizar datos de lluvia y deslizamientos a nivel nacional, los autores Castellanos et al. (1999) se enfocan en un ámbito local, particularmente en la ciudad de Bogotá, por lo cual esta última metodología se considera de mayor aplicación para el caso de estudio.

Con base en lo anterior y a partir de las gráficas consignadas en los artículos presentados por Castellanos & González (1997) para Colombia y por Castellanos et al. (1999) para la ciudad de Bogotá, en las que se relaciona de forma lineal la lluvia acumulada crítica con la

lluvia anual media (ver la **Figura 38** y la **Figura 40**) y la duración de la lluvia crítica con la lluvia acumulada crítica (ver la **Figura 39** y la **Figura 41**), se ubicaron los valores consignados en la **Tabla 8**, reflejando que la metodología desarrollada para la ciudad de Bogotá (zona de cerros orientales) arroja valores que se encuentran por fuera de la relación lineal planteada en la metodología para Colombia, por lo que se puede afirmar que las correlaciones presentadas por Castellanos & González (1997), permiten calcular valores medios únicamente, con una dispersión importante que obedece a la base teórica con la que se determinaron las correlaciones (es decir los autores analizaron puntos dispersos de precipitaciones y deslizamientos en toda Colombia).

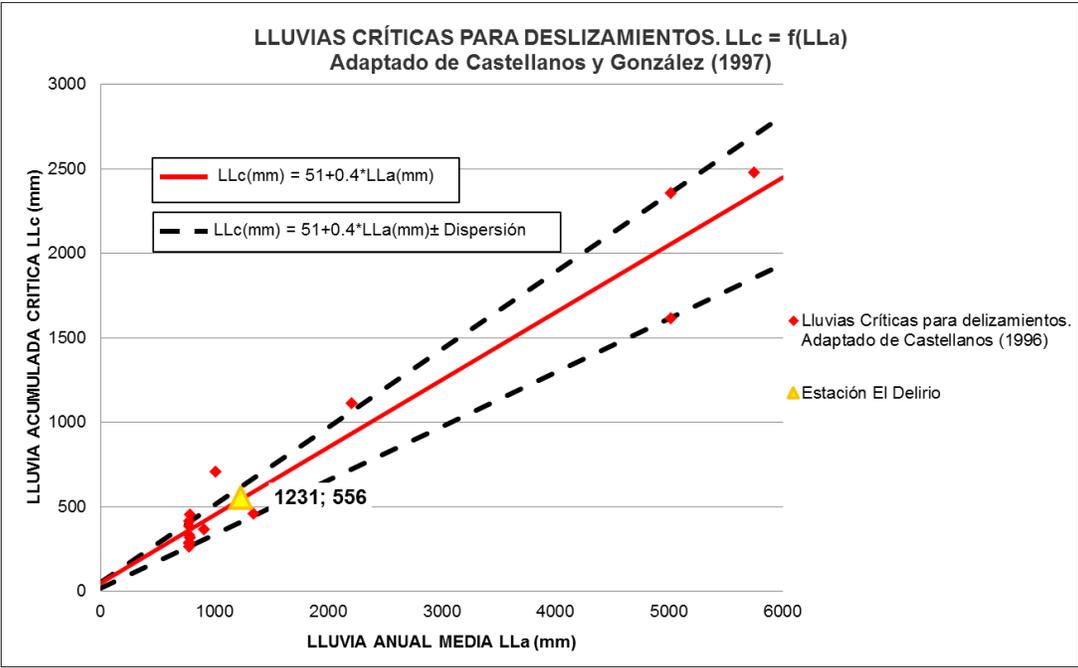


Figura 38. Lluvias críticas para deslizamientos. Análisis para Colombia. Fuente: Castellanos & González (1997)

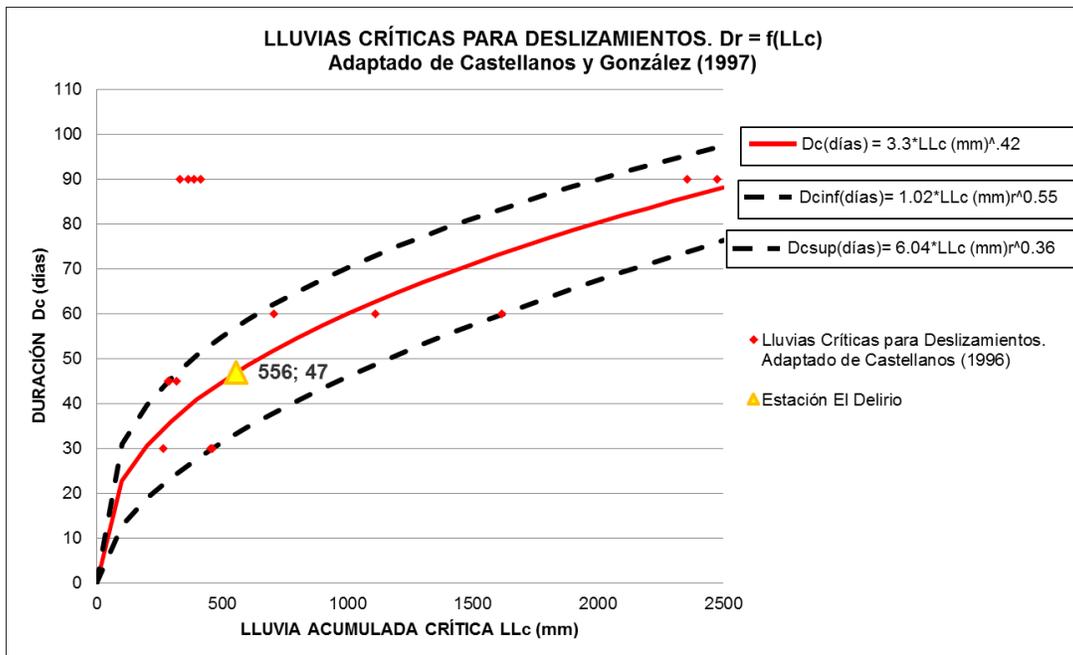


Figura 39. Duración de lluvia crítica para deslizamientos. Análisis para Colombia. Fuente: Castellanos & González (1997)

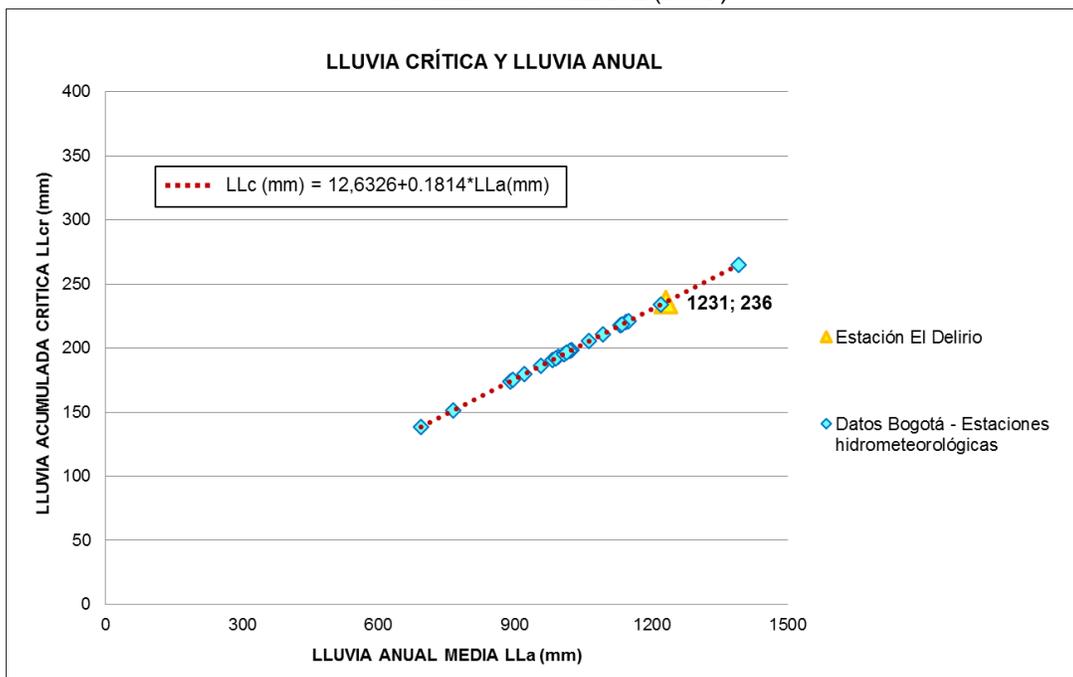


Figura 40. Lluvia crítica y lluvia anual. Análisis para los cerros orientales de la ciudad de Bogotá. Fuente: Castellanos et al. (1999)

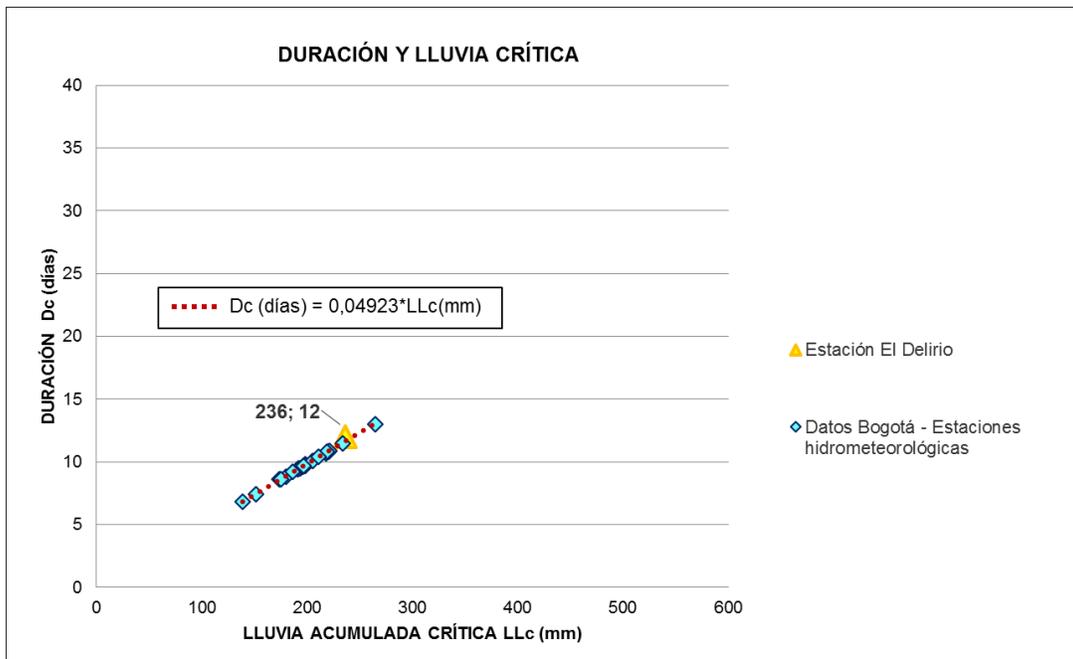


Figura 41. Duración y lluvia crítica. Análisis para los cerros orientales de la ciudad de Bogotá. Fuente: Castellanos et al. (1999).

3.9. Ensayos de Laboratorio

De la información existente (Estudio de Riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa” efectuado en el año 2009 por GIA Consultores Ltda), se cuenta con los siguientes ensayos de laboratorio para la caracterización del subsuelo:

- Límites de Atterberg
- Humedad natural
- Gravedad específica
- Peso unitario
- Compresión Inconfinada
- Granulometría
- Consolidación
- Expansión libre
- Corte directo
- Carga puntual

Los resultados de la totalidad de los ensayos de laboratorio se presentan en el **Anexo 6**.

3.9.1. Ensayos de Límites de Atterberg y Humedad Natural

Con base en los resultados obtenidos de los ensayos de humedad natural y límites de Atterberg (Limite Plástico, LP; Límite Líquido, LL), se realizó una gráfica de dichas propiedades en función de la profundidad (ver la **Figura 42**). Los contenidos de humedad

natural (W_n) están en su mayoría muy cercanas al límite plástico, reflejando la consistencia firme de los rellenos antrópicos.

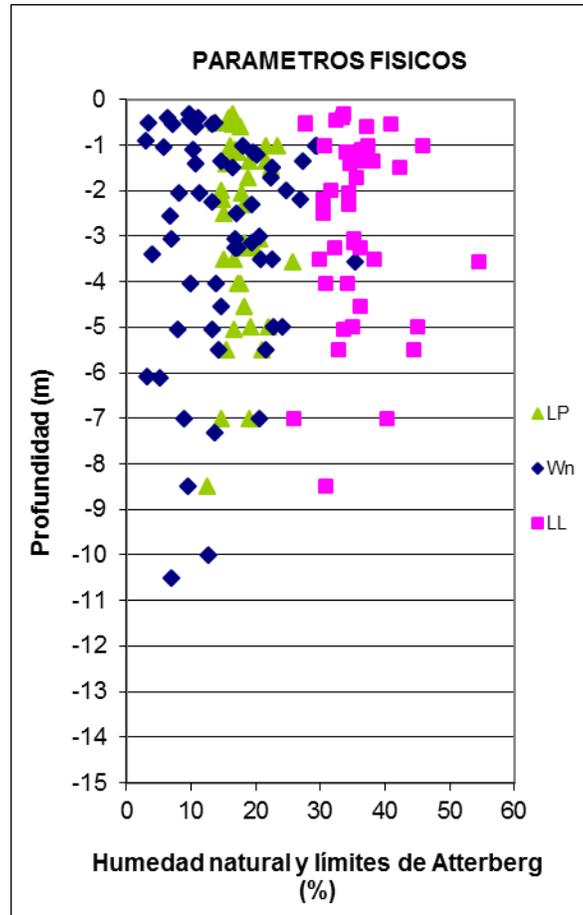


Figura 42. Humedad y límites de plasticidad en profundidad. Fuente: propia

3.9.2. Peso Unitario

Las muestras ensayadas correspondientes al relleno antrópico arrojan valores de peso unitario seco (γ_d) entre 14 y 20 kN/m³ y valores de peso unitario total (γ_t) entre 19 y 22 kN/m³, mientras que para el estrato de arcillolita el peso unitario seco es del orden de 20 kN/m³ y el peso unitario total alcanza los 25 kN/m³. Es importante resaltar que los valores superiores a 22 kN/m³ detectados en los primeros 8.6 m corresponden a la arcillolita detectada superficialmente en algunos sondeos.

Los resultados de peso unitario obtenidos en laboratorio se encuentran en los rangos típicos reportados en la literatura para estos tipos de materiales.

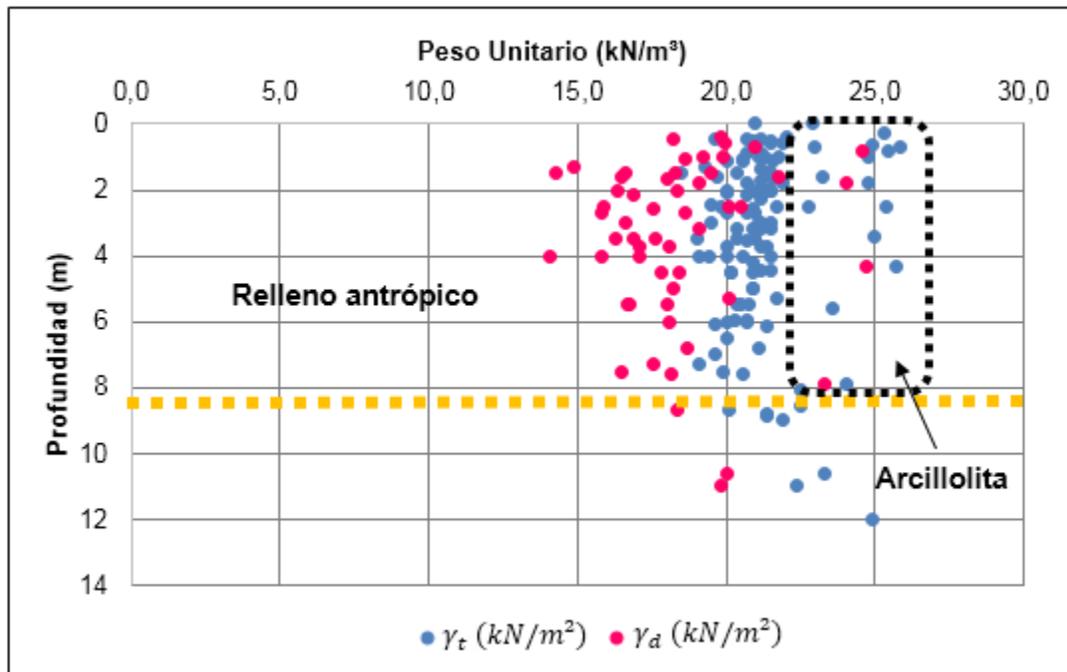


Figura 43. Peso Unitario total en profundidad. Fuente: propia

3.9.3. Compresión Inconfinada

En la **Tabla 10** se resumen los valores obtenidos de los ensayos de laboratorio para la resistencia a la compresión simple (q_u). Se puede ver que para los rellenos antrópicos los valores de q_u tienen amplia variación entre 24,0 kN/m^2 y 237,0 kN/m^2 , debido principalmente a la naturaleza heterogénea de estos estratos.

Con el fin de evaluar cualitativamente los resultados del ensayo de compresión inconfinada, se incluye en la **Tabla 9** los criterios de Terzaghi, Peck & Mesri (1996), que relacionan la consistencia de los suelos finos en términos de la resistencia a la compresión inconfinada, notando que los rellenos antrópicos se caracterizan por presentar una consistencia de muy blanda a muy firme y la arcillolita perteneciente a la Formación Bogotá por tener una consistencia dura.

Tabla 9. Consistencia de los suelos finos en términos de la resistencia a la compresión inconfiada.

Consistencia	Resistencia a la compresión inconfiada no drenada, q_u (kN/m ²)
Muy blanda	< 25
Blanda	25 - 50
Media	50 - 100
Firme	100 - 200
Muy firme	200 - 400
Dura	> 400

Fuente: Terzaghi et al. (1996)

Tabla 10. Resumen de los resultados del ensayo de compresión inconfiada

Perforación	Muestra	Material	Profundidad (m)		Resistencia a la compresión inconfiada (kN/m ²)	
			De	A		
1	8	Relleno antrópico de deslizamiento (Qd1, Qd2)	5,00	5,50	24,0	
2	3		1,00	1,50	19,0	
	4		1,50	2,00	237,0	
	5		2,00	2,50	207,0	
	7		3,00	3,50	195,0	
3	3		1,00	1,50	101,0	
	4		1,50	2,00	7,0	
	6		3,50	4,00	21,0	
4	4		Formación Bogotá (Tpb-L, Tpb-A)	1,80	2,50	5103,0
	5			2,50	3,40	5347,0
	6	3,40		4,30	5223,0	
10	11	6,07		7,90	4750,0	
Ap-2	1	Relleno antrópico heterogéneo (Qra1, Qra2, Qra3, Qra4)	0,30	0,60	187,0	
Ap-5	1		1,10	1,50	254,0	
Ap-6	1	Formación Bogotá (Tpb-L, Tpb-A)	0,30	0,65	10300,0	
Ap-9	2		0,70	1,00	4400,0	

Fuente: propia

3.9.4. Granulometría

Los resultados de los ensayos de granulometría se muestran en la **Figura 44**. Las muestras ensayadas corresponden en su mayoría a rellenos antrópicos y a la arcillolita, con excepción del S2 – M10 y el S2 – M13 que corresponden a fragmentos de arenisca.

Las tres curvas de distribución del tamaño del grano obtenidas para el relleno antrópico

reflejan que todas las muestras ensayadas tienen tamaños de grava gruesa a arena fina. El contenido de finos varía entre el 27.8% y el 59.0%, mientras que la fracción de arena, la cual domina la distribución de tamaños, está entre el 25.4% y el 55.7%, y el contenido de gravas alcanza un máximo de 16.5% y un mínimo de 6.6%. Basado en los ensayos de laboratorio, las muestras correspondientes a los rellenos antrópicos clasificaron como CL (arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras), de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación del Suelo (USCS).

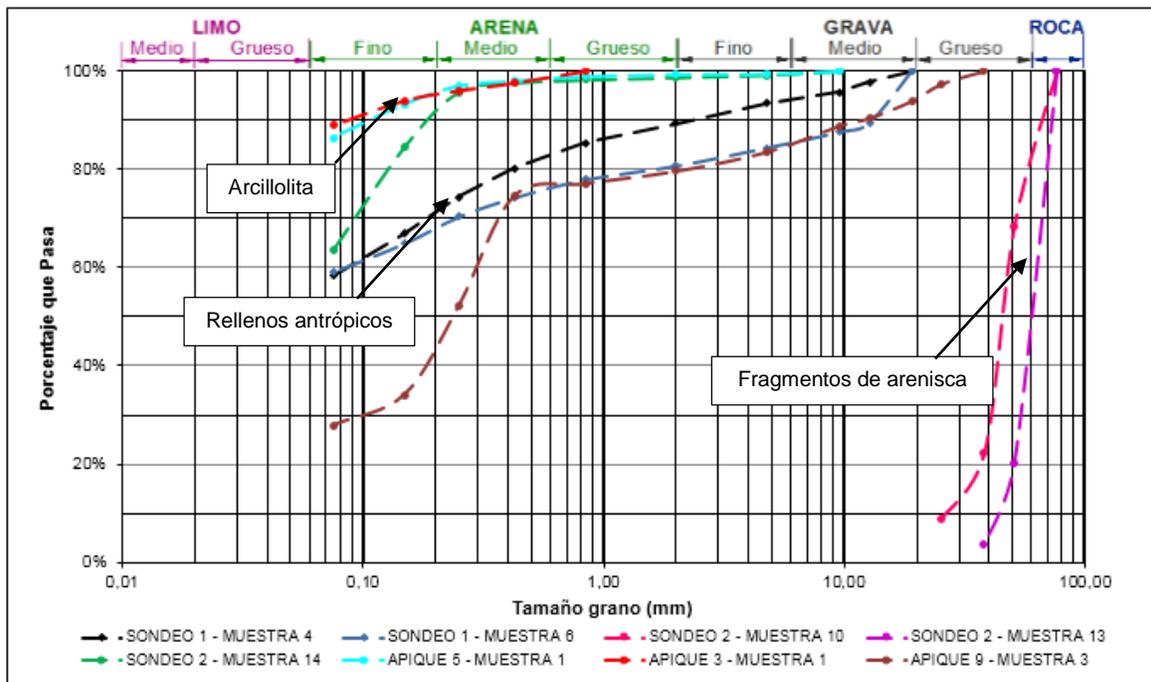


Figura 44. Curvas de distribución del tamaño del grano. Fuente: propia

3.9.5. Corte Directo

Los ensayos de corte directo efectuados fueron de tipo consolidado drenado (CD). Las muestras ensayadas, su profundidad y los resultados obtenidos se relacionan en la **Tabla 11**, en la que se puede evidenciar algunos valores atípicos (por predecir mayor resistencia al corte que las demás muestras) como los correspondientes al Ap3 - M2 y al S3 - M10.

Tabla 11. Resumen de los resultados del ensayo de corte directo (CD)

Perforación	Muestra	Material	Profundidad (m)	c' (kN/m ²)	φ' (°)	Rango de esfuerzos de los ensayos (kN/m ²)
1	5	Relleno antrópico de deslizamiento (Qd1, Qd2)	2.20 – 2.70	10,0	34.7	25 – 76
	6		2.70 – 3.10	23,0	29.2	----
	10		7.00 – 7.50	20,0	15.7	50 – 152
2	8		3.50 – 4.00	18,0	21,8	25 – 75
3	8		5.00 – 5.50	14,0	27.2	50.9 – 152.8
5	3	Relleno antrópico heterogéneo (Qra1, Qra2, Qra3, Qra4)	2.30 – 2.60	25,0	20.6	----
Ap-3	2		0.10 – 0.40	39,0	25.7	25 – 101
T1	2		1.00 – 1.30	18,0	28.5	12.7 – 45.7
1	14	Formación Bogotá (Tpb-L, Tpb-A)	10.00 – 11.00	30,0	30.4	101.9 – 203.7
3	10		7.00 – 7.30	50,0	40.9	----
E10	1		-----	19,0	30.3	25.5 – 95.7
E11	1		-----	18,0	31.3	25.5 – 111.5

---- valores desconocidos porque no se cuenta con el ensayo de laboratorio como anexo al estudio de remoción en masa adelantado por la firma GIA Consultores Ltda, únicamente se reportan los datos de c' y φ' obtenidos.

Fuente: propia

Es importante anotar que los valores atípicos de c' y φ' obtenidos para el Ap3 - M2 y el S3 – M10, se deben al nivel de esfuerzos al que fueron ensayadas las muestras, es decir, el rango de esfuerzos aplicado durante la ejecución del ensayo de corte directo es significativamente mayor que los esfuerzos a los que está sometida la muestra en campo.

3.9.6. Carga Puntual

Los ensayos efectuados a las muestras de la Formación Bogotá (arcillolita con intercalaciones de arenisca) se resumen a continuación:

Tabla 12. Resumen de los resultados del ensayo de carga puntual

Perforación	Material	Prof. (m)	Is ₅₀ (kN/m ²)
Ap-6	Formación Bogotá (Tpb-L, Tpb-A)	0.30 – 0.65	765.0
Ap-9		0.45 – 0.70	1591.0
T5		0.40 – 0.70	397.0
E10		-----	448.0
E11		-----	1028.0

Fuente: propia

3.10. Caracterización Geotécnica

A partir de los ensayos de campo y laboratorio disponibles, se caracterizó cada uno de los materiales explorados. Este análisis se efectuó de manera particular para el presente trabajo de grado, como se describe a continuación:

3.10.1. Rellenos Antrópicos

Como lo expresa Baker (2004) en su artículo que es una introducción a la no linealidad de la envolvente de falla de Mohr Coulomb, particularmente en el rango de esfuerzos normales pequeños, se puede evidenciar la importancia de este efecto en el cálculo de la estabilidad de taludes, toda vez que en la mayoría de los problemas prácticos de estabilidad, las superficies críticas de deslizamiento son superficiales (como en el presente caso de estudio) y los esfuerzos normales que actúan sobre estas superficies son pequeños.

En la **Figura 45** se ilustra la envolvente curva de Mohr Coulomb, tangente a una serie de círculos de Mohr en la falla (Baker, 2004), notando su mayor curvatura en la zona de esfuerzos normales pequeños:

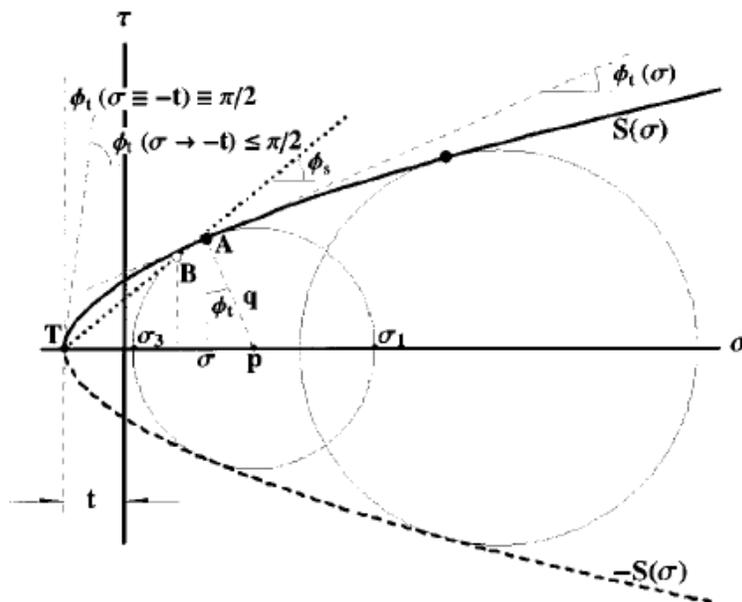


Figura 45. Esquema de la función de resistencia $\tau = S(\sigma)$. Fuente: Baker (2004).

Dado lo anterior, se puede determinar que si el rango de esfuerzos normales al que se ensaya una muestra es bajo, se obtendrán valores de cohesión (c') bajos y ángulos de fricción (ϕ') altos (ver la **Figura 46**, a); si por el contrario la muestra se ensaya a un rango de esfuerzos normales alto (alejándose de la zona de envolvente curva), se pueden esperar valores de cohesión (c') altos y ángulos de fricción (ϕ') bajos (ver la **Figura 46**, b).

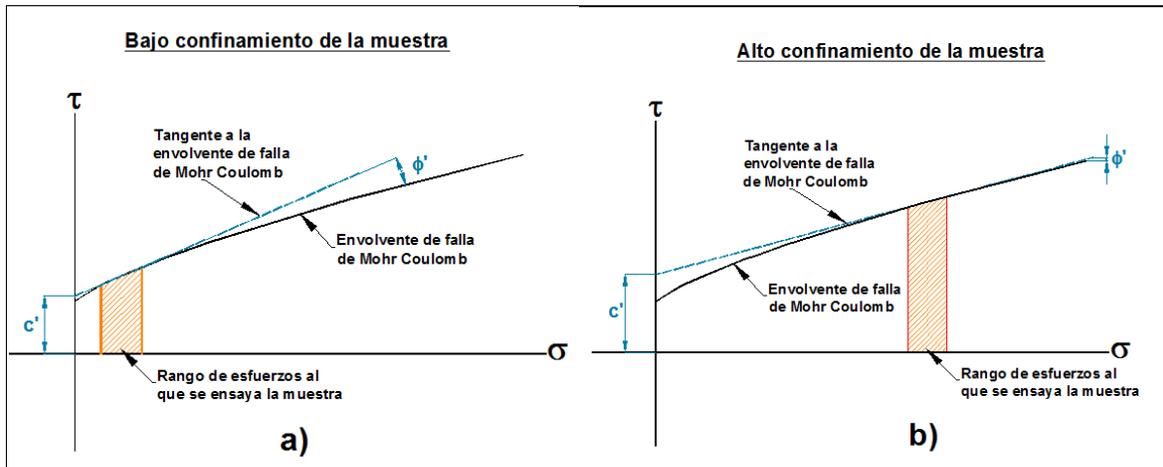


Figura 46. Variación de c' y ϕ' en función de los esfuerzos de confinamiento. Fuente: propia.

Es importante resaltar que si la muestra de suelo se ensaya por fuera del rango de esfuerzos de trabajo, la resistencia que se predice en ese caso siempre es mayor a la real, es decir, se puede estar asumiendo una resistencia adicional del suelo que no es la verdadera.

A partir de lo anterior, así como de los ensayos de corte directo realizados a diferentes muestras de los rellenos antrópicos, se procedió en primera instancia a efectuar una serie de análisis retrospectivos de las secciones 1-1' y 2-2', utilizando para el efecto el promedio de los valores de c' y ϕ' de los ensayos de laboratorio (descartando los resultados que predecían mayor resistencia), obteniendo Factores de Seguridad muy bajos que no reflejaban la condición de falla real que se presentó en la zona de estudio. Particularidad que se puede atribuir principalmente a los valores de resistencia de los estratos de relleno antrópico que resultan poco confiables, dado los rangos de esfuerzos a los que fueron ensayadas las muestras (ver la **Tabla 13** y la **Tabla 14**). Por esta razón se determinó que los valores promedio de c' y ϕ' no representaban correctamente las condiciones de trabajo, siendo necesario aumentar los parámetros en una desviación estándar tanto para la

cohesión (σ_c) como para el ángulo de fricción (σ_ϕ), con el fin de recrear la condición de falla real, buscando Factores de Seguridad en los análisis de estabilidad cercanos a 1

3.10.1.1 Relleno Antrópico – Depósito de Deslizamiento (Qd1, Qd2)

Para la caracterización de este estrato se revisaron los ensayos de corte directo efectuados a cinco muestras con profundidades entre 2.20 m y 7.00 m (ver la **Tabla 13**), graficando los parámetros de resistencia como se ilustra en la **Figura 47**.

Tabla 13. Resultados del ensayo de corte directo – Depósito de deslizamiento

Perforación	Muestra	Profundidad (m)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	Rango de esfuerzos de los ensayos (kN/m ²)
1	5	2.20 – 2.70	10,0	34.7	25 – 76
	6	2.70 – 3.10	23,0	29.2	----
	10	7.00 – 7.50	20,0	15.7	50 – 152
2	8	3.50 – 4.00	18,0	21,8	25 – 75
3	8	5.00 – 5.50	14,0	27.2	50.9 – 152.8

---- valores desconocidos porque no se cuenta con el ensayo de laboratorio como anexo al estudio de remoción en masa adelantado por la firma GIA Consultores Ltda, únicamente se reportan los datos de c' y ϕ' obtenidos.

Fuente: propia

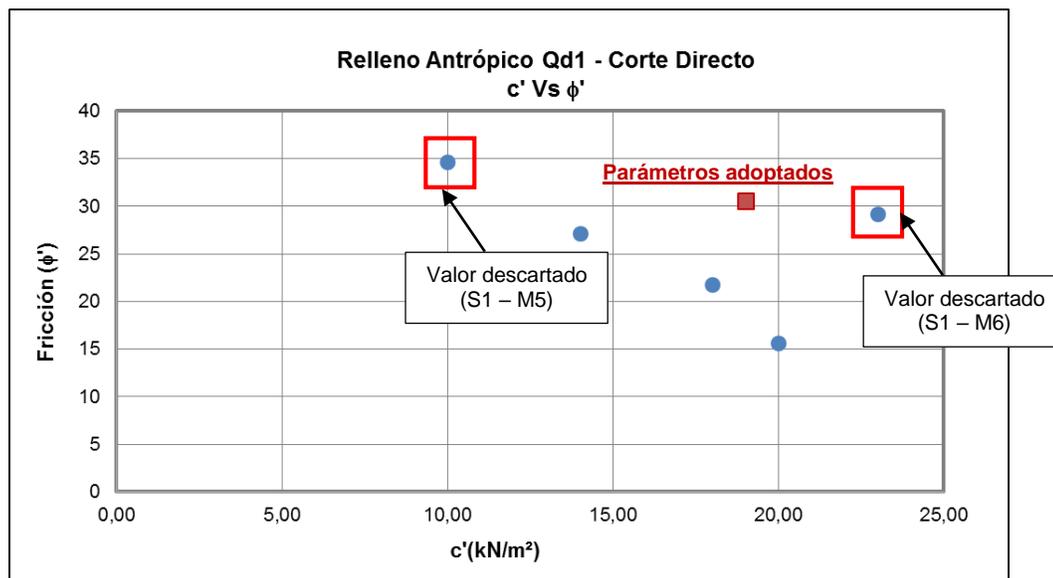


Figura 47. Gráfica de los resultados del ensayo de corte directo (c' y ϕ') para el depósito de deslizamiento. Fuente: propia.

En la **Figura 47**, se ilustran todos los valores obtenidos de los ensayos de corte directo. Los parámetros adoptados determinados como se precisó en el numeral 3.10.1, son los siguientes:

$$c'=19.0 \text{ kN/m}^2, \phi'= 30.6^\circ \text{ (ver la Figura 47).}$$

3.10.1.2 Relleno Antrópico Heterogéneo (Qra1, Qra2, Qra3, Qra4)

Para la caracterización de este estrato se revisaron los ensayos de corte directo efectuados a tres muestras con profundidades entre 0.40 m y 2.30 m (ver la **Tabla 14**), graficando los parámetros de resistencia al corte como se ilustra en la **Figura 48**.

Tabla 14. Resultados del ensayo de corte directo – Relleno antrópico heterogéneo

Perforación	Muestra	Profundidad (m)	c' (kN/m ²)	φ' (°)	Rango de esfuerzos de los ensayos (kN/m ²)
5	3	2.30 – 2.60	25,0	20.6	----
Ap-3	2	0.10 – 0.40	39,0	25.7	25 – 101
T1	2	1.00 – 1.30	18,0	28.5	12.7 – 45.7

---- valores desconocidos porque no se cuenta con el ensayo de laboratorio como anexo al estudio de remoción en masa adelantado por la firma GIA Consultores Ltda, únicamente se reportan los datos de c' y φ' obtenidos.

Fuente: propia

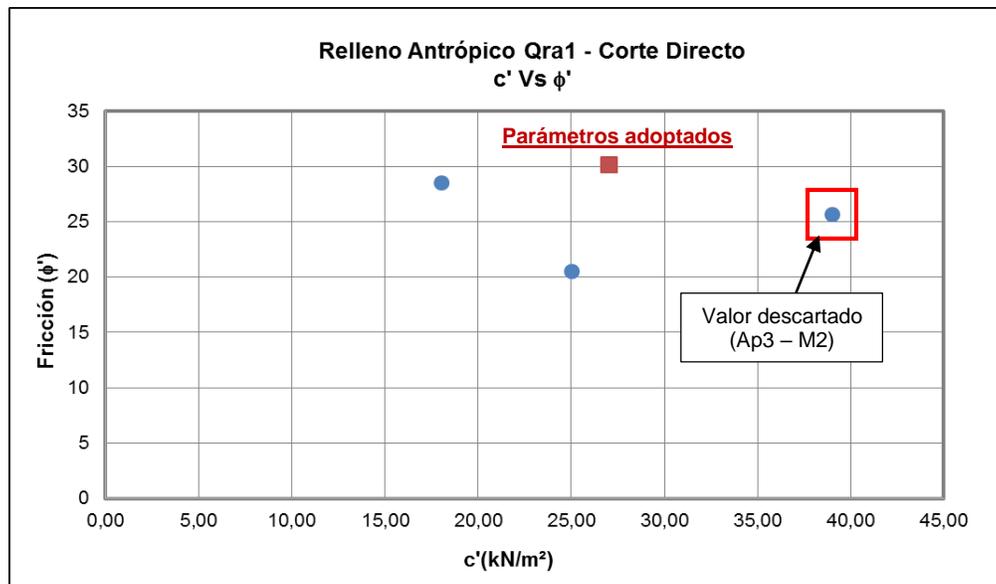


Figura 48. Gráfica de los resultados del ensayo de corte directo (c' y φ') para el relleno antrópico heterogéneo. Fuente: propia.

En la gráfica anterior, se ilustran todos los valores obtenidos de los ensayos de corte directo. Los parámetros adoptados determinados como se precisó en el numeral 3.10.1, son los siguientes:

$$c'=27.0 \text{ kN/m}^2, \phi'= 30.2^\circ \text{ (ver la Figura 48).}$$

3.10.2. Formación Bogotá (Tpb-L, Tpb-A)

Para la caracterización de este estrato conformado por arcillolita con intercalaciones de arenisca, se tuvieron en cuenta los ensayos de corte directo y la metodología propuesta por González, (2015) que permite deducir los parámetros de resistencia efectivos (c' y ϕ') mediante correlaciones empíricas con los valores de golpes/pie obtenidos de los ensayos in situ de penetración estándar SPT. Es importante resaltar que en la aplicación de la metodología, se tuvieron en cuenta las siguientes correlaciones para la determinación del ángulo de fricción equivalente (ϕ' eq):

Kishida (1969), para materiales granulares

$$\phi' eq(^\circ) = 15 + (20 N1_{72})^{0,5}$$

Montenegro & González (2014), para materiales limo arcillosos

$$\phi' eq(^\circ) = 12,785 + (25,858 N1_{72})^{0,5}$$

A continuación se incluye la revisión y análisis efectuados para la determinación de los parámetros de resistencia de la Formación Bogotá:

Arcillolita:

– Ensayos de corte directo (CD)

Tabla 15. Resultados del ensayo de corte directo – Arcillolita

Perforación	Muestra	Profundidad (m)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	Rango de esfuerzos de los ensayos (kN/m ²)
1	14	10.00 – 11.00	30,0	30.4	101.9 – 203.7
3	10	7.00 – 7.30	50,0	40.9	----

---- valores desconocidos porque no se cuenta con el ensayo de laboratorio como anexo al estudio de remoción en masa adelantado por la firma GIA Consultores Ltda, únicamente se reportan los datos de c' y ϕ' obtenidos.

Fuente: propia

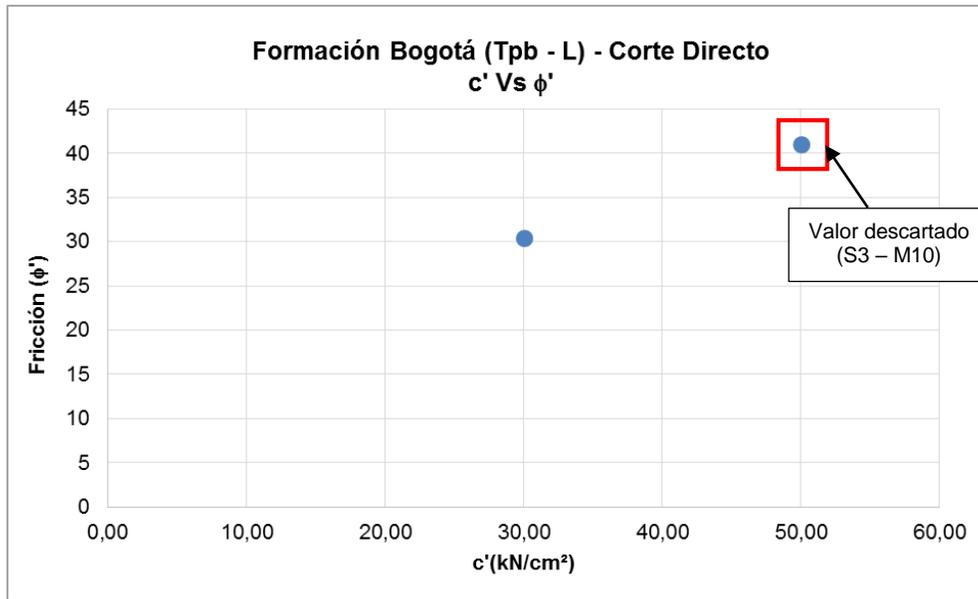


Figura 49. Gráfica de los resultados del ensayo de corte directo (c' y ϕ') para la arcillolita. Fuente: propia

De la gráfica anterior, se toman los resultados del ensayo efectuado al S1 - M14, correspondientes a $c'=30,00 \text{ kN/m}^2$, $\phi'= 30,40^\circ$.

– **Metodología propuesta por González, (2015)**

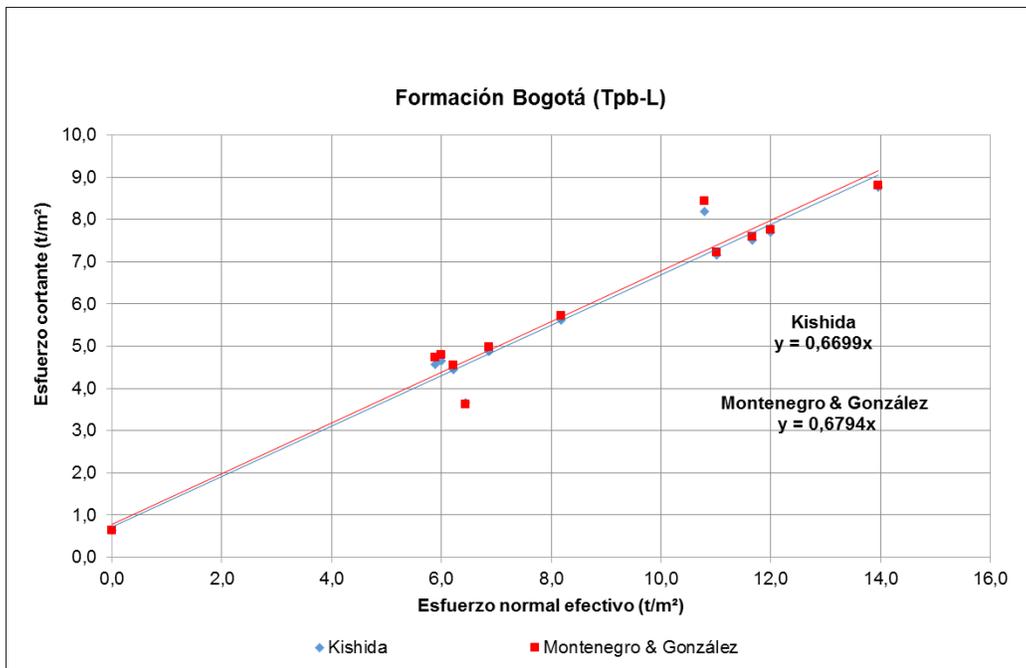


Figura 50. Correlación entre τ y σ' a partir del SPT para el estrato de arcillolita perteneciente a la Formación Bogotá. Fuente: González, (2015).

A partir de esta metodología se obtuvieron los siguientes parámetros de resistencia:

Tabla 16. Parámetros de resistencia obtenidos por la metodología de González Álvaro, (2015)

c' (kN/m ²)	ϕ' (°)
6,30	32,31

Fuente: propia

Arenisca

– **Ensayos de corte directo (CD)**

Tabla 17. Resultados del ensayo de corte directo – Arenisca

Perforación	Muestra	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	Rango de esfuerzos de los ensayos (kN/m ²)
E10	1	19,0	30.3	25.5 – 95.7
E11	1	18,0	31.3	25.5 – 111.5

Fuente: propia

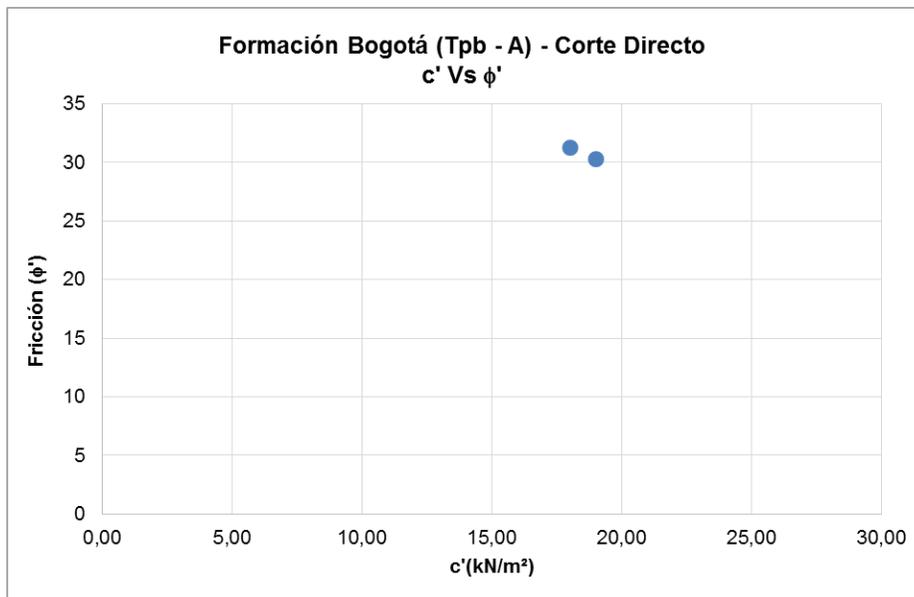


Figura 51. Gráfica de c' Vs ϕ' (ensayo de corte directo) para la arenisca. Fuente: propia

Para la determinación de los parámetros de resistencia, se promedian los resultados obteniendo una $c'=18,50$ kN/m² y un $\phi'=30,80^\circ$.

– Metodología propuesta por González, (2015)

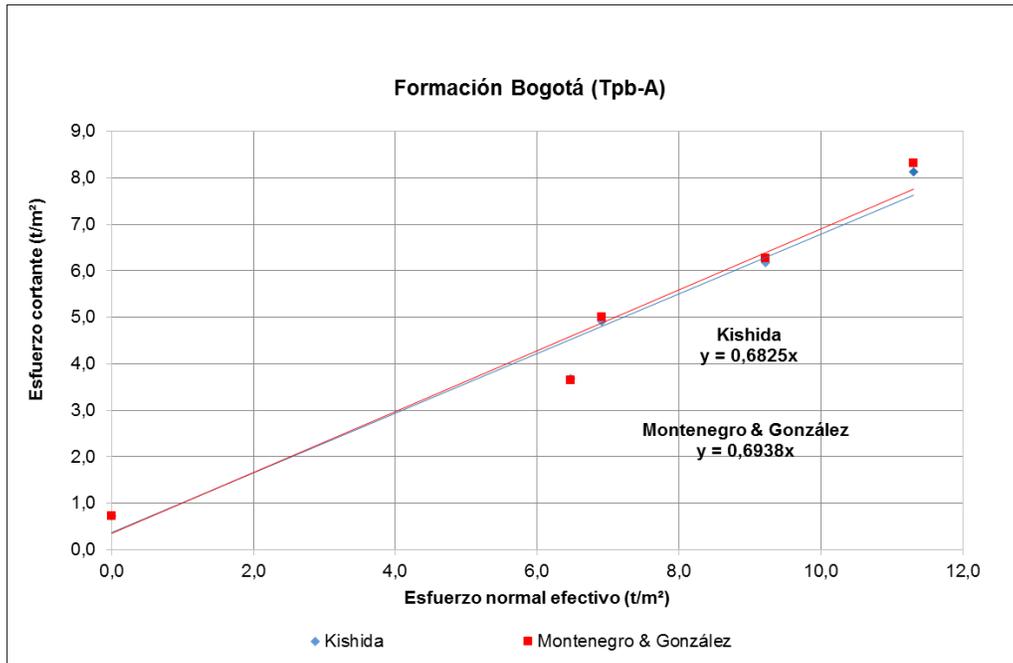


Figura 52. Correlación entre τ y σ' a partir del SPT para el estrato de arenisca. Fuente: González, (2015).

Tabla 18. Parámetros de resistencia obtenidos por la metodología de González, (2015)

c' (kN/m ²)	ϕ' (°)
7,20	35,84

Fuente: propia

De la revisión efectuada, se obtuvieron parámetros de resistencia con diferencias notables entre los valores arrojados por los ensayos de corte directo y los obtenidos mediante la metodología propuesta por González, (2015). Este contraste se hace más evidente en el valor de la cohesión (c'), con resultados conservadores obtenidos por la metodología de González, (2015), siendo ésta una de las grandes limitaciones del método.

De acuerdo con lo anterior y para efecto de los cálculos de estabilidad presentados en capítulos posteriores, se adoptaron para la arcillolita y la arenisca pertenecientes a la Formación Bogotá, los valores de cohesión (c') arrojados por los ensayos de corte directo, mientras que los ángulos de fricción (ϕ') utilizados fueron los calculados por la metodología de González (2015).

Finalmente, la relación de Poisson para cada uno de los estratos se estimó de acuerdo con el rango de valores típicos presentados en la literatura (Bowles, 1988) e incluidos en la **Tabla 19**.

Tabla 19. Rango de valores típicos para la relación de Poisson

Tipo de suelo	μ
Arcilla saturada	0.40 - 0.50
Arcilla no saturada	0.10 - 0.30
Arcilla arenosa	0.20 - 0.30
Limo	0.30 - 0.35
Arena (densa)	0.20 - 0.40
Gruesa (relación de vacíos = 0.40 - 0.70)	0.15
Grano Fino (relación de vacíos = 0.40 - 0.70)	0.25
Roca	0.10 - 0.40 (depende del tipo de roca)
Hielo	0.36
Concreto	0.15

Fuente: Bowles (1988)

Los módulos de elasticidad fueron calculados respectivamente a partir de las correlaciones presentadas por Bowles (1988) para diferentes tipos de materiales con base en el número de golpes por pie del ensayo de penetración estándar (N):

$$\text{Rellenos, arcillas y/o limos: } E_s \text{ (kPa)} = 320 (N + 15)$$

$$\text{Arenas y/o material granulares: } E_s \text{ (kPa)} = 500 (N + 15)$$

En la **Tabla 20** se resumen los parámetros de resistencia al corte y de compresibilidad adoptados en este trabajo para los diferentes materiales (suelos y rocas) explorados.

Tabla 20. Parámetros de Resistencia

Estrato	Unidad Geológica	γ (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	μ	N (golpes/pie)	E_s (kN/m ²)
Relleno antrópico - Depósito de deslizamiento	Qd1 - Qd2	19.9	19	30.6	0.20	5 a 32	9666
Relleno antrópico heterogéneo	Qra1 - Qra2	19.1	27	30.2	0.30	3 a 48	13389
Arcillolita	Tpb - L	20.9	30	32.3	0.35	60 a 90	34482
Arenisca	Tpb - A1, Tpb - A2	21.0	19	35.8	0.35		33462

Fuente: propia

Capítulo 4

Evaluación de Estabilidad del Caso de Estudio

4.1. Métodos de Análisis Seleccionados

La estabilidad de los taludes del caso de estudio (ilustrados en la **Figura 27**, la **Figura 28** y la **Figura 29**) será evaluada por los siguientes métodos:

- Análisis de equilibrio límite: Bishop simplificado, Morgenstern – Price, Janbu simplificado, Lowe – Karafiath, Fellenius y Spencer, incorporados en el programa Slide,
- Método de los elementos finitos mediante la técnica de la reducción de la resistencia al corte, utilizando los programas Phase2 (bidimensional) y RS3 (tridimensional).

La revisión de los métodos y los principios básicos de los programas se describen en el capítulo 2 del presente documento.

4.2. Parámetros de Entrada

Los parámetros de resistencia al corte y compresibilidad utilizados como parámetros de entrada para modelar la estratigrafía de la zona en los programas Slide, Phase2 y RS3 se resumen en la **Tabla 20**. Por otra parte en la **Tabla 21** se relacionan los valores de convergencia adoptados y demás consideraciones de importancia para la modelación en los diferentes programas:

Tabla 21. Parámetros de entrada para la modelación en los programas Slide, Phase2 y RS3

Programa	Criterio de falla	Opciones de Convergencia			Consideraciones
		No. De tajadas	Tolerancia	No. De iteraciones	
Slide	Mohr Coulomb	25	0,001	500	Para que el programa identificara la superficie de falla en bloque más crítica, se utilizó la opción como método de búsqueda "Path Search".
					Se seleccionó la opción "half sine" como la función de fuerzas entre tajadas.

Programa	Criterio de falla	Opciones de Convergencia			Consideraciones
		No. De tajadas	Tolerancia	No. De iteraciones	
Slide		25	0,001	500	Las casas que conformaban la urbanización se modelaron como un sólido con un material tipo Mohr Coulomb, un peso unitario (γ) de 1.28 kN/m ³ (Fuente: Fernández, & Albert, 2010) y una cohesión (c) de 7500 kN/m ² (Narayanan & Sirajuddin, 2013), este último valor castigado para el modelo en un 50% (a criterio del autor del presente documento) con el fin de determinar una cohesión equivalente, toda vez que las casas fueron modeladas como un sólido.
Phase2	Mohr Coulomb	---	0,001	500	El modelo se basó en elementos triangulares de 3 nodos.
					La malla se refinó lo suficiente mediante la opción "Increase Discretization Density" para obtener el menor Factor de Seguridad (FS) posible.
					Los esfuerzos totales iniciales tanto horizontales como verticales, se asumieron iguales ($K_0 = 1.0$).
					El Factor de Seguridad (FS) fue calculado de acuerdo con el procedimiento de reducción de la resistencia (c' , ϕ'), utilizando la opción "Strength Reduction".
					Las casas que conformaban la urbanización se modelaron como un sólido con un material elástico tipo Mohr Coulomb, un peso unitario (γ) de 1.28 kN/m ³ (Fuente et al., 2010), una relación de poisson (μ) de 0.18, un módulo de elasticidad (E) de 6'000.000 kN/m ² \approx 6 GPa y una cohesión (c) de 7500 kN/m ² (Narayanan & Sirajuddin, 2013), este último valor castigado para el modelo en un 50% (a criterio del autor del presente documento) con el fin de determinar una cohesión equivalente, toda vez que las casas fueron modeladas como un sólido.

Programa	Criterio de falla	Opciones de Convergencia			Consideraciones
		No. De tajadas	Tolerancia	No. De iteraciones	
RS3	Mohr Coulomb	---	0,01	1000	El modelo se basó en elementos tetraédricos de 4 nodos.
					La malla se refinó lo suficiente mediante la opción "Mesh Setup" para obtener el menor FS posible.
					Los esfuerzos totales iniciales tanto horizontales como verticales, se asumieron iguales ($K_0 = 1.0$)
					El FS fue calculado con el método de reducción de la resistencia en forma manual de acuerdo con lo expuesto por Griffiths & Márquez, (2007) en su estudio, <u>dado que la primera versión (1.0) de este programa no tiene automatizado el proceso de reducción de resistencia.</u>
					Para la modelación de las casas que conformaban la urbanización se utilizó una serie de "Liners" (o elementos estructurales) definidos como un material elástico, con un módulo de elasticidad (E) de 6'000.000 kN/m ² \approx 6GPa, una relación de poisson (μ) de 0.18 (Narayanan & Sirajuddin, 2013) y un espesor de 0.25 m.
Adicionalmente, se creó un elemento de "interfase" para simular el comportamiento real entre el elemento estructural (casas) y el suelo adyacente. La "interfase" se definió con el criterio de falla de Mohr Coulomb, y los siguientes parámetros correspondientes al suelo de apoyo de las casas (relleno heterogéneo, $Q_{ra1} - Q_{ra2}$), con un ángulo de fricción (ϕ) de 30.2°, una cohesión (c) de 27 kN/m ² , un ángulo de dilatación (ψ) de 30.2° y una rigidez normal (Kn) y de corte (Ks) de 13389 kN/m ² .					

Fuente: propia

4.3. Geometría

Teniendo en cuenta la extensión del talud adyacente a la urbanización Buenavista Oriental III Etapa, se consideraron para las modelaciones en los programas bidimensionales (Slide y Phase2) tres secciones de análisis (ver la **Figura 54**, la **Figura 55**, la **Figura 56** y la **Figura 56**) en las que se ilustra el talud con una altura entre 22 m y 27 m, una inclinación variable entre 24° y 38° y la masa deslizada en contacto con las viviendas.

En la modelación tridimensional (utilizando el programa RS3) se incluyó la topografía de la zona, la localización de las casas de la urbanización y la estratigrafía determinada con base en la exploración del subsuelo como se ilustra en la **Figura 57**.

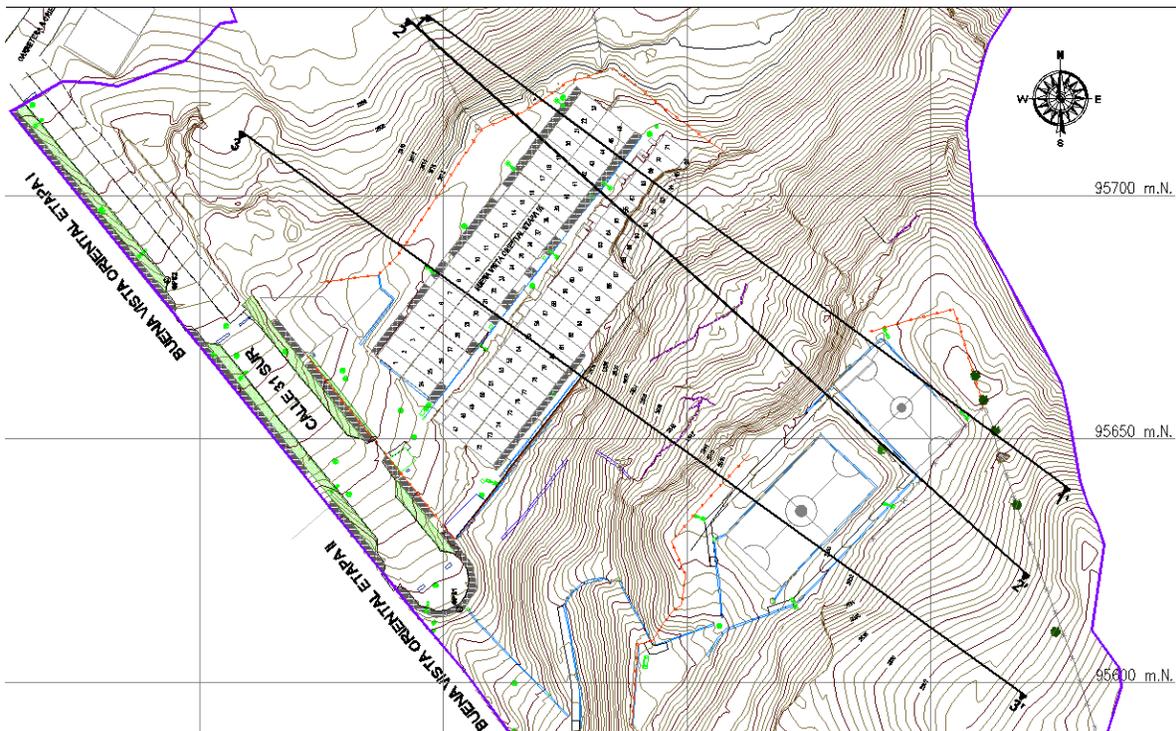


Figura 53. Ubicación en planta de las secciones de análisis. Fuente propia

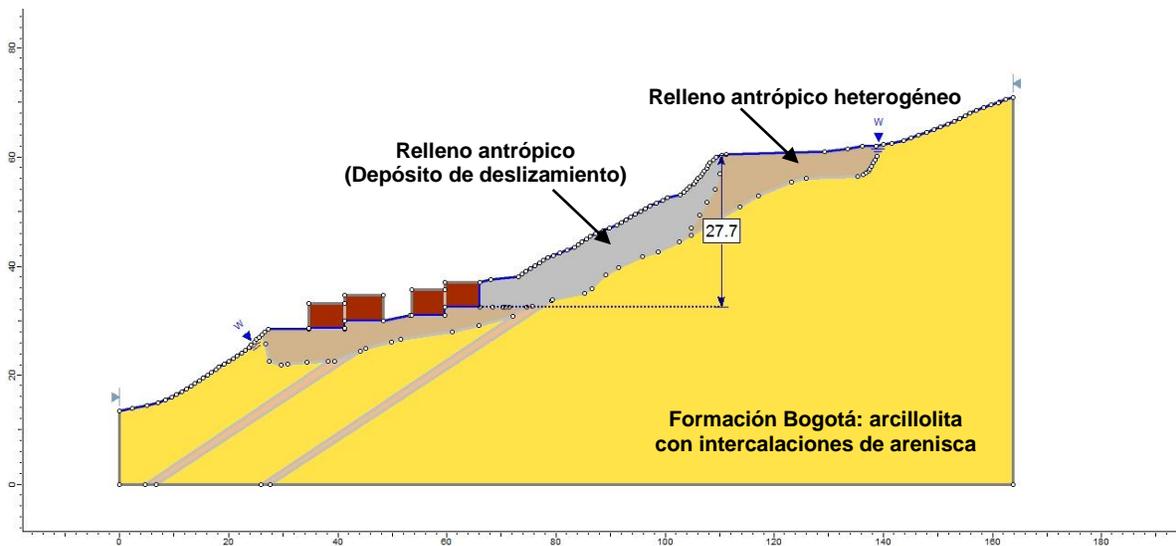


Figura 54. Geometría de la sección 1-1'. Fuente propia

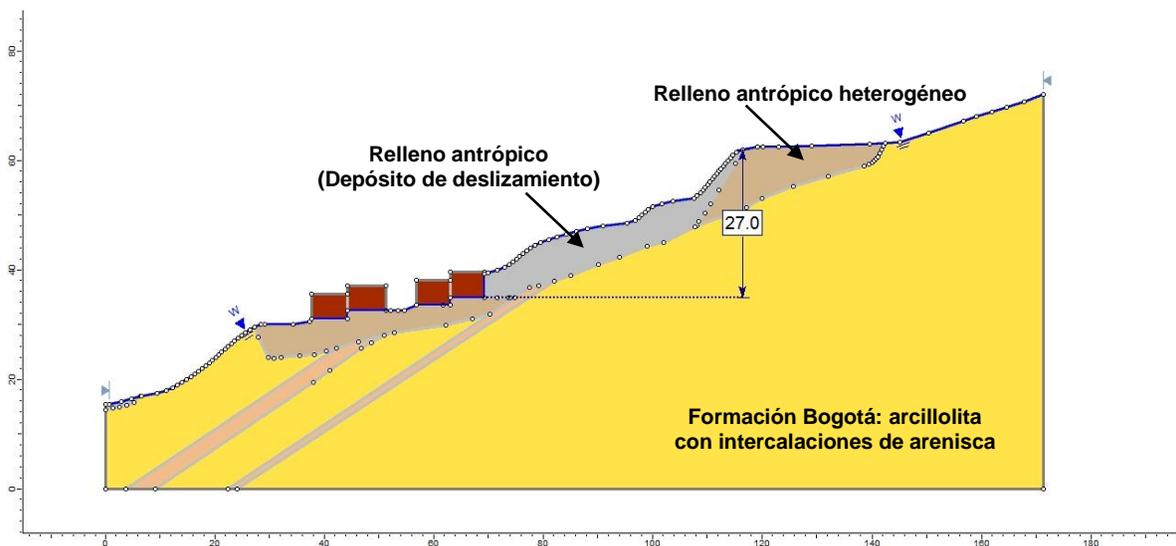


Figura 55. Geometría de la sección 2-2'. Fuente propia

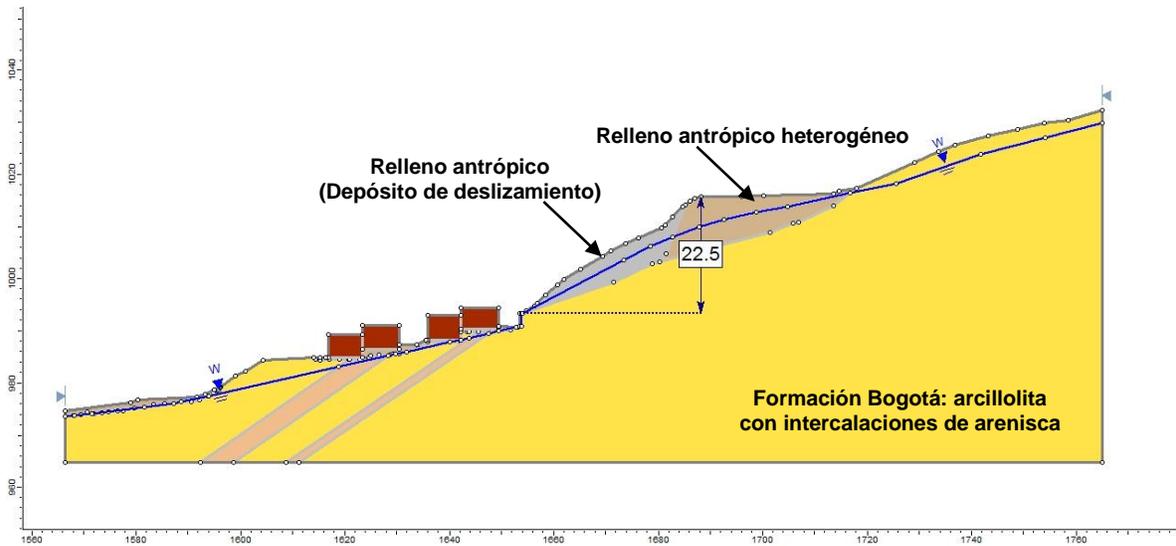


Figura 56. Geometría de la sección 3-3'. Fuente propia

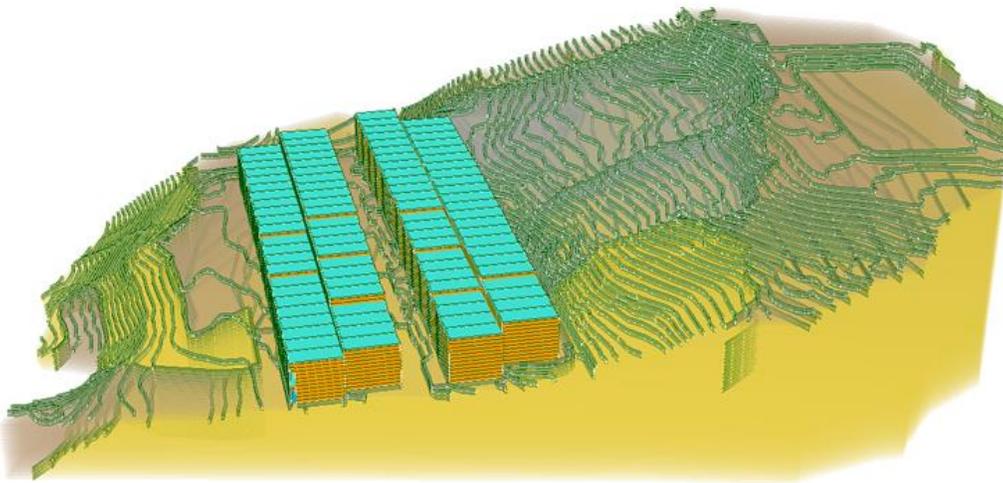


Figura 57. Geometría tridimensional. Fuente propia.

4.4. Análisis Retrospectivo

Con el fin de calibrar los parámetros de resistencia al corte de los estratos, se tuvo en cuenta la variación del nivel freático en función del régimen de lluvias de la zona, mediante un análisis retrospectivo que busca obtener un Factor de Seguridad de 1.0 indicando la estabilidad de la ladera justo antes del deslizamiento. La profundidad del nivel freático que permita obtener el Factor de Seguridad antes mencionado será la superficie que causó la falla o deslizamiento.

Para el efecto se modeló en el programa Slide el perfil topográfico pre deslizamiento (extraído del estudio de remoción en masa efectuado en el año 2009), correspondiente a la sección 2-2', considerando diferentes niveles de la tabla de agua (ver **Figura 58**), desde el más profundo (tabla de agua # 1) ubicado a nivel de la Formación Bogotá, subiendo gradualmente llegando al contacto entre la arcillolita y los rellenos antrópicos (tabla de agua # 3), hasta el más superficial que considera la saturación del terreno (tabla de agua # 5).

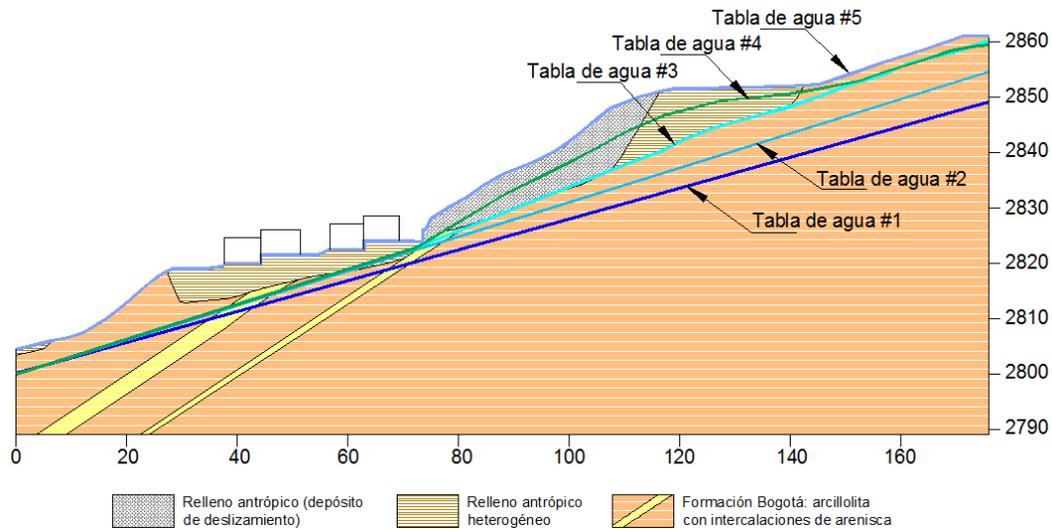


Figura 58. Perfil topográfico pre deslizamiento de la sección 2-2', con la ubicación de los diferentes niveles de la tabla de agua. Fuente: GIA CONSULTORES LTDA, (2009) y propia.

Los resultados de los cálculos de estabilidad se incluyen a continuación, notando la disminución de los factores de seguridad en función del ascenso del nivel freático, particularidad atribuida a la saturación progresiva de los rellenos antrópicos superficiales:

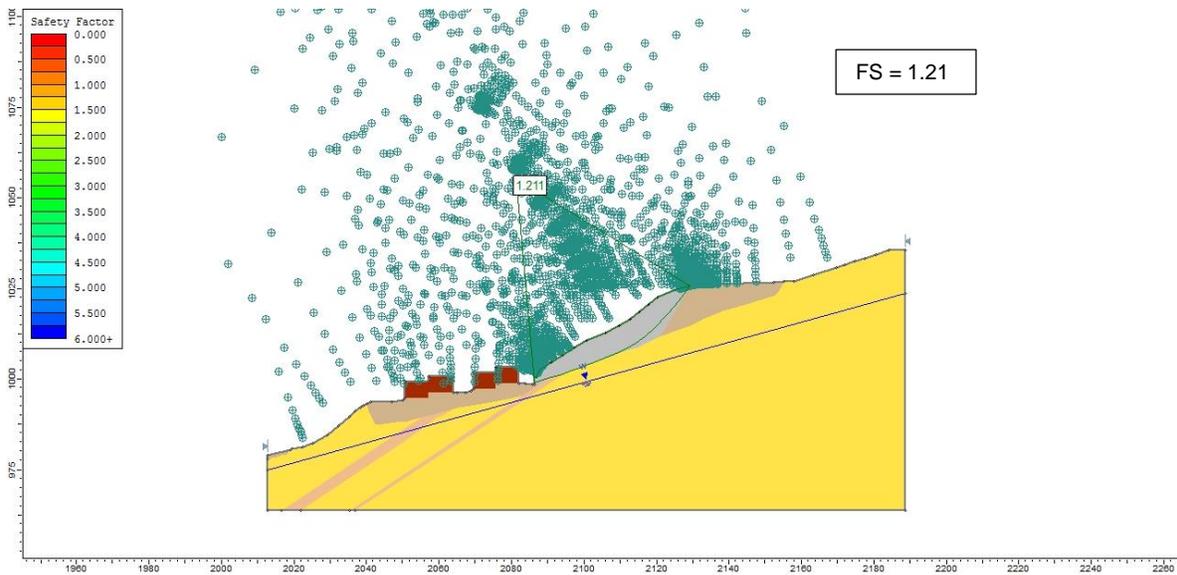


Figura 59. FS para la tabla de agua #1. Fuente: propia.

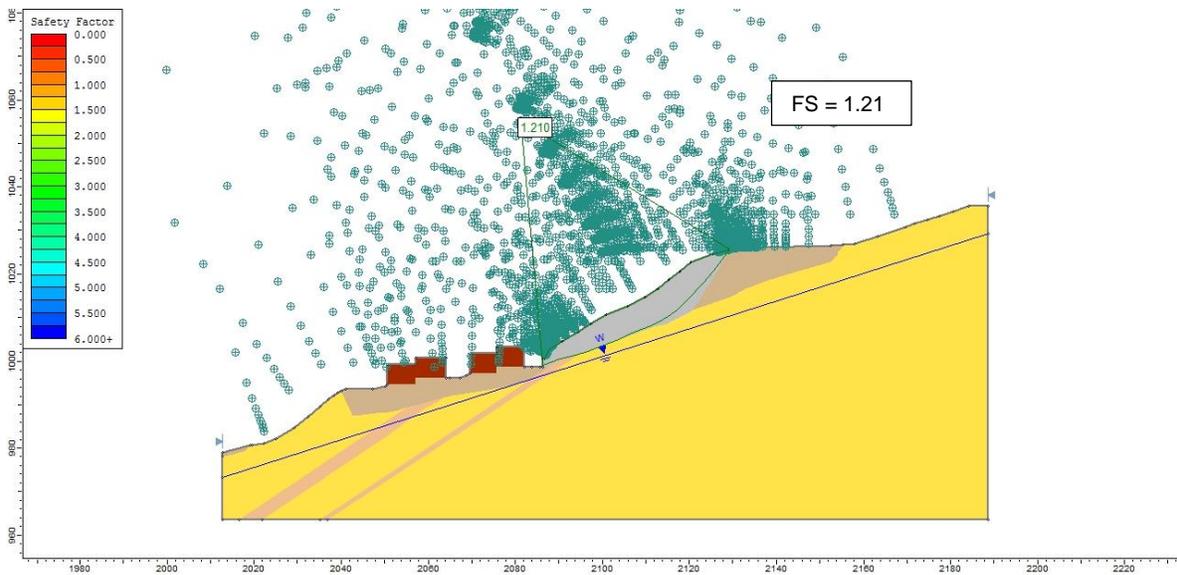


Figura 60. FS para la tabla de agua #2. Fuente: propia.

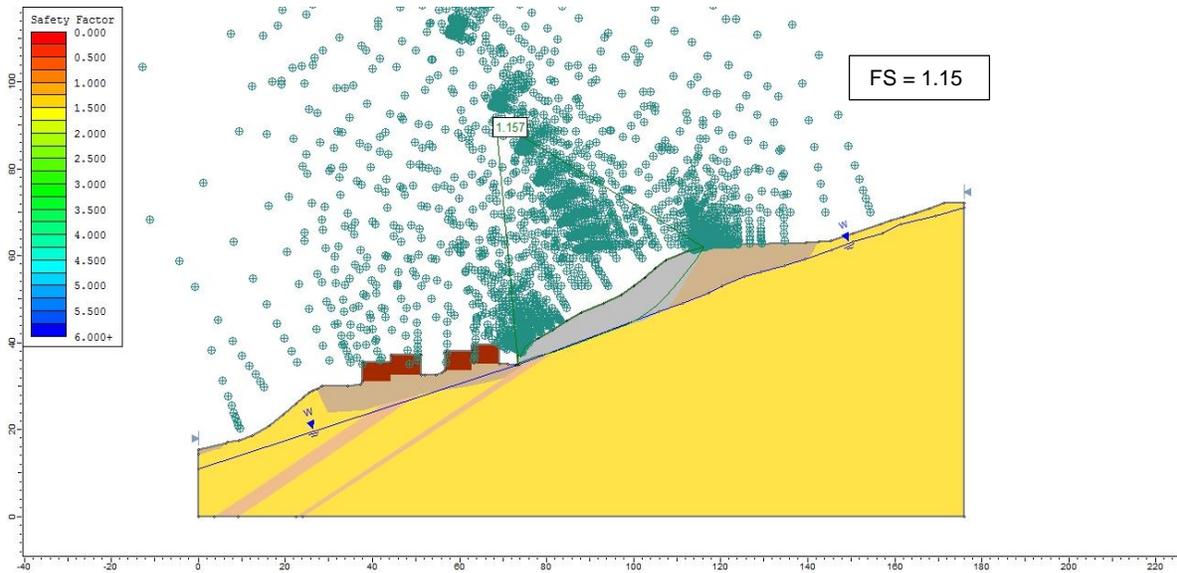


Figura 61. FS para la tabla de agua #3. Fuente: propia

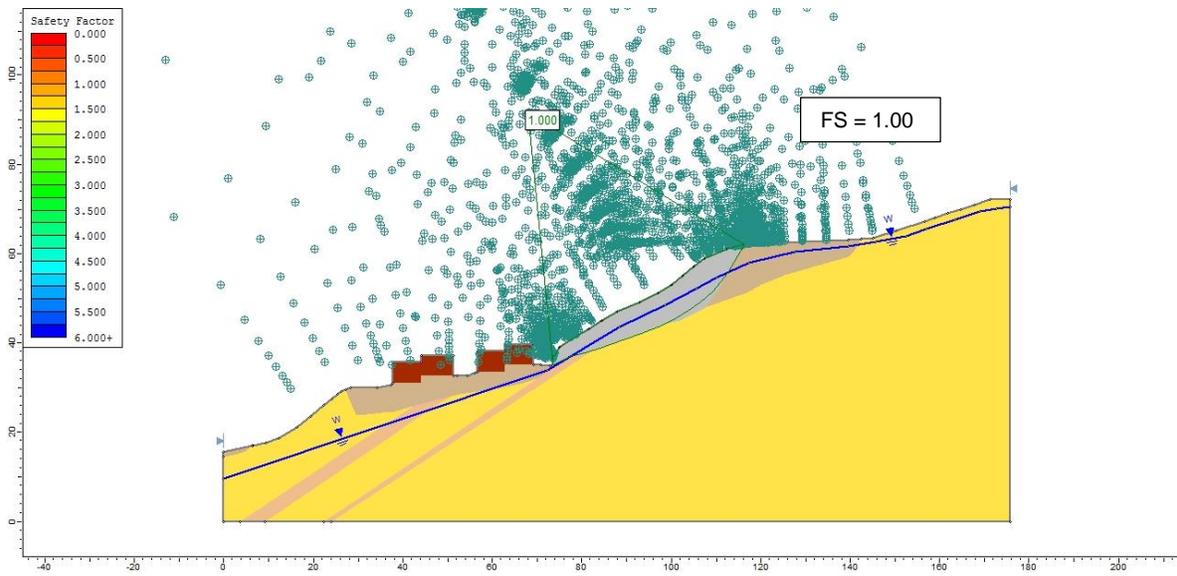


Figura 62. FS para la tabla de agua #4. Fuente: propia.

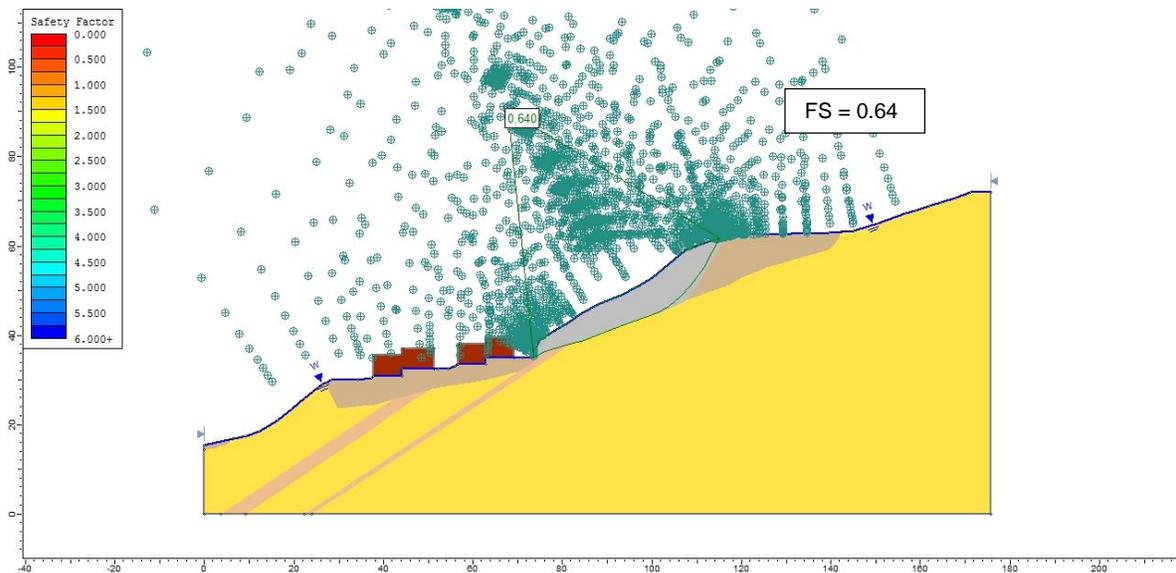


Figura 63. FS para la tabla de agua #5. Fuente: propia.

Teniendo en cuenta los análisis efectuados se ratifican los parámetros de resistencia definidos en la **Tabla 20**, así mismo, se comprueba la hipótesis basada en el aumento del nivel freático como el principal agente disparador del deslizamiento.

4.5. Comparación de Análisis de Estabilidad Bidimensional y Tridimensional

Los análisis de estabilidad se llevaron a cabo para el talud con la geometría posterior a la falla, dos escenarios diferentes como ejercicio académico, el primero en condición “seca” (húmeda sin existencia de nivel freático), utilizando las modelaciones bidimensionales (por los métodos de equilibrio límite y por el de los elementos finitos) y tridimensionales (por el método de los elementos finitos) y el segundo en condición saturada, utilizando únicamente las modelaciones bidimensionales, toda vez que la modelación tridimensional para el caso de estudio (utilizando la versión 1.0 del programa RS3) al incluir el agua dentro del talud, resultó en inestabilidad numérica.

La versión 1.0 del programa RS3, permite la asignación de las cabezas de presión, la definición de las condiciones de borde (que deben ser asignadas cuidadosamente a cada una de las curvas de nivel del modelo) y la asignación de las propiedades hidráulicas a cada uno de los estratos definidos. Sin embargo, para el caso particular de análisis de la presente tesis, se encontró que cuando se activó la opción para que el programa RS3 generará la malla de los elementos finitos de manera automática, se produjo un “error” antes

de la creación de la malla y por consiguiente no fue posible realizar corridas del modelo tridimensional con presencia de agua subterránea. Por otro lado, esta inestabilidad numérica no se presentó si se omitía el agua subterránea en el modelo de análisis del programa RS3.

4.5.1. Análisis en Condición “seca” (húmeda sin existencia de nivel freático)

4.5.1.1 Análisis Bidimensional

Las modelaciones efectuadas se llevaron a cabo para las tres secciones de análisis (dos de ellas ubicadas de manera tal que atraviesan la masa deslizada como se ilustra en la **Figura 53**) utilizando los programas Slide que trabaja con el método de equilibrio límite y Phase2 basado en el método de los elementos finitos mediante el proceso de reducción de la resistencia al corte.

4.5.1.1.1 Análisis de Estabilidad con el Método de Equilibrio Límite

En la

Figura 64,

Figura 65 y

Figura 66 se presentan los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad para las tres secciones consideradas en condición “seca” (húmeda sin existencia de nivel freático):

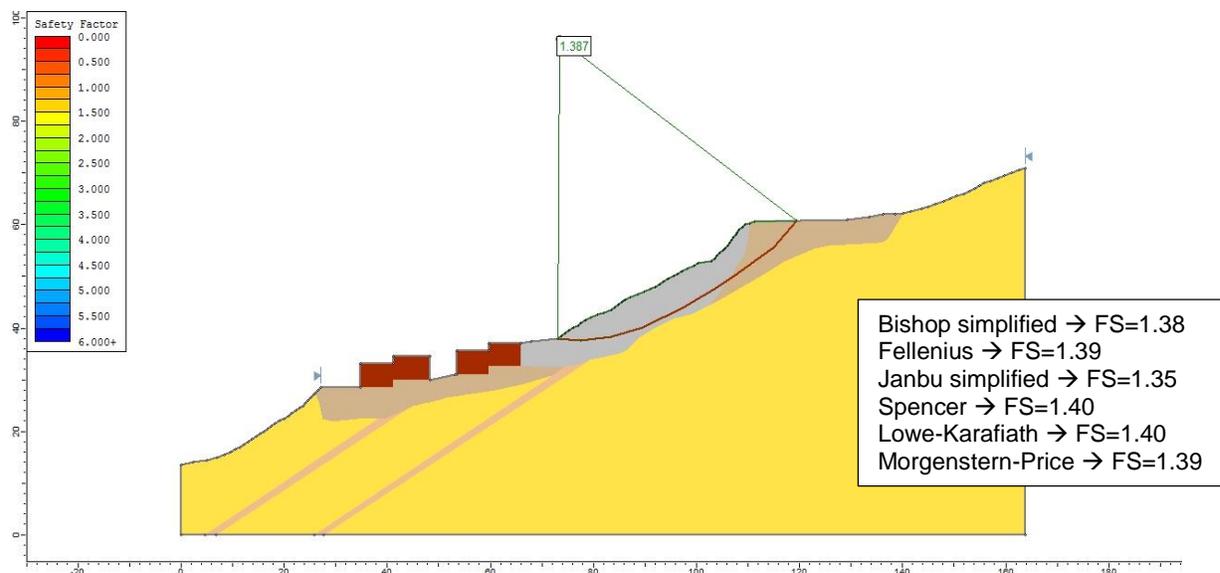


Figura 64. Análisis de estabilidad en condición “seca” por el método de Equilibrio Límite, Sección 1-1'. Fuente: propia.

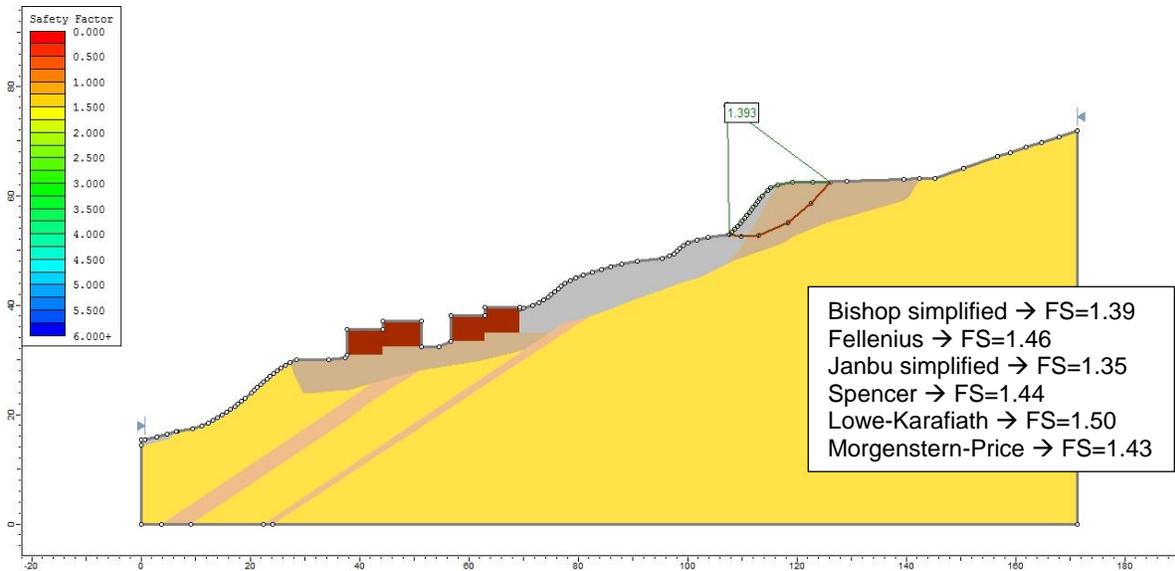


Figura 65. Análisis de estabilidad en condición “seca” por el método de Equilibrio Límite, Sección 2-2'. Fuente: propia.

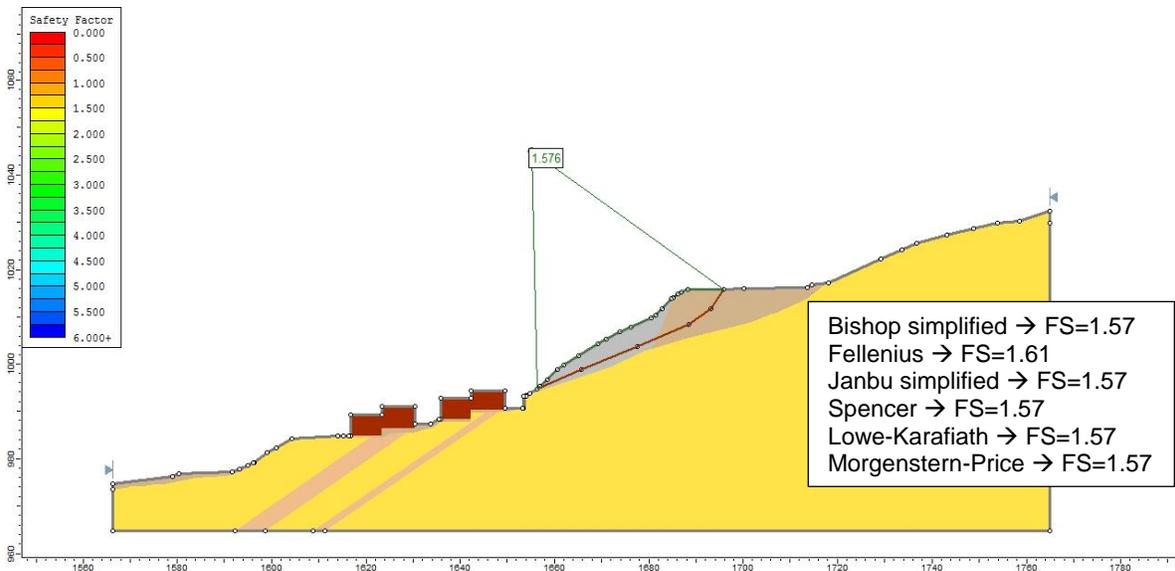


Figura 66. Análisis de estabilidad en condición “seca” por el método de Equilibrio Límite, Sección 3-3'. Fuente: propia.

De los análisis efectuados se obtienen factores de seguridad locales, que atraviesan la masa deslizada y parte del relleno sobre el que se encontraban construidas las canchas

deportivas, con superficies de falla generadas en la zona superior del talud donde los rellenos heterogéneos alcanzan su mayor espesor. Los factores de seguridad obtenidos para estas secciones son altos (cercaos o iguales a 1.5), condición que refleja la estabilidad de la masa deslizada al no involucrar el efecto del nivel freático en el análisis. Es importante notar que para la sección 3-3', la cual está ubicada por fuera de la masa deslizada, se obtiene un Factor de Seguridad mayor a 1.5 por todos los métodos empleados.

Por otro lado se resalta el hecho que los resultados obtenidos mediante el análisis de equilibrio límite por los métodos de Fellenius, Spencer, Lowe-Karafiath y Morgenstern – Price son muy similares (presentando pequeñas variaciones que pueden ser despreciables desde el punto de vista práctico) y superiores a los demás métodos, mientras que el más conservador es Janbu Simplificado con los menores valores de Factor de Seguridad (FS).

4.5.1.1.2 Análisis de Estabilidad con el Método de los Elementos Finitos

En la **Figura 67**, la **Figura 68**, la **Figura 69**, la **Figura 70**, la

Figura 71 y la **Figura 72**, se presentan los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad empleando el método de los elementos finitos bidimensional mediante la técnica de reducción de la resistencia al corte para las tres secciones consideradas en condición “seca” (húmeda sin existencia de nivel freático).

Se hace notar que en los análisis de elementos finitos la superficie de falla (o zona de corte) se observa en el campo de deformaciones unitarias máximas. La zona de corte corresponde a la banda de suelo en la cual se concentran las deformaciones cortantes.

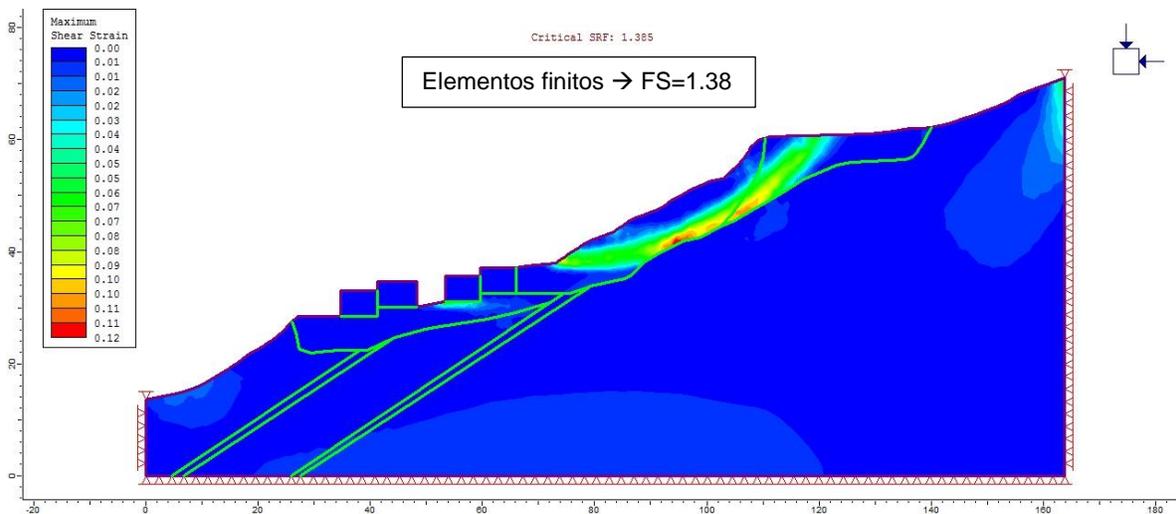


Figura 67. Análisis de estabilidad en condición “seca” por el método de los Elementos Finitos, Sección 1-1'. Fuente: propia.

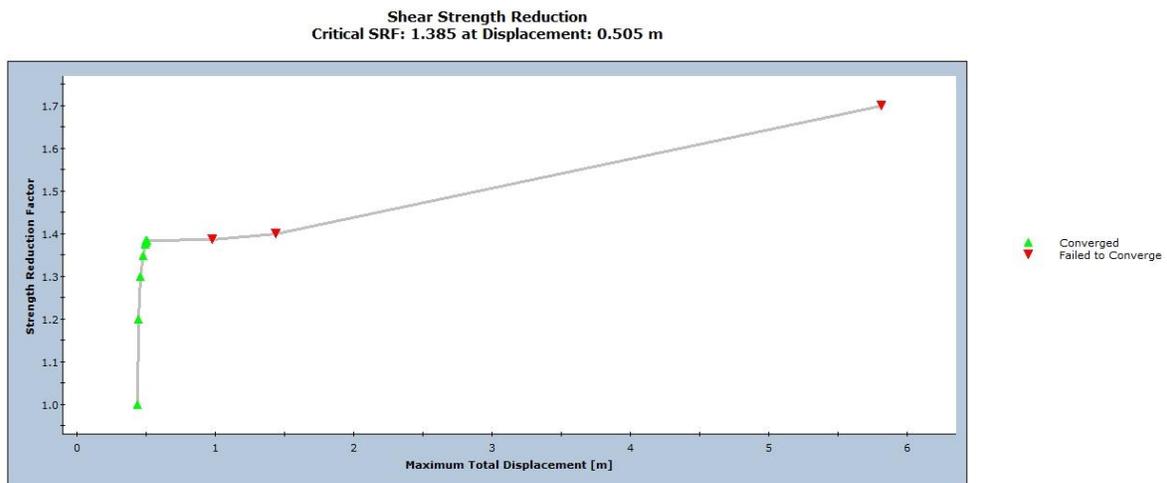


Figura 68. SRF versus Desplazamiento total máximo para la Sección 1-1'. Fuente: propia.

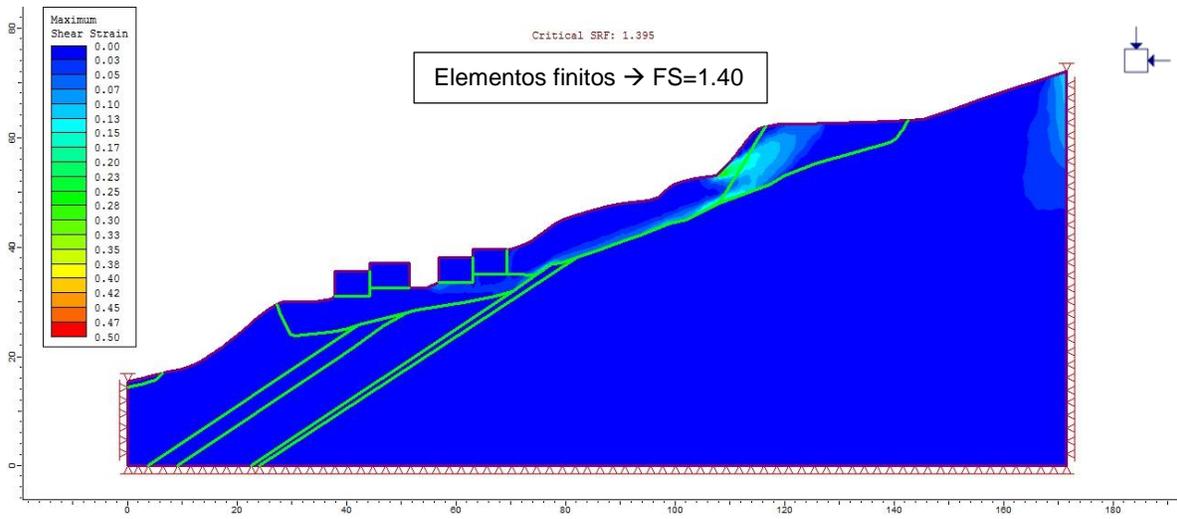


Figura 69. Análisis de estabilidad en condición “seca” por el método de los Elementos Finitos, Sección 2-2'. Fuente: propia.

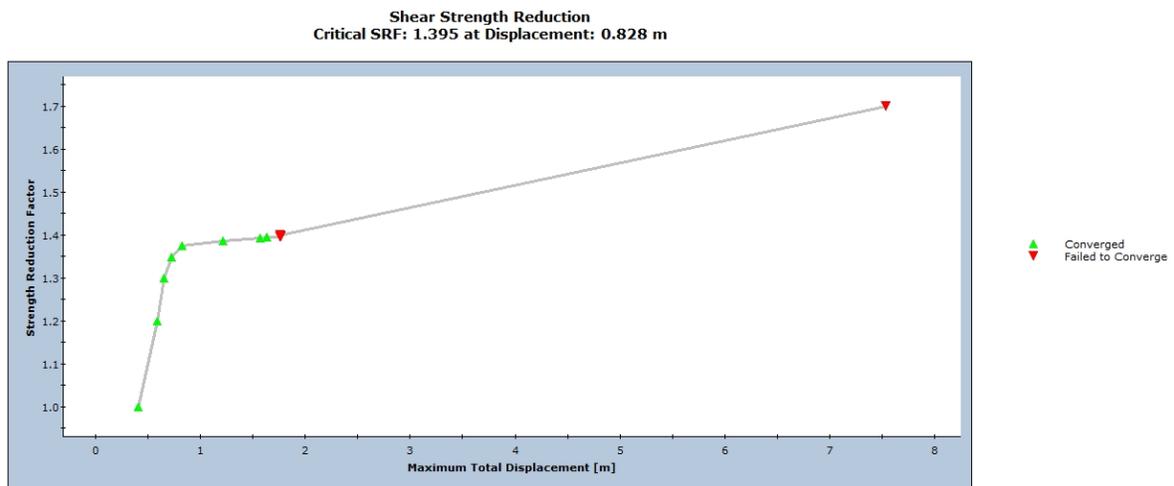


Figura 70. SRF versus Desplazamiento total máximo para la Sección 2-2'. Fuente: propia.

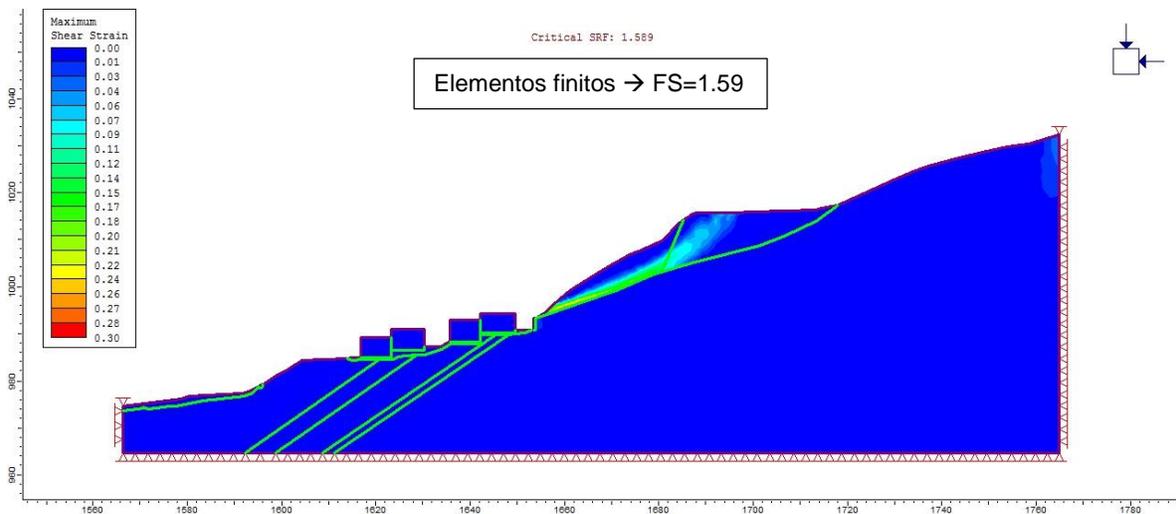


Figura 71. Análisis de estabilidad en condición “seca” por el método de los Elementos Finitos, Sección 3-3'. Fuente: propia.

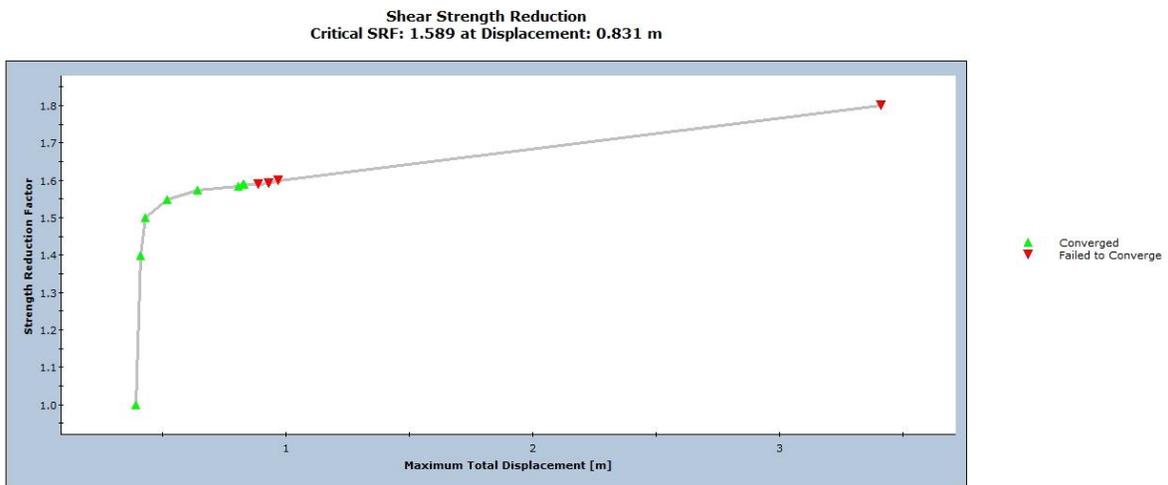


Figura 72. SRF versus Desplazamiento total máximo para la Sección 3-3'. Fuente: propia.

De los análisis efectuados se tiene que los factores de seguridad y los mecanismos de falla obtenidos por este método son similares a los determinados por el método de equilibrio límite.

Es importante resaltar que en los análisis de estabilidad adelantados utilizando el método de los elementos finitos para las tres secciones, no se presentaron problemas numéricos, ni de convergencia.

Adicionalmente, se incluye en la **Figura 73**, la **Figura 74**, la **Figura 75**, la **Figura 76**, la **Figura 77** y la **Figura 78**, la malla de elementos finitos deformada para cada una de las secciones de análisis en la condición de falla, así como los vectores de deformación, los cuales muestran la dirección del movimiento y los mecanismo de falla.

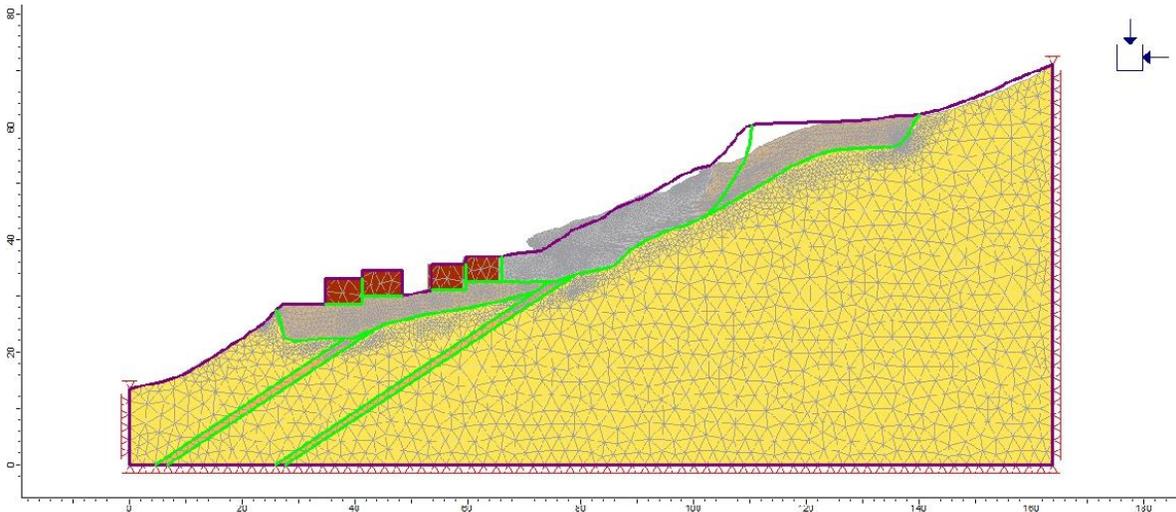


Figura 73. Malla deformada en condición “seca” por el método de los Elementos Finitos, Sección 1-1'. Fuente: propia.

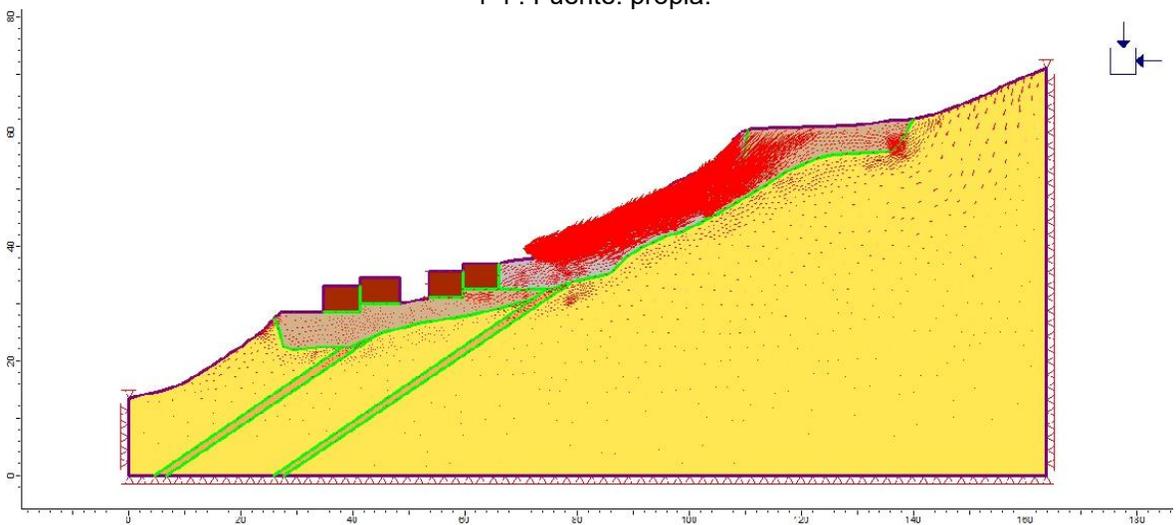


Figura 74. Vectores de deformación en condición “seca” por el método de los Elementos Finitos, Sección 1-1'. Fuente: propia

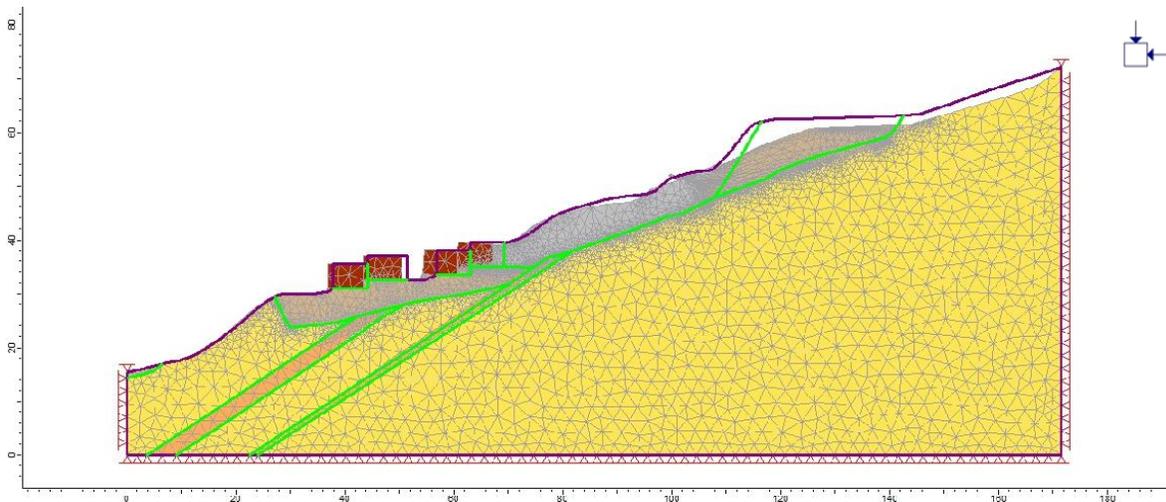


Figura 75. Malla deformada en condición “seca” por el método de los Elementos Finitos, Sección 2-2'. Fuente: propia.

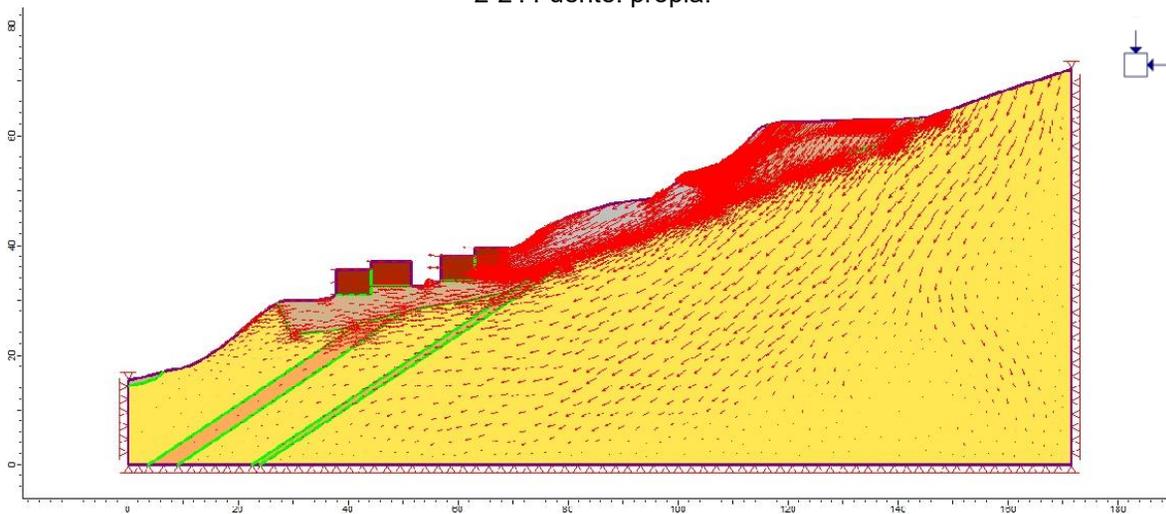


Figura 76. Vectores de deformación en condición “seca” por el método de los Elementos Finitos, Sección 2-2'. Fuente: propia.

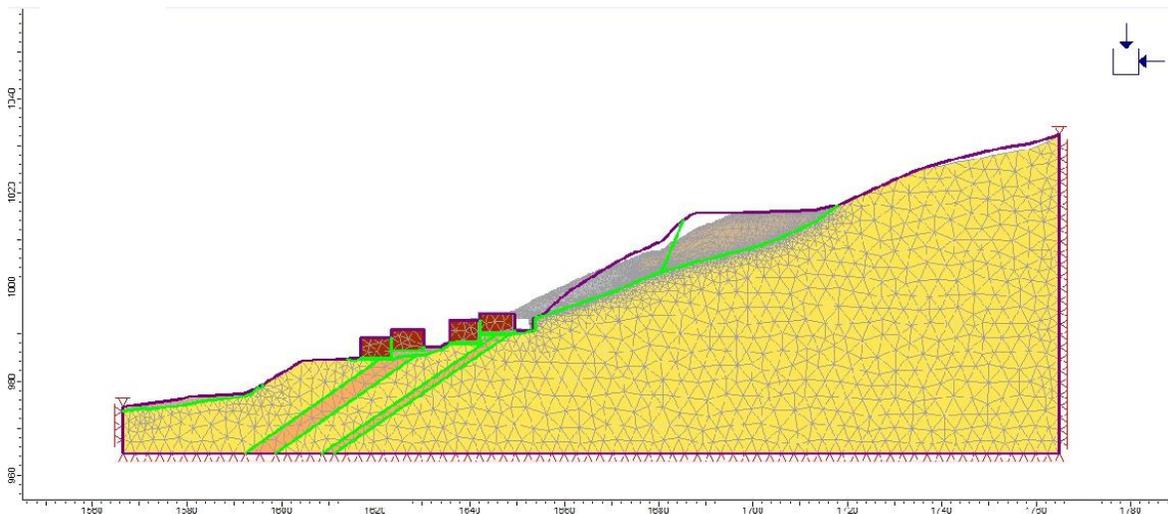


Figura 77. Malla deformada en condición “seca” por el método de los Elementos Finitos, Sección 3-3'. Fuente: propia.

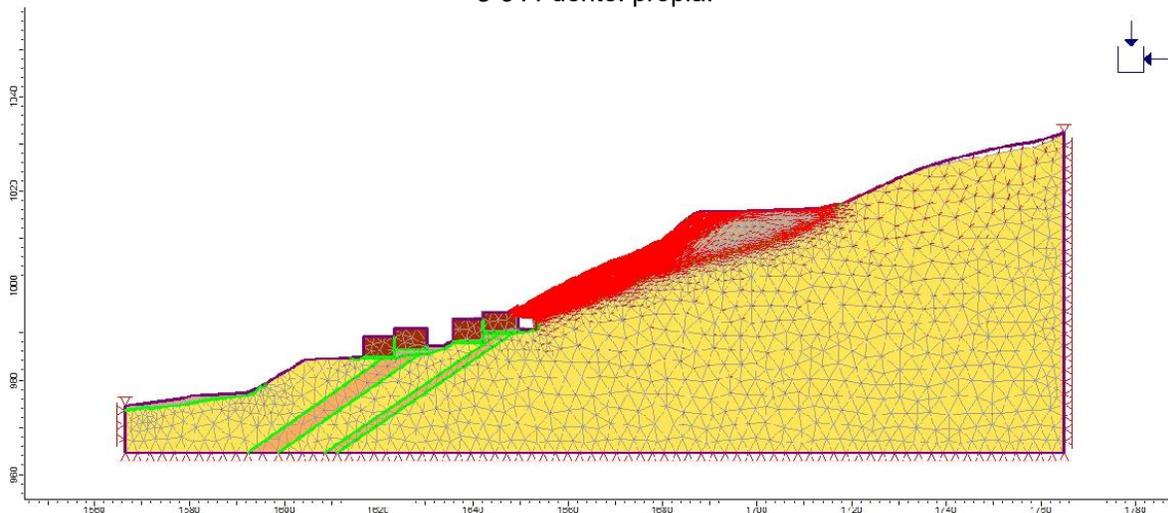


Figura 78. Vectores de deformación en condición “seca” por el método de los Elementos Finitos, Sección 3-3'. Fuente: propia.

4.5.1.2 Análisis Tridimensional

La modelación tridimensional se efectuó mediante el programa RS3 que trabaja con el método de los elementos finitos, involucrando gran parte de la topografía de la zona, el sector de la masa deslizada y las viviendas.

Es importante resaltar que cálculo del Factor de Seguridad del análisis de estabilidad de taludes tridimensional, fue efectuado manualmente utilizando la metodología expuesta por

Griffiths & Márquez (2007), toda vez que la versión 1 del programa RS3, no cuenta con el módulo de análisis que permita realizar dicho cálculo de manera automática.

4.5.1.2.1 Análisis de Estabilidad con el Método de los Elementos Finitos

Como lo expresan Griffiths & Márquez (2007) en su artículo, el procedimiento para el cálculo manual del Factor de Seguridad (FS) inicia con la reducción de los parámetros de resistencia al corte de cada uno de los materiales muestreados en la exploración del suelo, utilizando las siguientes expresiones:

$$c'_f = \frac{c'}{SRF}$$
$$\phi'_f = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi'}{SRF} \right)$$

Para el efecto se utilizó un Factor de Reducción de la Resistencia (SRF por sus siglas en inglés) de 0.95 que fue incrementado gradualmente hasta obtener la falla del talud que tiene lugar cuando el programa utilizado (RS3) alcanza un número de iteraciones máximas especificadas por el usuario (que para este caso se toma como 1000 iteraciones, de acuerdo con lo recomendado por Griffiths & Márquez (2007)) o cuando el modelo no converge dentro del número de iteraciones previamente definidas. Lo anterior indica que los algoritmos que utiliza el programa no son capaces de encontrar una redistribución de esfuerzos que satisfaga simultáneamente las siguientes condiciones:

- El equilibrio global
- El Criterio de falla de Mohr Coulomb con la reducción de los parámetros de resistencia.

En ese punto la falla ocurre y se evidencia un incremento repentino de desplazamientos de los nodos de la malla de elementos finitos.

A partir de lo anterior el SRF crítico que reduce los parámetros de resistencia en la corrida que alcanza las 1000 iteraciones será igual al FS. Para el efecto se presenta a continuación el análisis efectuado, relacionando en la **Tabla 22**, el SRF utilizado, con el número de iteraciones correspondiente y la deformación máxima ($\delta_{m\acute{a}x.}$) obtenida en cada una de las corridas del modelo. Así mismo, se determinó el desplazamiento adimensional mediante la siguiente expresión:

$$\frac{E\delta_{m\acute{a}x}}{\gamma H^2}$$

Donde:

E_s = m3dulo de Young (igual a 20736 kN/m², valor ponderado)

$\delta_{m\acute{a}x}$ = m3ximo desplazamiento nodal (valor arrojado por el modelo para cada corrida)

H = altura del talud (igual a 27.50 m)

En la **Figura 79** se grafic3 el SRF contra el desplazamiento adimensional, notando el r3pido aumento en el desplazamiento al acercarse al n3mero m3ximo de iteraciones definidas, lo que permite determinar un Factor de Seguridad FS \approx SRF de 1.42.

Tabla 22. Resultados del an3lisis 3D con un n3mero m3ximo de iteraciones

# de corrida del modelo	$E\delta_{max}/\gamma H^2$	$\delta_{m\acute{a}x}$. (m)	SRF	# de iteraciones
1	0.128	0.089	0.95	13
2	0.136	0.095	1.00	25
3	0.201	0.140	1.21	48
4	0.230	0.160	1.23	80
5	0.273	0.190	1.30	218
6	0.316	0.220	1.40	676
7	0.359	0.250	**1.42	1000
** SRF cr3tico \approx FS				

Fuente: propia

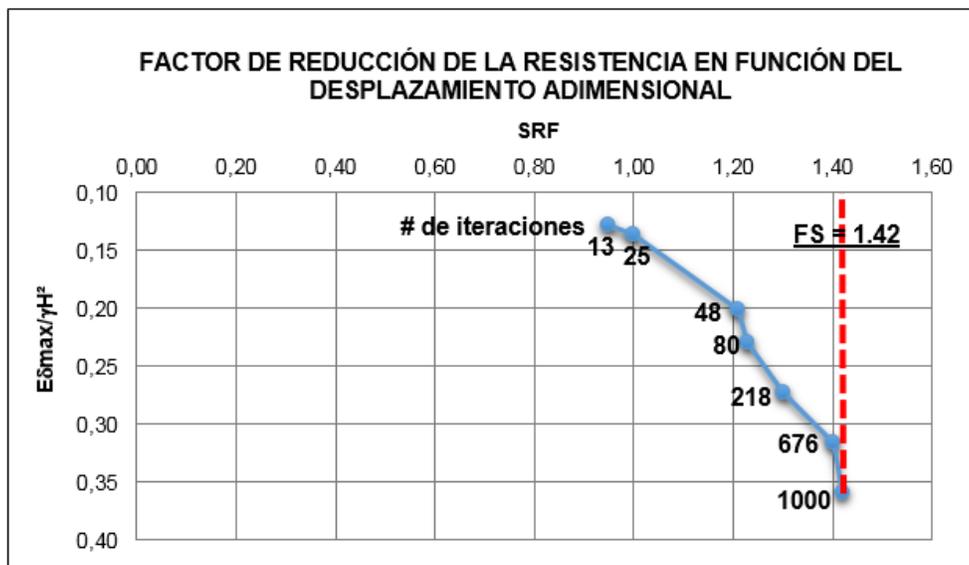


Figura 79. Factor de reducción de la resistencia (SRF) en función del desplazamiento adimensional. Fuente: propia.

Los resultados de la modelación tridimensional para las condiciones descritas en cada una de las corridas, se presenta a continuación:

3D View

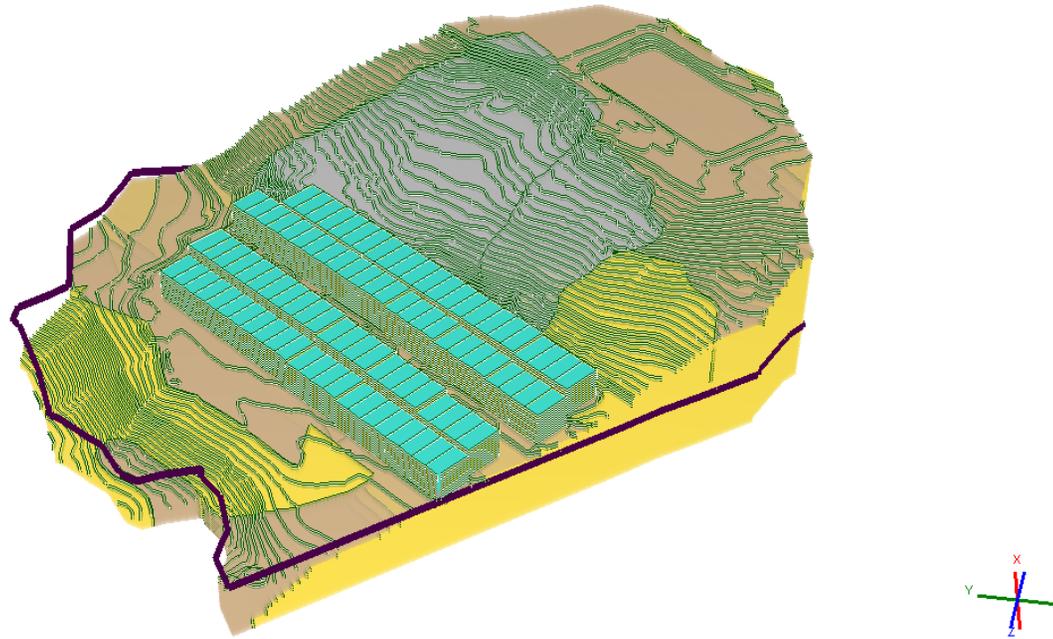


Figura 80. Vista 3D del modelo construido utilizando el programa RS3. Fuente: propia.

3D View

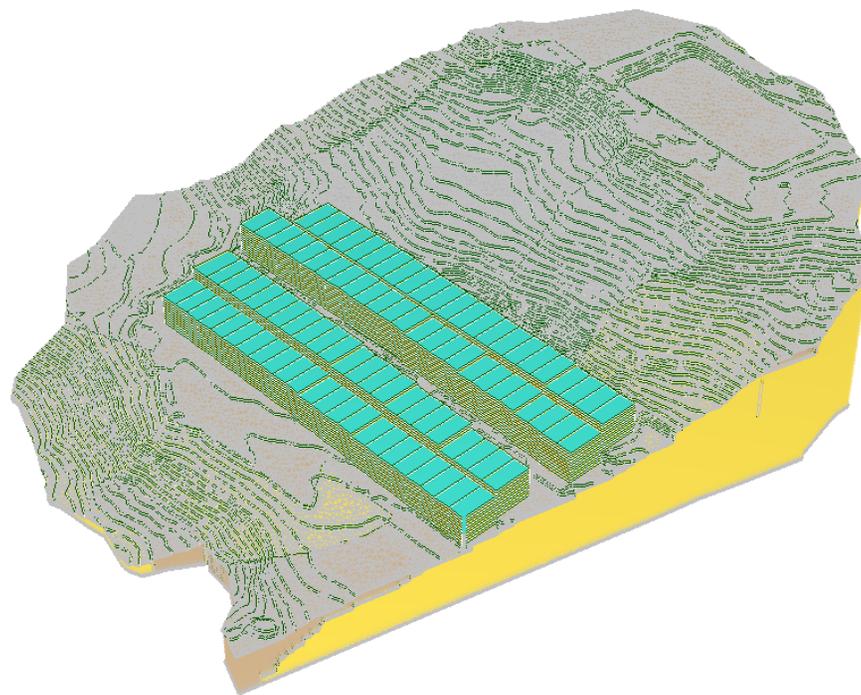


Figura 81. Malla generada por el programa RS3. Fuente: propia.

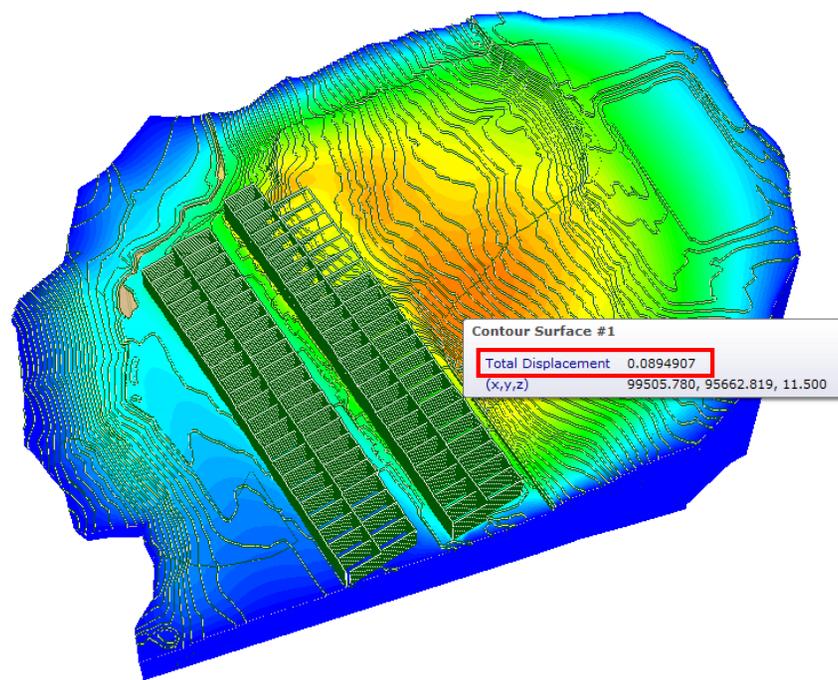


Figura 82. Resultado de la primera corrida del modelo con 13 iteraciones, un SRF de 0.95 y una $\delta_{\text{máx}}$ de 0.089 m. Fuente: propia.

3D View

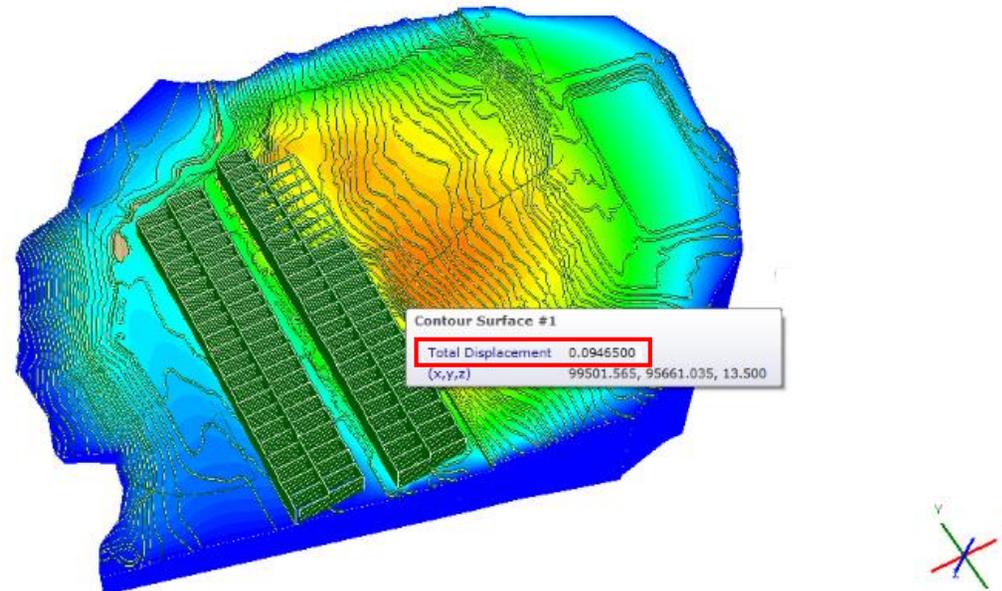


Figura 83. Resultado de la segunda corrida del modelo con 25 iteraciones, un SRF de 1.00 y una $\delta_{\text{máx}}$ de 0,095 m. Fuente: propia.

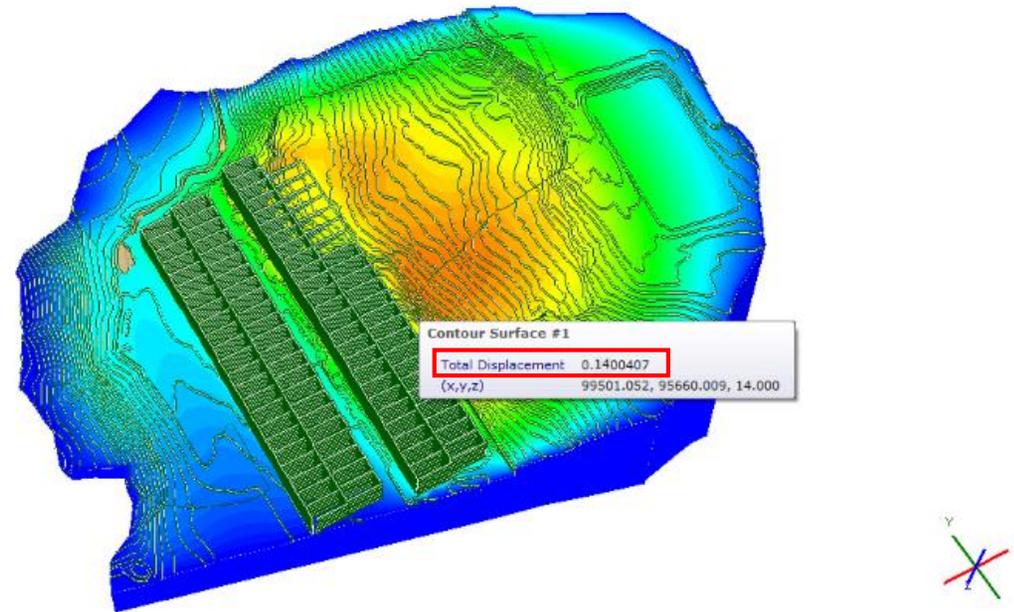


Figura 84. Resultado de la tercera corrida del modelo con 48 iteraciones, un SRF de 1.21 y una $\delta_{\text{máx}}$ de 0.14 m. Fuente: propia.

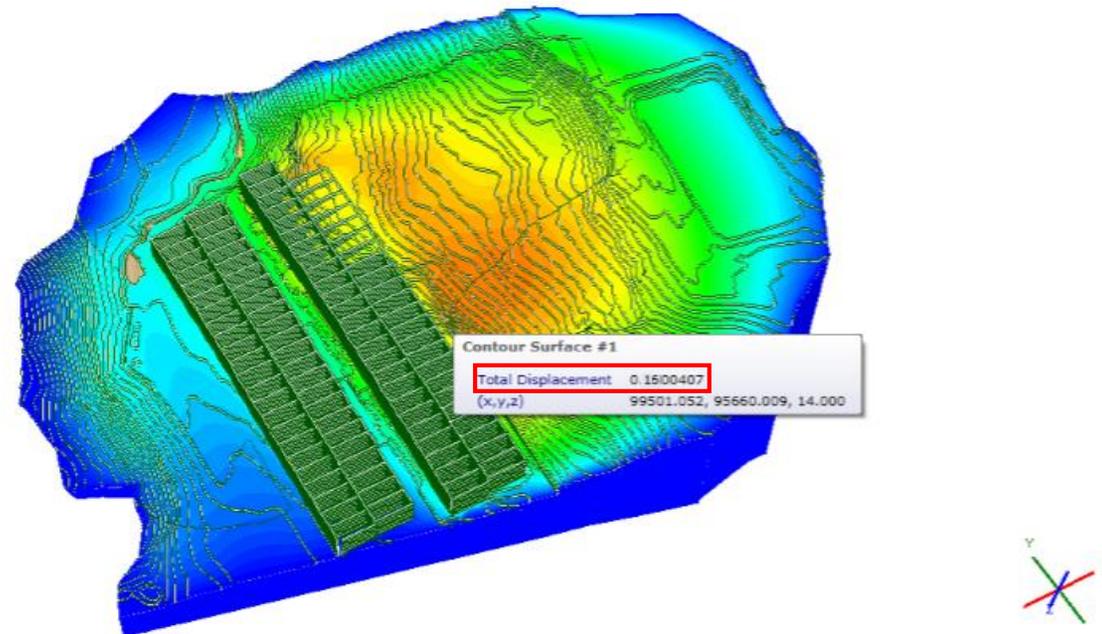


Figura 85. Resultado de la cuarta corrida del modelo con 80 iteraciones, un SRF de 1.23 y una $\delta_{\text{máx}}$ de 0.16 m. Fuente: propia.

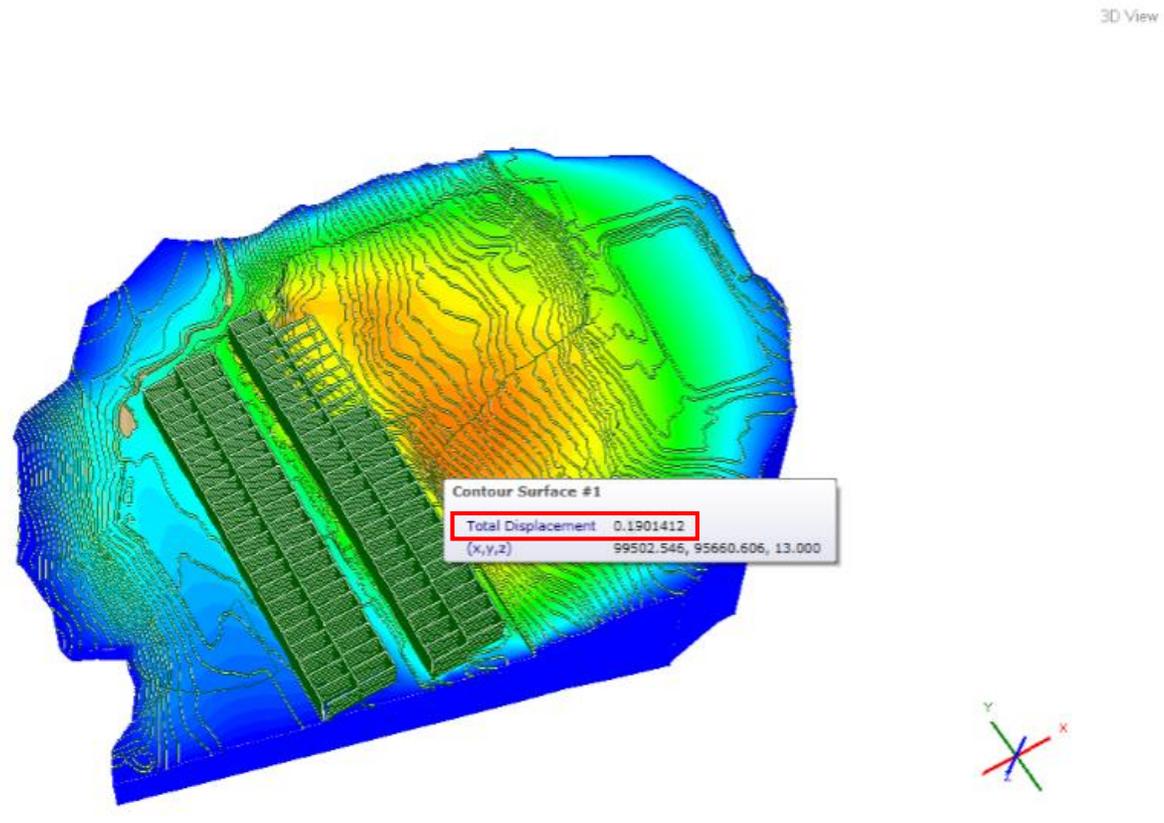


Figura 86. Resultado de la quinta corrida del modelo con 218 iteraciones, un SRF de 1.30 y una $\delta_{\text{máx}}$ de 0.19 m. Fuente: propia.

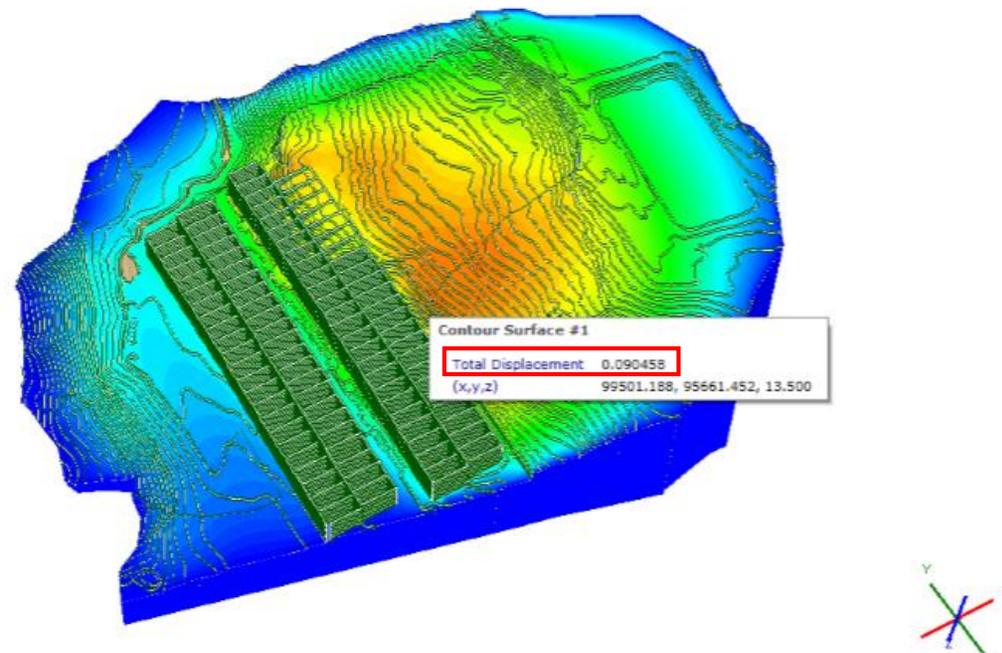


Figura 87. Resultado de la sexta corrida del modelo con 676 iteraciones, un SRF de 1.40 y una $\delta_{\text{máx}}$ de 0.22 m. Fuente: propia.

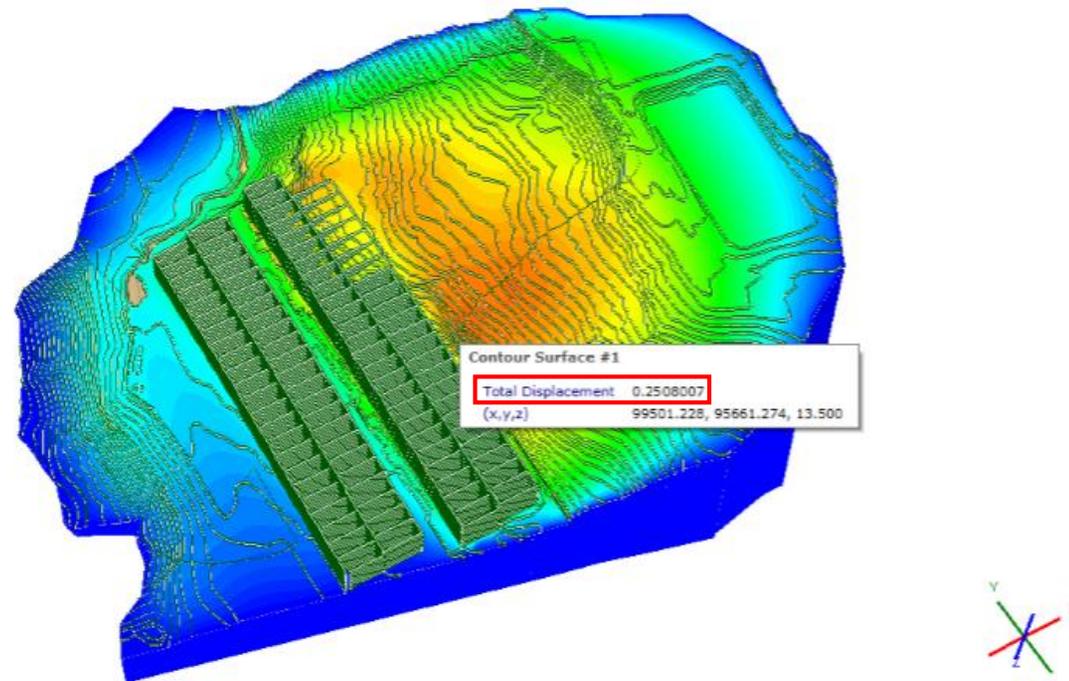


Figura 88. Resultado de la séptima corrida del modelo con 1000 iteraciones, un SRF de 1.50 y una $\delta_{\text{máx.}}$ de 0,25 m. Fuente: propia.

Del análisis efectuado se obtiene un Factor de Seguridad levemente superior a los valores arrojados por las modelaciones bidimensionales, coincidiendo con lo expuesto por Rabie, (2013), Liu et al., (2013) y Lim et al., (2014) en sus investigaciones. Esto se debe en gran parte a que el análisis tridimensional es simplemente más realista, toda vez que involucra la geometría del talud en 3D, particularidad que se desprecia en los modelos bidimensionales.

Por otra parte, se incluye en la **Figura 89**, la **Figura 90**, la **Figura 91** y la **Figura 92**, tres secciones extraídas del cálculo tridimensional en las que se muestra la deformación unitaria cortante máxima y los vectores de deformación en la condición de falla. Dichas secciones corresponden con las analizadas bidimensionalmente.

En forma similar que para los análisis bidimensionales de elementos finitos, en la **Figura 90**, la **Figura 91** y la **Figura 92**, se puede determinar la zona de corte (superficial de falla crítica) de los análisis tridimensionales de elementos finitos.

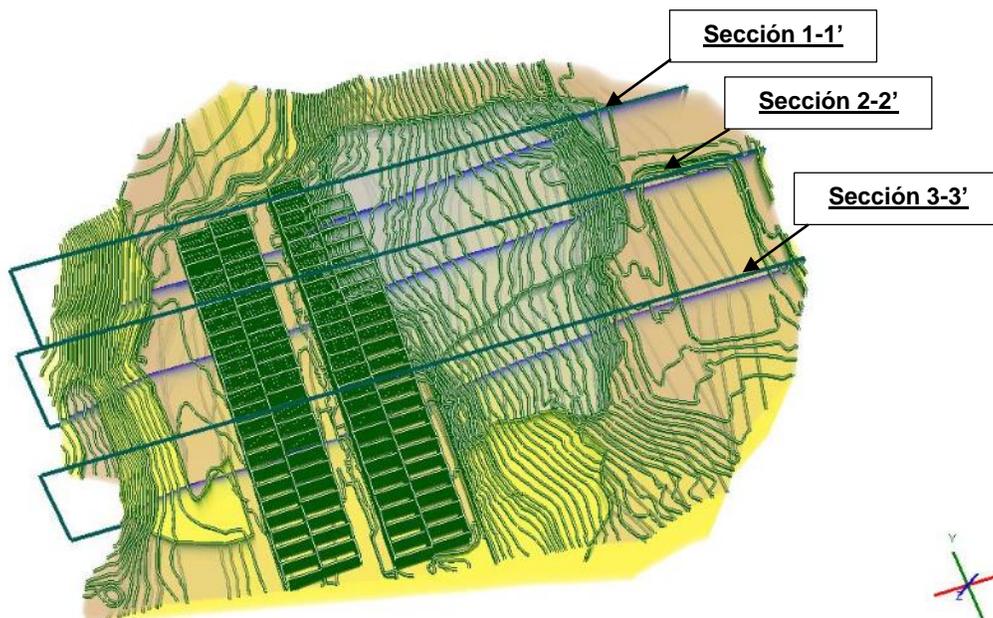


Figura 89. Modelo 3D en el programa RS3, con la localización de las secciones analizadas bidimensionalmente. Fuente: propia.

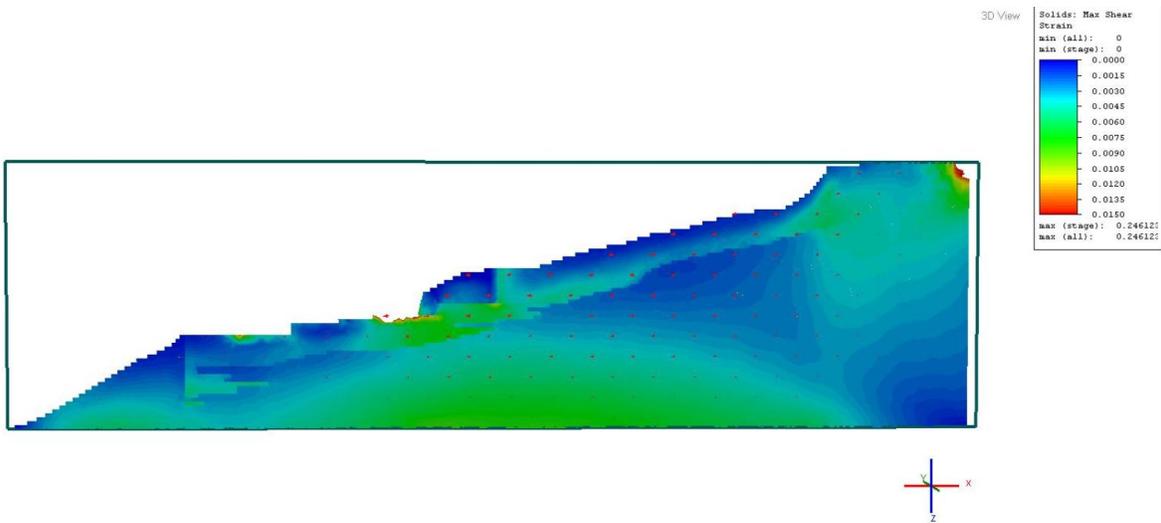


Figura 90. Vista de la sección 1-1' en el programa RS3 – Deformación cortante unitaria máxima y vectores de deformación. Fuente: propia.

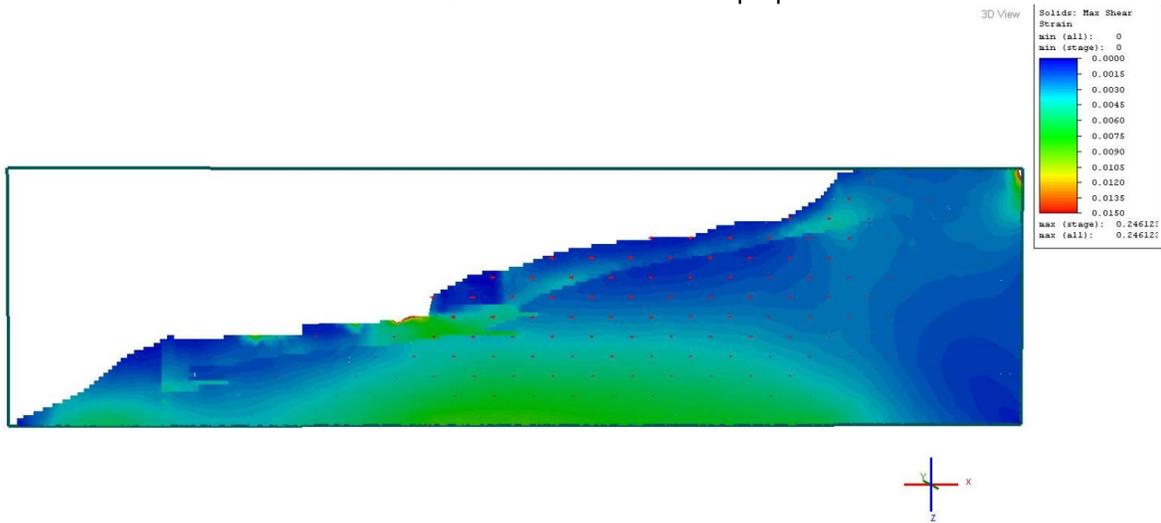


Figura 91. Vista de la sección 2-2' en el programa RS3 – Deformación cortante unitaria máxima y vectores de deformación. Fuente: propia.

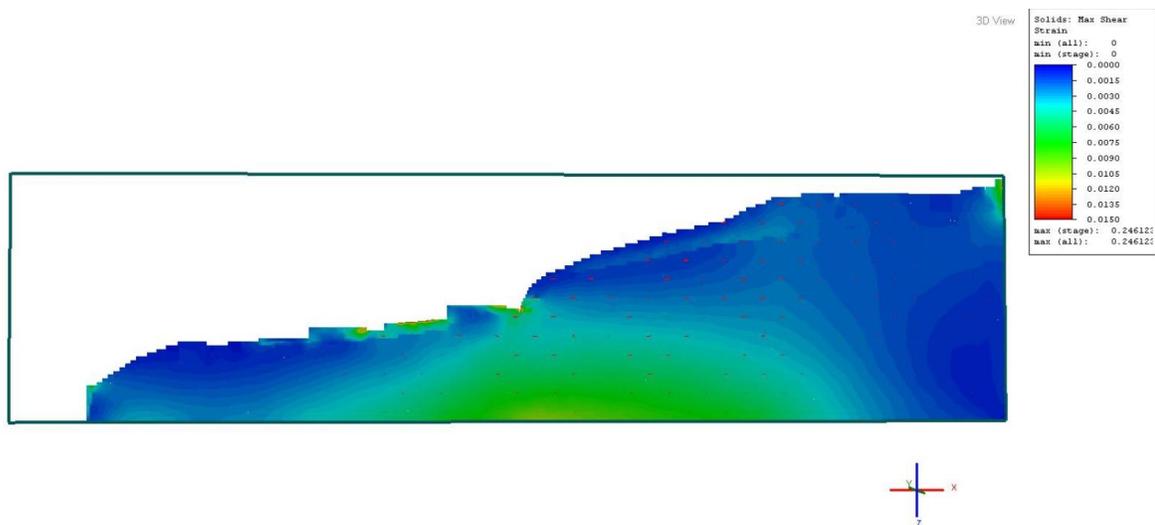


Figura 92. Vista de la sección 3-3' en el programa RS3 – Deformación cortante unitaria máxima y vectores de deformación. Fuente: propia.

Es importante anotar que aun cuando los Factores de Seguridad obtenidos por las modelaciones bidimensionales y tridimensional muestran cierta similitud, existe una diferencia apreciable en los mecanismos de falla determinados. En los análisis bidimensionales la superficie crítica (de deformación cortante unitaria mayor) tiene una extensión mayor hacia arriba del talud, involucrando incluso parte de los rellenos de reconformación donde se apoyaban las canchas deportivas, mientras que en el modelo tridimensional la superficie crítica (delimitada por la zona donde se concentran las máximas deformaciones cortantes unitarias) comprende solamente el terreno deslizado, abarcando una masa de menor tamaño.

Una de las causas de la diferencia del tamaño de la masa en falla descrito anteriormente, es que el análisis bidimensional se efectúa en una condición plana de deformaciones (lo cual es una limitación importante en la modelación 2D), lo que resulta en una masa mayor de suelo inestable, a diferencia del análisis tridimensional que tiene en cuenta la topografía real de la zona (en cuanto a su extensión y complejidad) después del deslizamiento, lo cual genera un volumen de suelo inestable menor que el determinado en el análisis 2D.

4.5.1.3 Comparación Numérica de Resultados

En la **Tabla 23** se resumen los Factores de Seguridad obtenidos de los análisis de estabilidad en condición “seca” (húmeda sin existencia de nivel freático), mediante las

modelaciones bidimensionales (utilizando el método de equilibrio límite y de los elementos finitos) y tridimensional (únicamente utilizando el método de los elementos finitos). Es importante resaltar que para realizar la comparación se tuvo en cuenta para el método de equilibrio límite los Factores de Seguridad obtenidos mediante la metodología de Bishop Simplificado, la cual resulta en magnitudes promedio del Factor de Seguridad, en comparación con los otros métodos de equilibrio límite empleados en los análisis consignados en el numeral 4.5.1.1.1.

Tabla 23. Resultados de los análisis de estabilidad efectuados en condición “seca” (húmeda sin existencia de nivel freático)

Sección de análisis	Análisis Bidimensional			Análisis Tridimensional	
	Slide*	Phase2	Desplazamiento Máximo (m)**	RS3***	Desplazamiento Máximo (m)**
1-1'	1.38	1.38	0.51	1.42	0.25
2-2'	1.39	1.40	0.82		
3-3'	1.57	1.59	0.83	---	---
* FS obtenido por el método de Bishop Simplificado					
** Desplazamiento máximo obtenido por el método de los elementos finitos 2D y 3D					
*** FS en la zona media de la masa deslizada					

Fuente: propia

En la tabla anterior, se puede observar que los análisis bidimensionales tienen Factores de Seguridad ligeramente menores respecto al análisis tridimensional; y por otra parte que los desplazamientos máximos en la falla para el análisis bidimensional varían entre 0.25 m y 0.83 m, siendo menores los desplazamientos para el análisis tridimensional.

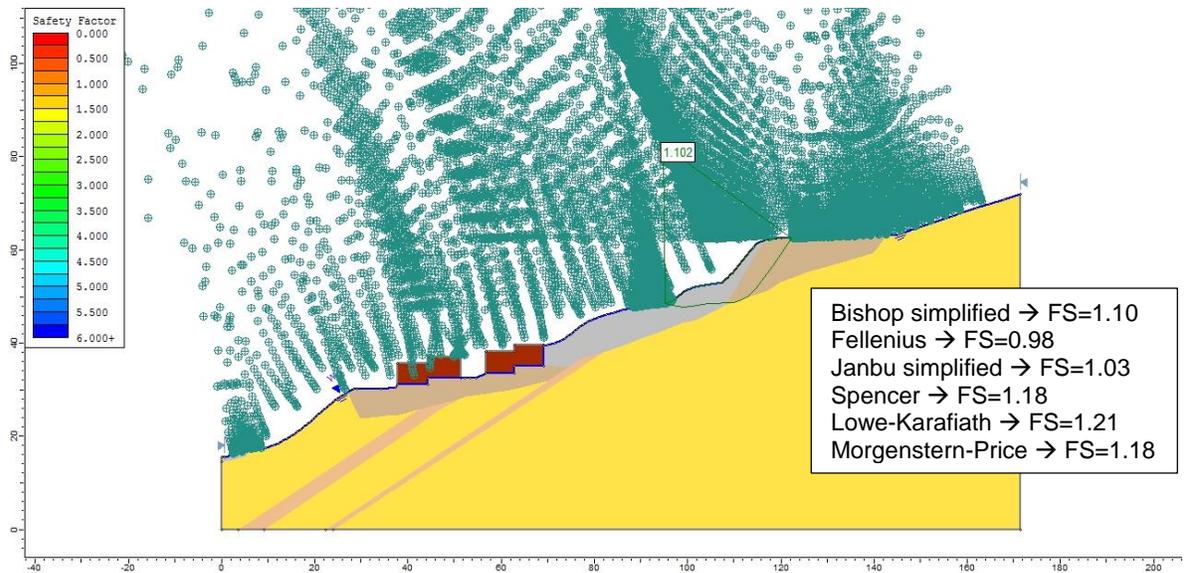
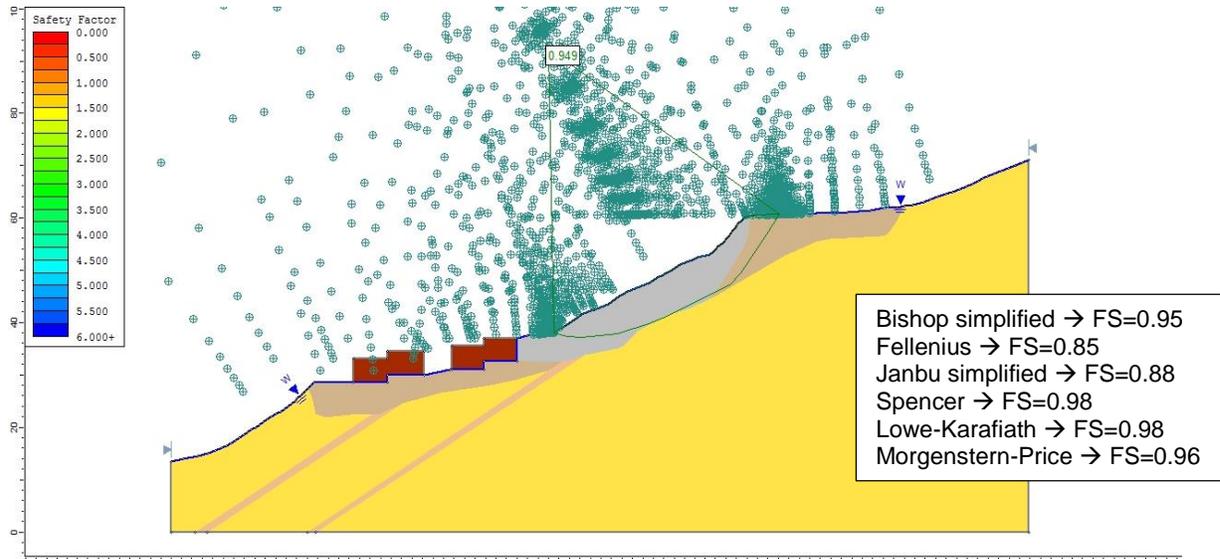
4.5.2 Análisis en Condición Saturada

4.5.2.1 Análisis Bidimensional

Las modelaciones efectuadas se llevaron a cabo teniendo en cuenta el análisis retrospectivo del talud en el que se determinó que el deslizamiento ocurrido fue disparado por la elevación del nivel freático. Los cálculos de estabilidad se llevaron a cabo asumiendo un nivel freático alto según muestran las figuras de análisis de la presente sección.

4.5.2.1.1 Análisis de Estabilidad con el Método de Equilibrio Límite

En la **Figura 93**, la **Figura 94** y la **Figura 95**, se presentan los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad para las tres secciones consideradas:



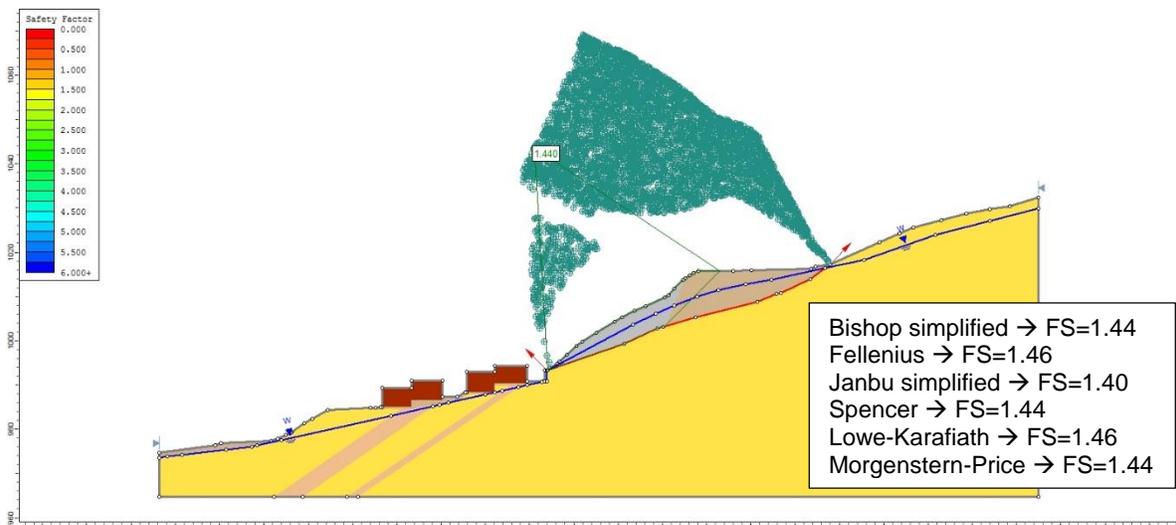


Figura 95. Análisis de estabilidad en condición saturada por el método de Equilibrio Límite, Sección 3-3'. Fuente: propia.

Específicamente en las secciones 1-1' y 2-2' que atraviesan la masa deslizada, de los análisis efectuados se obtienen superficies de falla que inician en la zona superior del talud donde los rellenos heterogéneos alcanzan su mayor espesor. Los factores de seguridad obtenidos para estas secciones son cercanos o iguales a 1.0, lo cual muestra la estabilidad relativa del talud una vez ocurre el deslizamiento.

El análisis de la sección 3-3' (localizada fuera del área del deslizamiento) muestra una superficie de falla local al igual que las secciones 1 y 2, pero con factores de seguridad mayores a 1.0, indicando la condición estable de la zona que no fue afectada por el fenómeno de remoción.

Por otro lado es importante resaltar que los resultados obtenidos a partir del análisis de equilibrio límite por los métodos de Spencer, Lowe-Karafiath y Morgenstern –Price son muy similares (presentando pequeñas variaciones que pueden ser despreciables desde el punto de vista práctico) y superiores a los demás métodos, mientras que los más conservadores son Fellenius y Janbu Simplificado con los menores valores de Factor de Seguridad (FS).

4.5.2.1.2 Análisis de Estabilidad con el Método de los Elementos Finitos

En la **Figura 96**, la **Figura 97**, la **Figura 98**, se presentan los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad utilizando el método de los elementos finitos mediante la técnica de reducción de la resistencia al corte para las tres secciones consideradas. En este tipo de

análisis la superficie crítica de falla se determina en donde se concentran las deformaciones unitarias cortantes máximas.

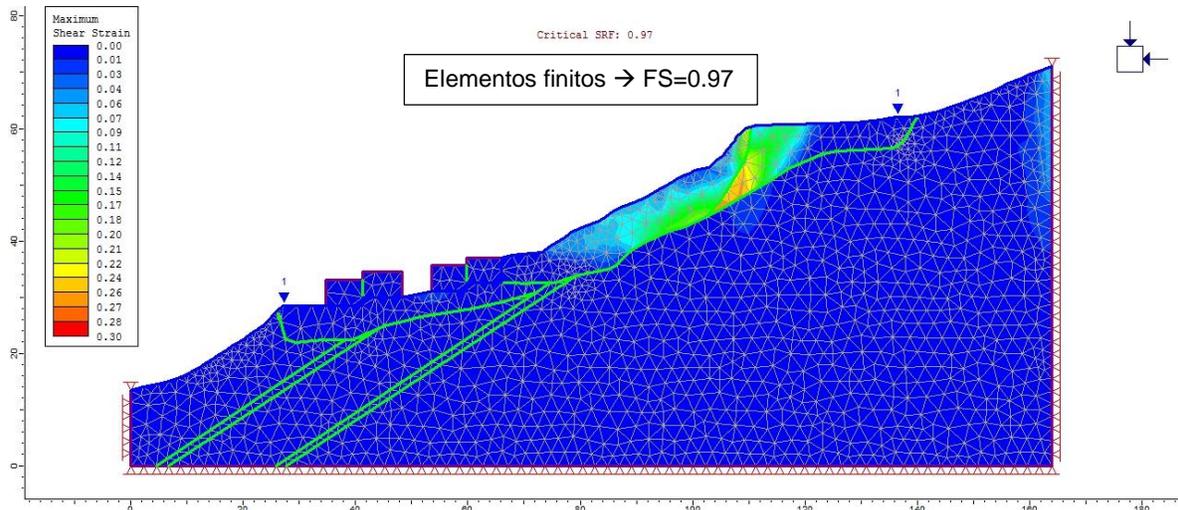


Figura 96. Análisis de estabilidad en condición saturada por el método de los Elementos Finitos, Sección 1-1'. Fuente: propia.

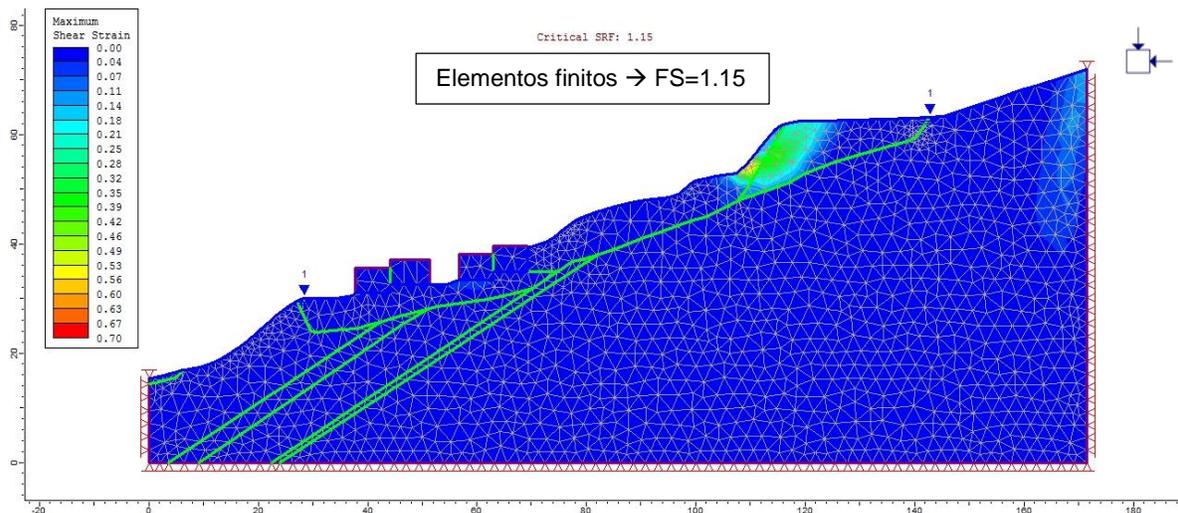


Figura 97. Análisis de estabilidad en condición saturada por el método de los Elementos Finitos, Sección 2-2'. Fuente: propia.

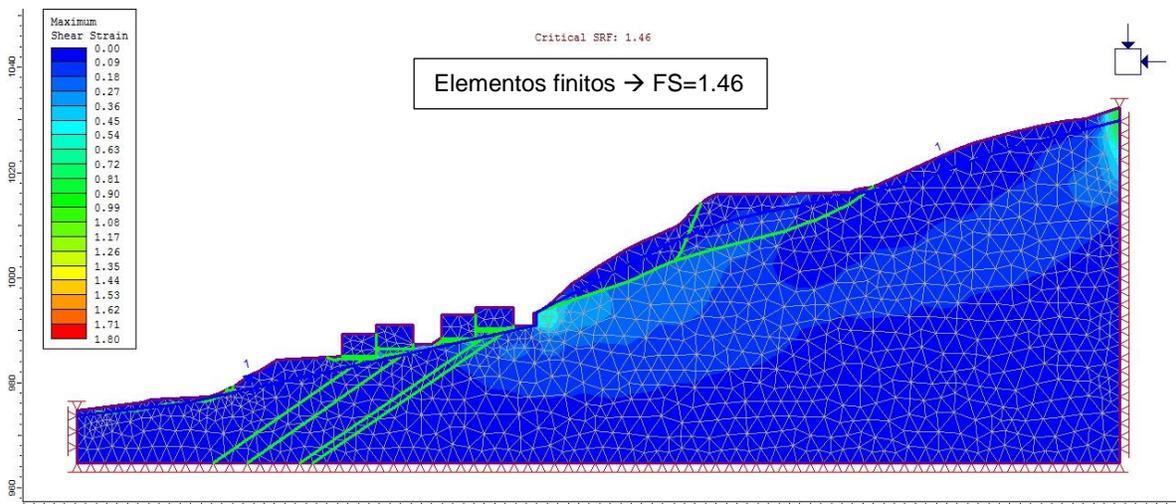


Figura 98. Análisis de estabilidad en condición saturada por el método de los Elementos Finitos, Sección 3-3'. Fuente: propia.

De los análisis efectuados se concluye que los factores de seguridad obtenidos por el método de los elementos finitos son ligeramente superiores a los obtenidos por el método de equilibrio límite. En cuanto a la forma de las superficies de falla, se determinó que éstas son muy similares a las obtenidas por los métodos de tajadas.

Es importante resaltar que en los análisis de estabilidad bidimensionales adelantados utilizando el método de los elementos finitos para las tres secciones, no se presentaron problemas numéricos, ni de convergencia.

En la **Tabla 24** se resumen los factores de seguridad obtenidos de los análisis de estabilidad en condición “seca” (húmeda sin existencia de nivel freático) y saturada, mediante las modelaciones bidimensionales (mediante el método de equilibrio límite y de los elementos finitos) y tridimensional (únicamente utilizando el método de los elementos finitos). Es importante resaltar que para realizar la comparación, se tuvo en cuenta para el método de equilibrio límite únicamente los factores de seguridad obtenidos mediante la metodología de Bishop Simplificado, la cual resulta en magnitudes promedio del Factor de Seguridad, en comparación con los otros métodos revisados en los análisis consignados en los numerales 4.5.1.1.1 y 4.5.2.1.1.

Tabla 24. Resultados de los análisis de estabilidad efectuados

Sección de análisis	Condición "seca"			Condición saturada	
	Análisis Bidimensional		Análisis Tridimensional	Análisis Bidimensional	
	Slide*	Phase2	RS3**	Slide*	Phase2
1-1'	1,38	1.38	1.42	0.95	0.97
2-2'	1,39	1.40		1.10	1.15
3-3'	1,57	1.59	---	1.24	1.46
* FS obtenido por el método de Bishop Simplificado					
** FS en la zona media de la masa deslizada					

Fuente: propia

4.6 Análisis de Estabilidad por Volcamiento

Una vez estudiada, revisada y analizada la estabilidad general del talud contiguo a las viviendas, es de importancia examinar el mecanismo que hizo volcar las casas durante el deslizamiento, para lo cual se utilizó la información del modelo tridimensional que recrea de manera realista la topografía de la zona en estudio.

Un mecanismo cinemáticamente posible es el volcamiento debido al empuje lateral de la masa deslizada. Otro mecanismo también posible es el levantamiento del suelo de fundación de las casas. Sin embargo, este modo de desplazamiento no se observó en los cálculos de estabilidad realizados. En consecuencia en la presente sección solo se analiza numéricamente el volcamiento de las casas por el empuje lateral del deslizamiento.

De los resultados del análisis efectuado con el programa RS3, que como se ha precisado anteriormente involucra la geometría real del problema, se extractaron los esfuerzos normales en los nodos de la malla (opción permitida por el programa) con el fin de construir un diagrama de volúmenes de esfuerzos normales, para determinar las presiones de empuje de la masa deslizada sobre los muros exteriores de las viviendas que estuvieron en contacto con ella y el peso propio de las edificaciones, con el fin de calcular el equilibrio de momentos.

En la **Figura 99** se ilustra en planta el área de análisis, las viviendas de la urbanización y la demarcación de la zona hasta donde llegó la masa deslizada, facilitando la identificación de

las estructuras que estuvieron en contacto con el deslizamiento (denominadas con las letras de la A a la L).



Figura 99. Planta general de la zona de estudio e identificación de las viviendas que estuvieron en contacto con el deslizamiento. Fuente: propia.

A partir de lo anterior, se utilizaron los esfuerzos normales a la cara de los muros que entraron en contacto con el deslizamiento y se construyó un diagrama de volumen de presiones utilizando AutoCAD 3D, inicialmente solo para la zona de las casas identificadas como A, B, C, D, E, F y G. En la **Tabla 25**, se consignan los valores de los esfuerzos normales con los que se construyó el diagrama de volúmenes de empuje ilustrado en la **Figura 100**.

Tabla 25. Valores de esfuerzo normal para las casas de la A a la G

Casas en contacto con la masa deslizada							
	A	B	C	D	E	F	G
Esfuerzos Normales (kN/m ²)	2.6	4.7	5.3	10.5	14.0	22.5	21.3
	6.5	10.3	12.4	20.2	24.6	24.9	20.5
	12.2	19.1	24.7	28.3	34.8	33.8	25.4
	17.4	28.2	33.1	36.2	40.9	42.6	78.2
	12.5	36.9	41.7	44.9	49.9	50.1	85.2
	40.3	41.8	48.7	51.8	57.1	59.6	68.2
	49.9	52.1	56.2	60.5	64.9	65.1	56.5
	51.8	58.5	63.7	66.1	71.1	72.7	45.9
	48.0	65.9	66.2	74.5	75.5	80.8	50.8
	48.0	59.7	65.0	72.0	75.3	82.5	38.6

Fuente: propia

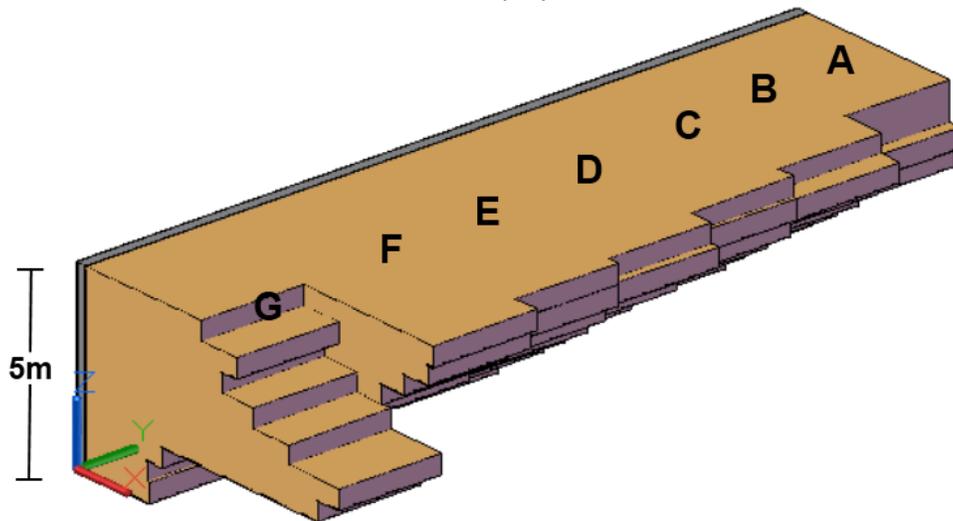


Figura 100. Diagrama de volúmenes de empujes para las casas A - G. Fuente: propia.

Con base en el diagrama anterior, se efectuó la evaluación de equilibrio de momentos, respecto al eje de giro (eje y de la **Figura 100**), involucrando el momento actuante (M_{act}) y el momento resistente (M_{res}), obteniendo que el momento actuante (generado por la masa deslizada) fue mayor que el momento resistente (generado por el peso de las viviendas que estuvieron en contacto con el deslizamiento), lo que produjo la rotación de las casas más afectadas por el empuje de la masa deslizada.

Así mismo, se determinó el Factor de Seguridad por volteo ($FS_{vol} = M_{res}/M_{act}$) el cual resultó en un valor inferior a la unidad, señalando la posibilidad de ocurrencia del mecanismo de falla por volcamiento. El análisis adelantado se consigna en la **Tabla 26**.

Tabla 26. Equilibrio de momentos de las casas A-G y determinación del FS por volcamiento

M_{act} (kN-m)	14356.0
M_{res} (kN-m)	11750.0
ΣM eje de giro	260.7
FS_{vol}	0.82

Fuente: propia

En la **Figura 101** y en la **Figura 102**, se ilustra el estado de las viviendas que sufrieron mayor afectación por el deslizamiento. Es importante resaltar que existían patios entre las filas de casas, lo que impidió que hubiera transferencia de empujes laterales de una estructura a la otra, por lo que el volteo de las viviendas tuvo lugar únicamente en las casas de la primera fila enfrente del deslizamiento.

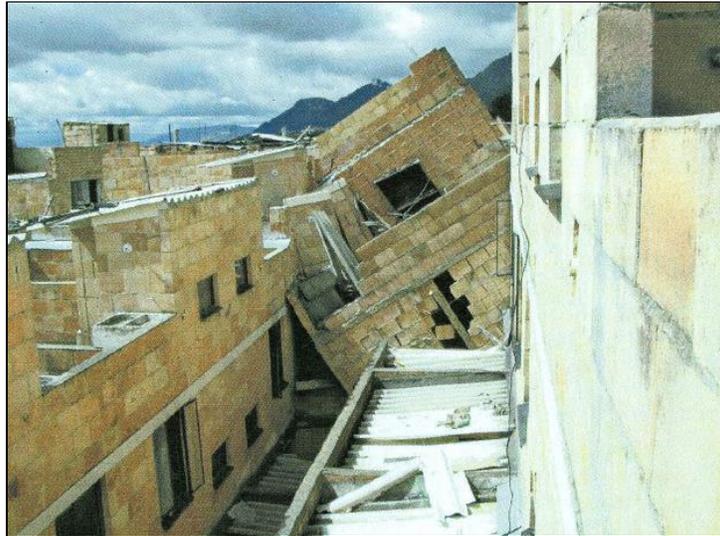


Figura 101. Vista de una de las casas afectadas por el deslizamiento. Fuente: Ingeniería y Geotecnia Ltda.



Figura 102. Volcamiento de una de las casas afectadas por el deslizamiento sobre la terraza de la vivienda adyacente. Fuente: Ingeniería y Geotecnia Ltda.

De manera complementaria se evaluó el FS_{vol} incrementando gradualmente la masa de las viviendas, involucrando para el efecto las casas H, I, J, K y L (ver la **Tabla 28**), por lo que fue necesario construir un diagrama de volúmenes de empuje individual para cada escenario en el que fue aumentada la masa resistente (ver la **Figura 103**, la **Figura 104**, la **Figura 105**, la **Figura 106** y la **Figura 107**).

Tabla 27. Valores de esfuerzo normal para las casas de la A a la L

Casas en contacto con la masa deslizada												
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
Esfuerzos Normales (kN/m ²)	2.6	4.7	5.3	10.5	14.0	22.5	21.3	42.6	55.5	30.6	30.6	48.7
	6.5	10.3	12.4	20.2	24.6	24.9	20.5	42.6	55.5	30.6	30.6	48.7
	12.2	19.1	24.7	28.3	34.8	33.8	25.4	47.0	55.5	30.6	30.6	48.7
	17.4	28.2	33.1	36.2	40.9	42.6	78.2	50.0	55.5	30.6	30.6	48.7
	12.5	36.9	41.7	44.9	49.9	50.1	85.2	51.0	55.5	30.6	30.6	48.7
	40.3	41.8	48.7	51.8	57.1	59.6	68.2	47.9	55.5	30.6	30.6	48.7
	49.9	52.1	56.2	60.5	64.9	65.1	56.5	36.8	56.3	42.9	36.0	48.7
	51.8	58.5	63.7	66.1	71.1	72.7	45.9	41.8	52.9	56.6	41.8	48.7
	48.0	65.9	66.2	74.5	75.5	80.8	50.8	57.9	64.9	63.4	66.7	48.7
	48.0	59.7	65.0	72.0	75.3	82.5	38.6	75.6	62.7	72.4	86.9	61.3

Fuente: propia

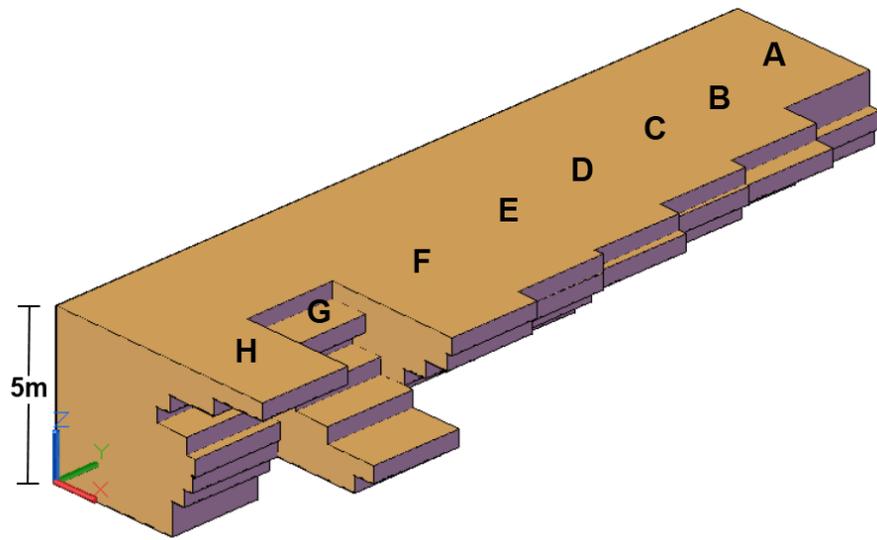


Figura 103. Diagrama de volúmenes de empujes para las casas A - H. Fuente: propia.

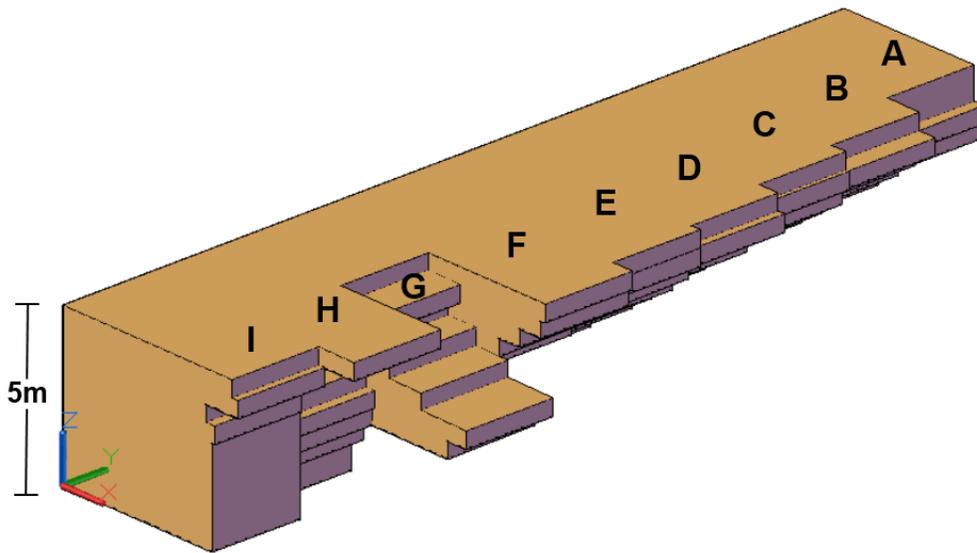


Figura 104. Diagrama de volúmenes de empujes para las casas A - I. Fuente: propia.

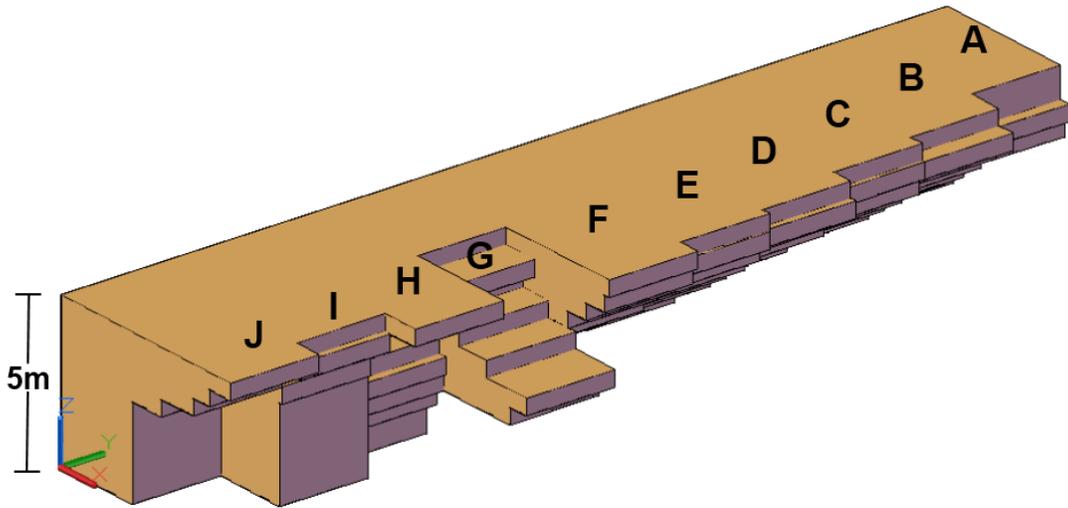


Figura 105. Diagrama de volúmenes de empujes para las casas A - J. Fuente: propia.

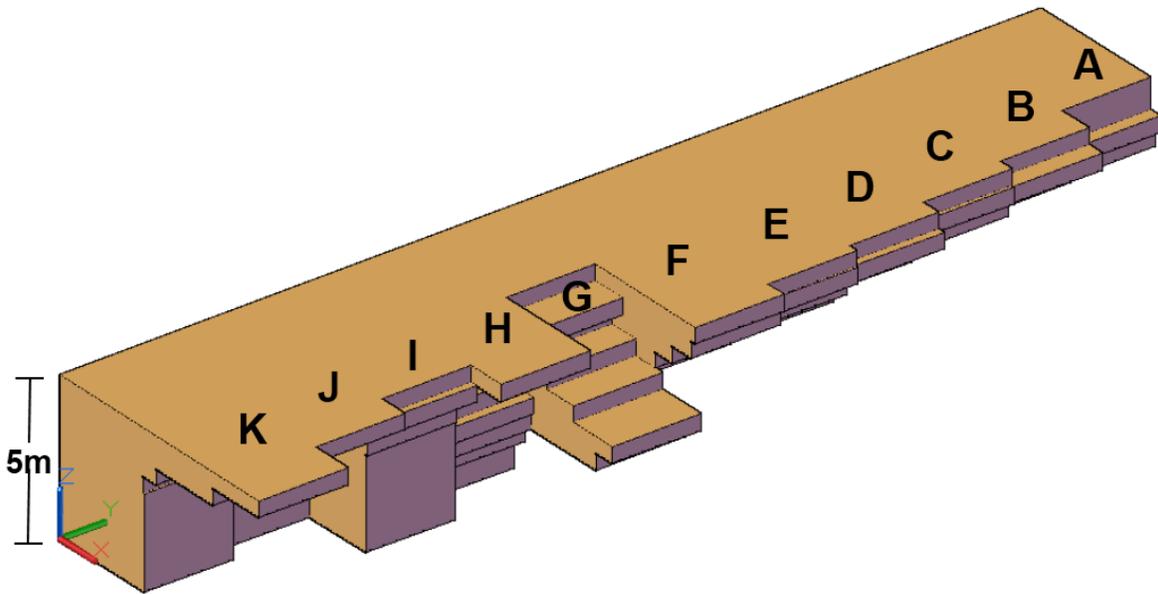


Figura 106. Diagrama de volúmenes de empujes para las casas A - K. Fuente: propia.

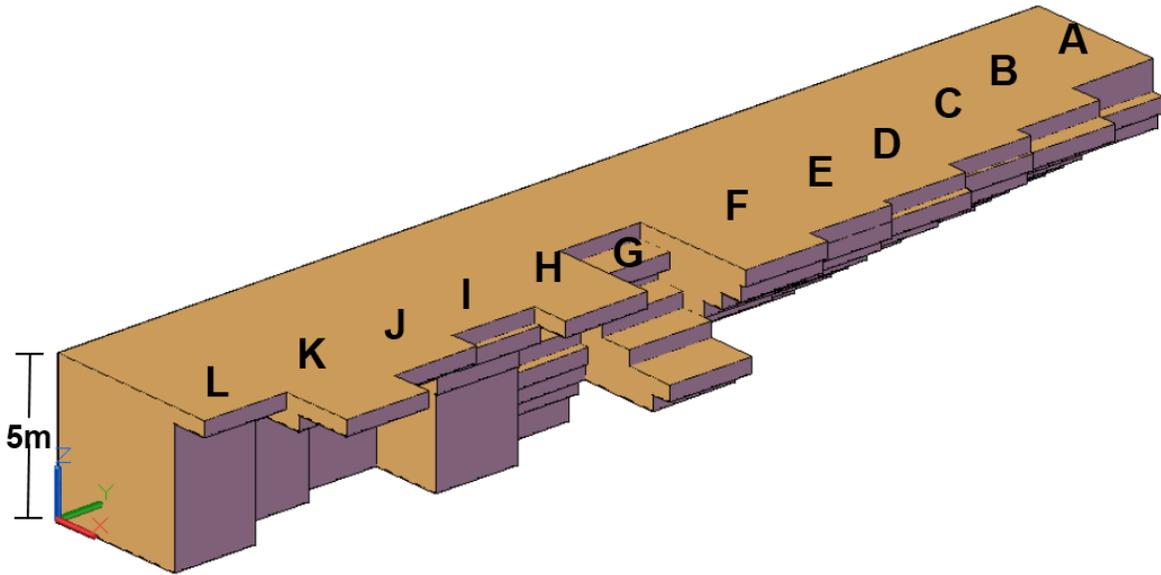


Figura 107. Diagrama de volúmenes de empujes para las casas A - L. Fuente: propia.

En la **Tabla 28** se relaciona el equilibrio de momentos efectuado para cada uno de los escenarios en los que se aumenta el momento resistente (generada por el peso de las viviendas), así como la determinación del FS_{vol} .

Tabla 28. Equilibrio de momentos incrementando la masa de las casas y determinación del FS por volcamiento

	Casas (A-G)	Casas (A-H)	Casas (A-I)	Casas (A-J)	Casas (A-K)	Casas (A-L)
M_{act} (kN-m)	14356.0	1632,0	1853,4	2040,0	2233,6	2422,1
M_{res} (kN-m)	11750.0	1341,3	1506,2	1670,3	1842,6	1997,0
ΣM eje de giro	260,7	290,7	347,2	369,7	391,0	425,1
Masa de las casas (kN)	3150	3596	4038	4478	4940	5354
FS_{vol}	0,82	0,82	0,81	0,82	0,82	0,82

Fuente: propia

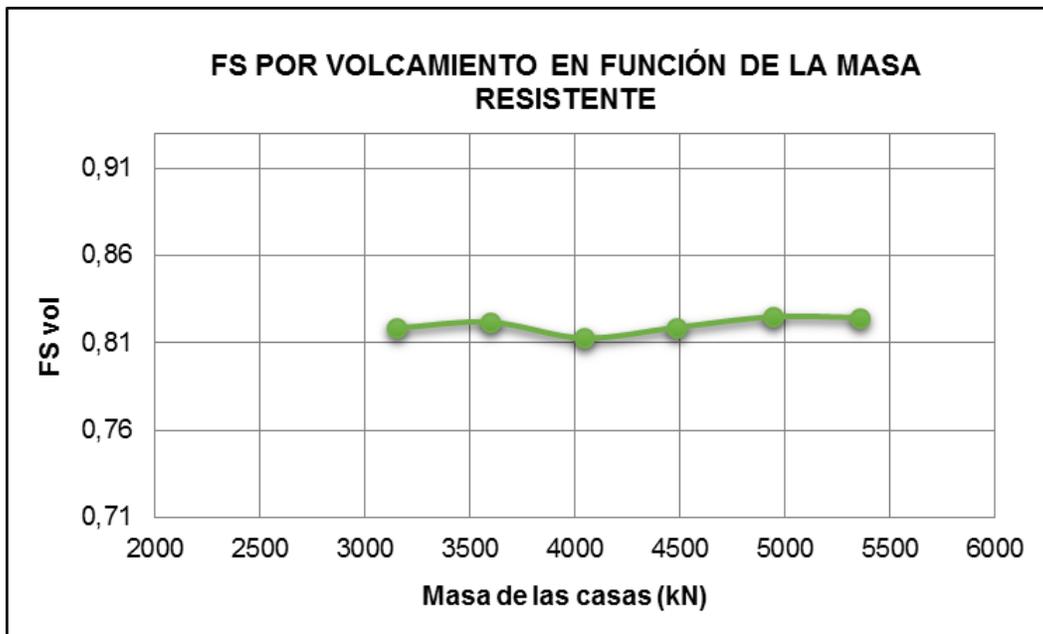


Figura 108. Factor de Seguridad por volcamiento en función de la masa de las casas. Fuente: propia.

Del análisis anterior, se puede concluir que la falla por volteo tuvo lugar independientemente de la masa resistente, es decir, de la cantidad de viviendas que se opusieron al empuje de la masa deslizada, condición demostrada por la magnitud del Factor de Seguridad (FS), el cual es constante en todos los escenarios analizados.

Capítulo 5

Conclusiones y Recomendaciones

5.1. Generales

- El objeto principal del presente trabajo es la comparación de los análisis de estabilidad bidimensional y tridimensional, utilizando para el efecto los métodos de Equilibrio Límite y de los Elementos Finitos.
- Es importante resaltar que de la revisión bibliográfica adelantada para el presente trabajo se encontró solamente una investigación realizada por Zuluaga, (2016) que trata sobre la estabilidad tridimensional de un talud homogéneo, sin embargo, no se encontró registro documentado de algún análisis de un caso histórico para un problema de estabilidad de taludes complejo en cuanto a su geometría, topografía y estratigrafía, como si lo aborda la presente tesis. En la literatura técnica existen varias investigaciones orientadas a la comparación entre metodologías de análisis de estabilidad en su mayoría considerando problemas bidimensionales teóricos, con taludes homogéneos (en cuanto a la estratigrafía) y de pendiente constante.
- En numerosos estudios revisados en el presente trabajo (estado del arte), se estableció que en la mayor parte de las investigaciones los Factores de Seguridad obtenidos en análisis de taludes bidimensionales (bien sea utilizando el método de Equilibrio Límite o el método de los Elementos Finitos) son inferiores a los arrojados en análisis equivalentes tridimensionales, sugiriendo que los análisis 2D son más conservadores. Lo anterior, se comprobó en el presente estudio, toda vez que los resultados obtenidos para el caso histórico particular de estudio así lo demuestran. Es importante notar que el Factor de Seguridad 2D (con el método de los elementos finitos) obtenido para la sección 3-3' es superior al determinado del análisis 3D (ver la **Tabla 24**), debido a que la sección bidimensional mencionada está localizada por fuera de la zona del deslizamiento (ver la **Figura 53**).

5.2. Comparación de los Métodos de Análisis

Las conclusiones presentadas a continuación son el resultado de los análisis de estabilidad de taludes efectuados con base en el estudio de un problema específico de inestabilidad ocurrido en la antigua urbanización Buenavista Oriental Etapa III. Por consiguiente no pueden ser extendidas a otros casos históricos, para lo cual se debe efectuar las respectivas verificaciones.

- Las magnitudes obtenidas del Factor de Seguridad mediante el análisis de equilibrio límite por los métodos de Spencer, Lowe-Karafiath y Morgenstern –Price son muy similares (presentando pequeñas variaciones que pueden ser despreciables desde el punto de vista práctico) y superiores a las determinadas con los demás métodos empleados. El método más conservador es el de Janbu Simplificado con los menores valores de Factor de Seguridad (FS) tanto para la condición “seca” (húmeda sin existencia de nivel freático) como para la saturada.
- Los Factores de Seguridad bidimensionales en condición saturada obtenidos por el análisis de equilibrio límite para las secciones de análisis 1-1' y 2-2' que atraviesan la masa deslizada, son cercanos o iguales a 1.0, condición que muestra la estabilidad relativa del talud una vez ocurre el deslizamiento. Del análisis de la sección 3-3' (localizada fuera del área del deslizamiento) se obtiene un Factor de Seguridad significativamente mayor a 1.0, lo cual es esperado para la condición de estabilidad de la zona que no fue afectada por el fenómeno de remoción en masa.
- Los Factores de Seguridad bidimensionales calculados por el método de los elementos finitos tanto para la condición “seca” (húmeda sin existencia de nivel freático) como saturada son ligeramente superiores a los determinados por los métodos de equilibrio límite.
- Las formas de las superficies críticas de falla (mecanismos de falla) obtenidas de la modelación bidimensional por los métodos de equilibrio límite y de los elementos finitos en las secciones 1-1', 2-2' y 3-3', son similares. Las masas inestables se localizan en la zona superior del talud donde los rellenos heterogéneos tenían su mayor espesor.
- El análisis de estabilidad de taludes tridimensional, fue efectuado manualmente utilizando la metodología expuesta por Griffiths & Márquez (2007), debido a que la

versión 1 del programa RS3, no cuenta con el algoritmo que permita el cálculo de manera automática.

- Aun cuando las magnitudes de los Factores de Seguridad obtenidos en condición “seca” (húmeda sin existencia de nivel freático) por las modelaciones bidimensionales y tridimensional muestran cierta similitud, la diferencia principal radica en la extensión de los mecanismos de falla determinados. En el caso bidimensional la superficie de falla tiene mayor extensión involucrando incluso parte de los rellenos de reconfiguración donde se localizaban las canchas deportivas, mientras que en el modelo tridimensional la superficie de falla involucra solo el material deslizado, localizado en la parte baja del talud.
- En el método de los elementos finitos, la malla deformada y los vectores de deformación determinados muestran el resultado del análisis esfuerzo - deformación indicando el mecanismo de falla que se produce.
- Una de las ventajas que tiene el método de los elementos finitos bidimensional es la obtención de la superficie de falla mediante un proceso en el que libremente el programa genera una zona de mayor deformación cortante en el talud, mientras que en los métodos de equilibrio límite la superficie de falla deber ser determinada con un método de búsqueda particular (a criterio del usuario), como los que ofrece en el programa de computador Slide utilizado para los análisis efectuados en el presente documento.
- Finalmente, se anota que la magnitud del Factor de Seguridad para el caso específico del talud analizado, es similar para mecanismos de falla que abarcan diferentes volúmenes de suelo. La magnitud del Factor de Seguridad obtenida por el método bidimensional de los elementos finitos, el cual involucra una masa mayor debido a la condición plana de deformación es muy parecida a la determinada del análisis de elementos finitos tridimensional correspondiente, el cual involucra una masa inestable menor. Para el caso histórico analizado se determinó un Factor de Seguridad bidimensional ligeramente conservador con respecto a los análisis tridimensionales.

5.3. Evaluación de la Estabilidad por Volcamiento

- Del equilibrio de momentos efectuado a partir del empuje generado por la masa deslizada y el primer grupo de casas (identificadas como A, B, C, D, E, F y G) que tuvieron contacto con el deslizamiento, se obtuvo que el momento actuante (14356 kN-m) fue superior al momento resistente (11750 kN-m), dando como resultado la rotación y afectación de algunas viviendas. En consecuencia este mecanismo de volcamiento de las casas se considera posible.
- El Factor de Seguridad por volteo (FS_{vol}) obtenido de los análisis efectuados arroja un valor inferior a la unidad (0.82), resultando en la falla por volcamiento de las viviendas que quedaron en contacto con la masa deslizada.
- Del análisis efectuado, incrementando gradualmente el momento resistente (mediante el aumento de la masa de las casas), se puede concluir que la falla por volteo es independiente de la magnitud de la masa resistente, es decir, de la cantidad de viviendas que se opusieron al empuje de la masa deslizada, condición mostrada por la magnitud constante del FS para incrementos diferentes del momento resistente debido a la masa deslizada.

5.4. Recomendaciones para Trabajos Futuros

- Durante la modelación tridimensional (utilizando la versión 1.0 del programa RS3), uno de los aspectos más críticos, por el tiempo que demandó, fue la construcción de la geometría del caso de estudio, especialmente por la topografía irregular y la limitación de la primera versión del programa que no permite importar de Autocad toda la topografía de la zona de análisis, haciendo estrictamente necesario importar cada una de las curvas de nivel por separado, para crear capas del modelo independientes, lo que genera modelos numéricos bastante grandes, con una probabilidad alta de presentar problemas numéricos de convergencia. Por lo que se recomienda, el uso de la versión más actualizada del programa, y la simplificación de la geometría en la etapa preliminar de la modelación, bien sea omitiendo algunas curvas de nivel que no sean representativas en la pendiente del talud a analizar o limitando el área de modelación.

- Se recomienda el uso de un equipo con capacidad grande de memoria RAM para llevar a cabo los análisis tridimensionales, toda vez que el consumo grande de tiempo es un factor crítico en la obtención de los resultados numéricos.
- De los análisis particulares de estabilidad de taludes por equilibrio límite, efectuados para el caso de estudio de la antigua urbanización Buenavista Oriental Etapa III, se recomienda especialmente el uso de los métodos de Morgenstern-Price y Bishop Simplificado, los cuales satisfacen el equilibrio de fuerzas como el de momentos, obteniendo resultados numéricos muy similares.
- Teniendo en cuenta que para efectuar los análisis de estabilidad con el método de equilibrio límite, es necesario que el programa utilizado genere una superficie de falla crítica, se recomienda a partir de los análisis efectuados para el caso de estudio del presente trabajo, el uso de la opción “Path Search” en el caso específico del programa Slide, como método de búsqueda.
- Teniendo en cuenta las ventajas de una modelación tridimensional, toda vez que permite una representación más realista del problema objeto de análisis, involucrando la geometría del talud en tres dimensiones, particularidad que se desprecia en los modelos bidimensionales, se recomienda adelantar cálculos tridimensionales con el método de los elementos finitos orientados al análisis y la solución de problemas de estabilidad de taludes que requieran obras de mitigación de gran tamaño, o al análisis de casos de estabilidad de taludes que causen deformaciones importantes en estructuras vecinas a los taludes.

Anexo 1. Registro de Perforaciones

Anexo 2. Localización de Sondeos

Anexo 3. Plano Topográfico

Anexo 4. Sismos Registrados en Bogotá (1644 – 2008)

**Anexo 5. Registro Histórico de la precipitación registrada en las Estaciones
El Delirio (1934 – 2009) y Vitelma (1942 – 2009)**

Anexo 6. Resumen de los Ensayos de Laboratorio

BIBLIOGRAFÍA

- Alkasawneh, W., Husein Malkawi, A. I., Nusairat, J. H., & Albataineh, N. (2008). A comparative study of various commercially available programs in slope stability analysis. *Computers & Geotechnics*, 35(3), 428–435.
- Aryal. (2006). Slope Stability Evaluations by Limit Equilibrium and Finite Element Methods.
- Aryal, K. P. (2008). Differences between LE and FE Methods used in Slope Stability Evaluations.
- Baker. (2004). Nonlinear Mohr Envelopes Based on Triaxial Data. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(5), 498–506.
- Banco Mundial. (2012). Análisis de la gestión del riesgo de desastres en Colombia: un aporte para la construcción de políticas públicas (primera edición). Bogotá, Colombia: Banco Mundial.
- Berilgen, M. M. (2007). Investigation of stability of slopes under drawdown conditions. *Computers and Geotechnics*, 34(2), 81–91.
- Bishop A.W. (1955) "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes". *Geotechnique*. Vol 5, No. 1.
- Bowles, J. E. (1988). FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN (fourth).
- Castellanos, & González. (1997). Algunas relaciones de precipitación crítica-duración de lluvias que disparan movimientos en masa en Colombia. 2nd Panamerican Symposium on Landslides-ABMS, 2, 863–878.
- Castellanos, González, & Zamudio. (1999). Relaciones de Precipitación Crítica - Duración de Lluvias que Disparan Movimientos de Masa en Santafé de Bogotá - Colombia. XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica- Foz de Iguazú - Brasil, 2, 709–716.
- Cavoundis, S. (1987). ON THE RATIO OF FACTORS OF SAFETY IN SLOPE STABILITY ANALYSES. *GEOTECHNIQUE*, 37(2).
- Day, R. A., & Potts, D. M. (1998). The effect of interface properties on retaining wall behaviour. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 22(12), 1021–1033.
- Duncan. (1996). State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(7), 577–596.

- Duncan, M. (2013). Slope Stability Then and Now. En *Geo-Congress 2013: Stability and Performance of Slopes and Embankments III* (pp. 2184–2203). San Diego, California, United States: American Society of Civil Engineers.
- Fellenius W. (1936). "Calculation of the Stability of Earth Dams". Second Congress on Large Dams, Washington D.C.
- Fuente, Fernández, & Albert. (2010). Brick masonry elastic modulus determination using the numerical simulation and experiments of sonic wave propagation.
- Gens, A., Hutchinson, J. N., & Cavounidis, S. (1988). Three-dimensional analysis of slides in cohesive soils. *Géotechnique*, 38(1), 1–23.
- GIA Consultores Ltda. (2009, octubre). Estudio de Riesgos por Fenómenos de Remoción en masa y Evaluación de Alternativas de Mitigación para la Urbanización Buenavista Oriental III Etapa en la Localidad de San Cristóbal en Bogotá D.C. FONDO PARA LA PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE EMERGENCIAS FOPAE.
- González, Á. (2015). Ángulo de Fricción Equivalente y Estimación de Parámetros de Resistencia con SPT y CPT. *Proceedings of the 15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 15–18 November 2015, Buenos Aires, Argentina, 533–540.
- Griffiths, & Márquez. (2007). Three-dimensional slope stability analysis by elasto-plastic finite elements. *Géotechnique*, 57, 10.
- Guha-Sapir, Debarati, H., Philippe, & Below, Regina. (2015). Annual disaster statistical review 2014: the numbers and trends, 54.
- Hammah, R., Yacoub, T., Corkum, B., & Curran, J. (2005). A comparison of finite element slope stability analysis with conventional limit-equilibrium investigation. En *Proceedings of the 58th Canadian Geotechnical and 6th Joint IAH-CNC and CGS Groundwater Specialty Conferences – GeoSask 2005*.
- Janbu N. (1954) "Stability Analysis of Slopes with Dimensionless parameters". Harvard Soil Mechanics Series No. 46.
- Krahn, J. (2003). The 2001 R.M. Hardy Lecture: The limits of limit equilibrium analyses. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(3), 643–660.
- Li, X., & He, S. (2008). A numerical study of interaction between rock bolt and rock mass. CRC PRESS-TAYLOR & FRANCIS GROUP.
- Li, Merifield, & Lyamin. (2009). Limit analysis solutions for three dimensional undrained slopes. *Computers and Geotechnics*, 36(8), 1330–1351.

- Lim, K., Jui Li, A., & Lyamin, A. (2014). Slope Stability Analysis for Filled Slopes Using Finite Element Limit Analysis Method. En *Soil Behavior and Geomechanics* (pp. 615–624). Shanghai, China: American Society of Civil Engineers.
- Liu, Y., He, Z., Li, B., & Yang, Q. (2013). Slope stability analysis based on a multigrid method using a nonlinear 3D finite element model. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 7(1), 24–31.
- Lowe, J., and Karafiath, L. (1960). Stability of Earth Dams upon Drawdown. *Proceedings of the First PanAmerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Mexican Society of Soil Mechanics, Mexico D.F., pp 537-552.
- Michalowski, R. L. (2010). Limit Analysis and Stability Charts for 3D Slope Failures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(4), 583–593.
- Montenegro, & González. (2014). Calibración del método de parámetros de resistencia con SPT en suelos de la región llanera Colombiana. Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia.
- Morgenstern N., Price V. (1965). “The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces”, *Geotechnique* Vol 15, March.
- Narayanan, & Sirajuddin. (2013). Properties of Brick Masonry for FE modeling. *American Journal of Engineering Research*, 1, 6–11.
- Pánek, T. (2015). Recent progress in landslide dating: A global overview. *Progress in Physical Geography*, 39(2), 168–198.
- Rabie, M. (2013). Comparison study between traditional and finite element methods for slopes under heavy rainfall. *ELSEVIER*, 10(2), 160–168.
- Revista Semana. (s/f). Revista Semana. Tragedia: derrumbe deja varios muertos y heridos en Antioquia.
- Rocscience, (2010a). SLIDE-2D, Limit Equilibrium Slope Stability Analysis, Version 6.0. Rocscience, Inc, Toronto.
- Rocscience, (2010b). Phase2, Bidimensional Elasto-plastic Finite Element Analysis Program, Version 8.0. Rocscience, Inc, Toronto.
- Rocscience, (2010c). RS3, Three-dimensional Finite Element Software Program for Rock and Soil, Version 1.0. Rocscience, Inc, Toronto.
- Sarma, S. K. (1973). Stability analysis of embankments and slopes. *Géotechnique*, 23(3), 423–433.

- Shafique, M., van der Meijde, M., & Khan, M. A. (2016). A review of the 2005 Kashmir earthquake-induced landslides; from a remote sensing prospective. *Journal of Asian Earth Sciences*, 118, 68–80.
- Sloan. (2013). Geotechnical stability analysis. *Géotechnique*, 63(7), 43.
- Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique*, Vol 17 pp 11-26.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons.
- United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNISDR), C. for R. on the E. of D. (CRED). (2015). *The Human Cost of Weather Related Disasters - 1995-2015 | Centre for Research on the Epidemiology of Disasters*. Geneva (Switzerland): United Nations.
- USGS.gov | Science for a changing world. (s/f).
- Wei, L., Koutnik, T., & Woodward, M. (2010). A Slope Stability Case Study by Limit Equilibrium and Finite Element Methods. En *GeoFlorida 2010* (pp. 3090–3099). American Society of Civil Engineers.
- Xie, Q., Da Gama, C., Yu, X., & Chen, Y. (2013). A Parametric Study of Interface Characteristics in a Buttress Retaining Wall. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 18, 1477–1492.
- Xuguo Shi, Mingsheng Liao, Menghua Li, Lu Zhang, & Cory Cunningham. (2016). Wide-Area Landslide Deformation Mapping with Multi-Path ALOS PALSAR Data Stacks: A Case Study of Three Gorges Area, China. *Remote Sensing*, 8(2), 1–14.
- Zhang, L. L., Fredlund, M. D., Fredlund, D. G., Lu, H., & Wilson, G. W. (2015). The influence of the unsaturated soil zone on 2-D and 3-D slope stability analyses. *Engineering Geology*, 193, 374–383.
- Zuluaga, D. (2016, septiembre). ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES 3D CONSIDERANDO EL EFECTO DE LA INFILTRACIÓN POR PRECIPITACIONES. Universidad Nacional Autónoma de México, México.