INFLUENCIA DE VARIACIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN OBRAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

TATIANA ALEXANDRA RODRÍGUEZ ORTIZ

CAMILO PEÑUELA MORENO

UNIVERSIDAD DISTRITAL FRANCISCO JOSÉ DE CALDAS

FACULTAD TECNOLÓGICA

INGENIERÍA CIVIL

BOGOTÁ D.C.

2018

INFLUENCIA DE VARIACIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN OBRAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

TATIANA ALEXANDRA RODRÍGUEZ ORTIZ

CAMILO PEÑUELA MORENO

PROYECTO DE GRADO EN LA MODALIDAD DE MONOGRAFÍA, PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO (A) CIVIL

DOCENTE TUTOR

HERNANDO ANTONIO VILLOTA POSSO

MAGISTER EN GEOTECNIA

UNIVERSIDAD DISTRITAL FRANCISCO JOSÉ DE CALDAS

FACULTAD TECNOLÓGICA

INGENIERÍA CIVIL

BOGOTÁ D.C.

2018

Nota de aceptación:

_____

_____

_____

_____

_____

_____

Firma del presidente del jurado

_____

Firma del Jurado

_____

Firma del jurado

Bogotá D.C. 02 de mayo de 2018

AGRADECIMIENTOS

La culminación de este proyecto no hubiese sido posible sin la colaboración directa o indirecta de muchas personas que se hicieron presentes en diferentes etapas de la elaboración de este proyecto.

Agradecemos al Ingeniero Hernando Antonio Villota Posso por su colaboración y apoyo en el desarrollo del proyecto. A todos los docentes del área que compartieron su conocimiento dentro y fuera de clase permitiendo que nuestra formación profesional se resuma en satisfacciones académicas.

Por último, agradecemos a Ingeniería, Construcciones y Diseños S.A.S., por haber facilitado el acceso al material técnico necesario para el desarrollo del proyecto.

Tabla de contenido

pág.

1. Definición del problema 27

1.1 Antecedentes 27

1.2 Formulación 29

1.3 Descripción 29

2. Justificación 31

3. Objetivos 32

3.1 Objetivo general 32

3.2 Objetivos específicos 32

4. Marco teórico 34

4.1 Métodos de cálculo de parámetros de resistencia 40

4.1.1 Retrocálculo 41

4.1.2 Correlaciones con ensayo SPT 42

4.1.3 Clasificación Rock Mass Rating (RMS) 46

4.1.4 Método de Skempton 52

4.1.5 Métodos de análisis de estabilidad 54

4.1.6 Ensayos de laboratorio 58

4.2 Software de modelación de taludes 63

5. Metodología 64

6. Procedimiento 66

6.1 Selección y descripción de casos de estudio 66

6.1.1 Caso 1 66

6.1.2 Caso 2 72
6.2 Definición de perfiles geotécnicos 74
6.2.1 Caso 1 75
6.2.2 Caso 2 79
6.3 Selección de metodologías de cálculo parámetros 83
6.4 Obtención de parámetros por medio de metodologías seleccionadas 83
6.4.1 Correlaciones con ensayo SPT 84
6.4.2 Métodos estadísticos con valores sugeridos en literatura 92
6.4.3 Ensayos de laboratorio 106
6.4.4 Retrocálculo 108
7. Modelaciones Software Slide 6.0 111
7.1 Caso 1 111
7.1.1 Correlaciones – SPT 114
7.1.2 Método probabilístico 120
7.1.3 Ensayos de laboratorio 123
7.1.4 Retrocálculo 128
7.2 Caso 2 133
7.2.1 Correlaciones – SPT 134
7.2.2 Método probabilístico 137
7.2.3 Ensayos de laboratorio 138
7.2.4 Retrocálculo 140
8. Resultados parámetros de resistencia y FS condición Actual 143
8.1 Caso 1 143

8.2 Caso 2 144

9. Análisis de resultados parámetros y modelaciones actuales 147

9.1 Caso 1 147

9.2 Caso 2 148

10. Alternativas de estabilidad 151

10.1 Caso 1 151

10.1.1 Alternativa Correlación SPT- Schmertmann 152

10.1.1 Alternativa Correlación SPT- Seed 155

10.1.2 Alternativa Correlación SPT- Probabilístico 158

10.1.3 Alternativa Retrocálculo Correlaciones 161

10.1.4 Alternativa Retrocálculo Probabilístico 165

10.1.5 Alternativa método probabilístico 168

10.1.6 Alternativa método ensayos laboratorio 171

10.2 Caso 2 171

10.2.1 Alternativa Correlaciones – SPT 174

10.2.2 Alternativa Método Probabilístico 183

10.2.3 Alternativa método de ensayos de laboratorio 186

10.2.4 Alternativa Retrocálculo 190

11. Resultados obras de estabilidad 197

11.1 Caso 1 197

11.2 Caso 2 199

12. Análisis de resultados obras de estabilidad 202

12.1 Caso 1 202

12.2 Caso 2 203

13. Recomendaciones 205

14. Conclusiones 207

15. Bibliografía 210

Lista de tablas

pág.

Tabla 1. Variación de η1. 43

Tabla 2. Variación de η2. 43

Tabla 3. Variación de η3. 43

Tabla 4. Variación de η4. 43

Tabla 5. Ecuaciones propuestas para determinar la corrección por confinamiento (Cn). 44

Tabla 6. Relaciones de N1 y ϕ'eq. 45

Tabla 7. Parámetro de resistencia de la roca. 46

Tabla 8. Valoración del grado de fracturación del macizo RQD. 47

Tabla 9. Clasificación del espaciado de discontinuidades del manto rocoso. 48

Tabla 10. Condiciones de las discontinuidades - Abertura de las caras de la discontinuidad. 48

Tabla 11. Condiciones de las discontinuidades - Continuidad o persistencia de las discontinuidades. 48

Tabla 12. Condiciones de las discontinuidades - Rugosidad de las discontinuidades. 48

Tabla 13. Alteración de la discontinuidad. 49

Tabla 14. Condiciones de las discontinuidades - Relleno de las discontinuidades. 49

Tabla 15. Presencia del agua en un macizo rocoso. 49

Tabla 16. Orientación de las discontinuidades – buzamiento. 49

Tabla 17. Orientación de las discontinuidades – valoración para taludes. 50

Tabla 18. Calidad del macizo rocoso con relación al Índice RMR. 50

Tabla 19. Factores de ajuste en la orientación de las discontinuidades y método de excavación 52

Tabla 20. Calificación de estabilidad de taludes de acuerdo con el índice SRM 52

Tabla 21. Consistencia del suelo y correlación aproximada para el número de penetración estándar N60..... 74

Tabla 22. Densidad de las gravas y arenas para el numero de penetración estándar N60..... 75

Tabla 23. Resultados del ensayo de SPT y caracterización de consistencia para el caso 1..... 75

Tabla 24. Caracterización de capas del perfil geotécnico a partir del ensayo SPT para el caso 1 77

Tabla 25. Resultados del ensayo de SPT y caracterización de consistencia para el caso 2..... 79

Tabla 26. Caracterización de capas del perfil geotécnico a partir del ensayo SPT para el caso 2 81

Tabla 27. Parámetros de resistencia arcilla arenosa rigidez media caso 1 – Ec. Peck..... 87

Tabla 28. Parámetros de resistencia arcilla arenosa rígida caso 1 – Ec. Peck. 87

Tabla 29. Parámetros de resistencia arcilla arenosa muy rígida a dura caso 1 – Ec. Peck. 88

Tabla 30. Resultados de parámetros de resistencia por correlaciones del ensayo STP – Caso 1 . 88

Tabla 31. Determinantes estadísticos para modelación probabilística con SPT-Caso 1 89

Tabla 32. Parámetros de resistencia arcilla arenosa blanda caso 2 – Ec. Peck..... 90

Tabla 33. Parámetros de resistencia arena arcillosa media caso 2 – Ec. Peck..... 91

Tabla 34. Parámetros de resistencia arena arcillosa muy compacta caso 2 – Ec. Peck 91

Tabla 35. Resultados de parámetros de resistencia por correlaciones del ensayo STP – Caso 2 . 92

Tabla 36. Determinantes estadísticos para modelación probabilística con SPT-Caso 2 92

Tabla 37. Propiedades de suelos no cohesivos (Hunt, 1984, Cortesía de McGraw-Hill)..... 93

Tabla 38. Propiedades comunes de suelos arcillosos (Hunt, 1984. Cortesía de McGraw-Hill)... 94

Tabla 39. Valores para arenas y limos (Terzaghi y Peck, 1948- Cortesía de John Wiley)..... 94

Tabla 40. Determinación de parámetros geotécnicos (Dinorah Rodríguez)..... 94

Tabla 41. Propiedades típicas de suelos compactados (Navfac, 1971)..... 95

Tabla 42. Valores estimativos propuestos por Grundbau Taschenbuch (1980) 96

Tabla 43. Parámetros geotécnicos normalizados de suelos arenosos (independientemente de su origen, antigüedad y humedad)..... 96

Tabla 44. Características medias de los suelos para anteproyectos propuestos por el Comité Alemán de Defensa (EAU-1970)- Oteo..... 97

Tabla 45. Parámetros geotécnicos normalizados de suelos arcillosos cuaternarios 97

Tabla 46. Valores estimados de cohesión y fricción del suelo basados en el número de golpes-sin corregir del SPT 98

Tabla 47. Parámetros elementales de suelos y rocas típicos en estado natural y saturados 99

Tabla 48. Valores típicos de ángulo de fricción drenado para arenas y limos..... 99

Tabla 49. Valores representativos para ángulo de fricción interna..... 100

Tabla 50. Características físicas típicas de diversos suelos 100

Tabla 51. Pesos unitarios característicos de suelos..... 101

Tabla 52. Peso unitario y ángulo de fricción interna de algunos suelos. 101

Tabla 53. Cuadro resumen de fuentes bibliográficas Caso 1..... 102

Tabla 54. Datos probabilísticos de parámetros de resistencia y peso unitario caso 1- Material 1 103

Tabla 55. Datos probabilísticos de parámetros de resistencia y peso unitario caso 1- Material 2 103

Tabla 56. Datos probabilísticos de parámetros de resistencia y peso unitario caso 1- Material 3 103

Tabla 57. Cuadro resumen de fuentes bibliográficas Caso 2..... 104

Tabla 58. Datos probabilísticos de parámetros de resistencia y peso unitario caso 2- Material 1 105

Tabla 59. Datos probabilísticos de parámetros de resistencia y peso unitario caso 2- Material 2 105

Tabla 60. Datos probabilísticos de parámetros de resistencia y peso unitario caso 2- Material 3 105

Tabla 61. Muestras de suelo aptas para ensayo de corte directo- Caso 1 107

Tabla 62. Muestras de suelo aptas para ensayo de corte directo- Caso 1 107

Tabla 63. Parámetros de resistencia del suelo por ensayo de corte directo caso 2. 108

Tabla 64. Valores base método de retrocálculo con correlación SPT– caso 1 109

Tabla 65. Valores base método de retrocálculo con parámetros teóricos– caso 1..... 109

Tabla 66. Valores base método de retrocálculo con correlación SPT – caso 2 110

Tabla 67. Valores base método de retrocálculo con parámetros teóricos– caso 2..... 110

Tabla 68. Parámetros de amenaza sísmica Caso 1..... 112

Tabla 69. Coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestático de taludes..... 113

Tabla 70. Parámetros empleados en modelo con Ec. Seed..... 114

Tabla 71. Factores de seguridad - condiciones actuales Caso 1- Seed 116

Tabla 72. Parámetros empleados en modelo con Ec. Schertmann 116

Tabla 73. Factores de seguridad - condiciones actuales Caso 1- Schertmann..... 118

Tabla 74. Parámetros empleados en análisis probabilístico-SPT Caso 1 118

Tabla 75. Factores de seguridad - condiciones actuales Caso 1- Análisis probabilístico-SPT... 120

Tabla 76. Factores de seguridad Caso 1- Correlaciones SPT 120

Tabla 77. Factores de seguridad - condiciones actuales Caso 1- Método probabilístico 123

Tabla 78. Parámetros empleados en modelo con ensayos de laboratorio..... 123

Tabla 79. Factores de seguridad - condiciones actuales Caso 1- Ensayos Corte Directo..... 125

Tabla 80. Parámetros empleados en modelo con ensayos de laboratorio y teóricos 126

Tabla 81. Factores de seguridad - condiciones actuales Caso 1- Ensayos Corte Directo..... 128

Tabla 82. Valores base para método de retrocálculo – caso 1 129

Tabla 83. Parámetros empleados en modelo con retrocálculo (Correlaciones SPT) – Caso 1... 129

Tabla 84. Parámetros empleados en modelo con retrocálculo (Probabilístico)..... 131

Tabla 85. Factores de seguridad - condiciones actuales Caso 1- Retrocálculo 133

Tabla 86. Geometría talud- Caso 2 134

Tabla 87. Parámetros empleados en modelo con Ec. Peck..... 134

Tabla 88. Valores estadísticos ensayo SPT – Caso 2..... 135

Tabla 89. Parámetros empleados en modelo probabilístico con correlación SPT. 136

Tabla 90. Factores de seguridad - condiciones actuales Caso 2 - Análisis probabilístico-SPT.. 136

Tabla 91. Parámetros empleados en modelo probabilístico caso 2. 137

Tabla 92. Factores de seguridad - condiciones actuales Caso 2- Método probabilístico 138

Tabla 93. Parámetros empleados en metodología por ensayo de corte directo caso 2 138

Tabla 94. Parámetros modificados en metodología por ensayo de corte directo caso 2 139

Tabla 95. Valores base para método de retrocálculo – caso 2 141

Tabla 96. Parámetros empleados en modelo con retrocálculo (Correlaciones SPT) – Caso 2... 141

Tabla 97. Parámetros empleados en modelo con retrocálculo (Probabilístico) - Caso 2 141

Tabla 98. Factores de seguridad - condiciones actuales Caso 2 - Retrocálculo 142

Tabla 99. Resultados parámetros de resistencia completos caso 1 143

Tabla 100. Resultados factores de seguridad completos 143

Tabla 101. Resultados de parámetros de resistencia caso 2..... 145

Tabla 102. Resultados de factores de seguridad para el caso 2 145

Tabla 103. Factores de seguridad completos Caso 1 151

Tabla 104. Obras estabilidad- Caso 1 152

Tabla 105. Factores de seguridad - condiciones futuras Caso 1- Schmertmann 155

Tabla 106. Factores de seguridad - condiciones futuras Caso 1- Seed..... 158

Tabla 107. Factores de seguridad - condiciones futuras Caso 1- SPT Probabilístico..... 161

Tabla 108. Factores de seguridad - condiciones futuras Caso 1- Retrocálculo 1 164

Tabla 109. Factores de seguridad - condiciones futuras Caso 1- Retrocálculo 2 168

Tabla 110. Factores de seguridad - condiciones futuras Caso 1- Probabilística..... 171

Tabla 111. Parámetros de amenaza sísmica Caso 2..... 172

Tabla 112. Coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestático de taludes..... 173

Tabla 113. Pendientes típicas para taludes en cortes (Departamento de carreteras de Japón) ... 173

Tabla 114. Valores de parámetros de resistencia alternativa correlación SPT 174

Tabla 115. Valores de parámetros de resistencia alternativa método estadístico. 183

Tabla 116. Malla electrosoldada de refuerzo..... 195

Tabla 117. Resultados de alternativas para estabilización de talud- Caso 1..... 197

Tabla 118. Resultados de alternativas para estabilización de talud- Caso 1..... 198

Tabla 119. Factores de seguridad obtenidos a partir de alternativas de estabilidad propuestas – Caso 2..... 199

Tabla 120. Resulta de costo de cada alternativa de estabilidad propuesta – caso 2 200

Lista de imágenes

Imagen 1. Algunos mecanismos de falla por caído. 34

Imagen 2. Esquema de caídos de roca y residuos. 35

Imagen 3. Esquema de un proceso de reptación. 35

Imagen 4. Deslizamientos en suelos blandos 36

Imagen 5. Deslizamientos rotacional y traslacional 36

Imagen 6. Esquema de un esparcimiento lateral 37

Imagen 7. Flujos a diferentes velocidades 37

Imagen 8. Deslizamientos causados por avalancha 38

Imagen 9. Envolvente de falla de Mohr y criterio de falla de Mohr – Coulomb. 40

Imagen 10. Combinaciones de (C') y tan (ϕ) para un factor de seguridad (FS) de 1. 41

Imagen 11. Angulo de fricción real (ϕ') y equivalente (ϕ'eq). 45

Imagen 12. Correlación entre IP y Angulo de fricción 53

Imagen 13. Correlación entre IP y Angulo de fricción 54

Imagen 14. Dispositivo para el ensayo del corte directo 59

Imagen 15. Ensayo de compresión inconfinada 61

Imagen 16. Ubicación general Caso 1- Departamento del Meta 66

Imagen 17. Esquema de un proceso de reptación 67

Imagen 18. Ubicación general Caso 2- Departamento de Putumayo 72

Imagen 19. Esquema deslizamiento rotacional 74

Imagen 20. Perfil geotécnico para el caso 1 78

Imagen 21. Perfil geotécnico para el caso 2 82

Imagen 22. Geometría talud- Caso 1 111

Imagen 23. Esquema modelo con factor lluvia 112

Imagen 24. Esquema modelo con factor sismo 113

Imagen 25. Condición Actual Caso 1- Ec. Seed 114

Imagen 26. Condición Actual + Factor Lluvia Caso 1- Ec. Seed 115

Imagen 27. Condición Actual + Factor Sismo Caso 1- Ec. Seed 115

Imagen 28. Condición Actual Caso 1- Ec. Schertmann..... 116

Imagen 29. Condición Actual + Factor Lluvia Caso 1- Ec. Schertmann..... 117

Imagen 30. Condición Actual + Factor Sismo Caso 1- Schertmann 117

Imagen 31. Condición Actual Caso 1- Análisis probabilístico-SPT..... 118

Imagen 32. Condición Actual + Factor Lluvia Caso 1- Análisis probabilístico-SPT..... 119

Imagen 33. Condición Actual + Factor Sismo Caso 1- Análisis probabilístico-SPT 119

Imagen 34. Análisis probabilístico - Método Monte Carlo 120

Imagen 35. Introducción de parámetros estadísticos para los materiales o tipos de suelo caso 1 121

Imagen 36. Condición Actual Caso 1- Método probabilístico 121

Imagen 37. Condición Actual + Factor Lluvia Caso 1- Método probabilístico..... 122

Imagen 38. Condición Actual + Factor Sismo Caso 1- Método probabilístico 122

Imagen 39. Condición Actual Caso 1- Ensayos Corte Directo..... 124

Imagen 40. Condición Actual + Factor Lluvia Caso 1- Ensayos Corte Directo..... 124

Imagen 41. Condición Actual + Factor Sismo Caso 1- Ensayos Corte Directo 125

Imagen 42. Condición Actual Caso 1- Ensayos CD+ Teoría 127

Imagen 43. Condición Actual + Factor Lluvia Caso 1- Ensayos CD + Teoría 127

Imagen 44. Condición Actual + Factor Sismo Caso 1- Ensayos CD + Teoría..... 128

Imagen 45. Condición Actual Caso 1- Retrocálculo (Correlaciones SPT)..... 130

Imagen 46. Condición Actual + Factor Lluvia Caso 1- Retrocálculo (Correlaciones SPT)..... 130

Imagen 47. Condición Actual + Factor Sismo Caso 1- Retrocálculo (Correlaciones SPT) 131

Imagen 48. Condición Actual Caso 1- Retrocálculo (Probabilístico)..... 132

Imagen 49. Condición Actual + Factor Lluvia Caso 1- Retrocálculo (Probabilístico)..... 132

Imagen 50. Condición Actual + Factor Sismo Caso 1- Retrocálculo (Probabilístico)..... 133

Imagen 51. Condición Actual Caso 2 - Ec. Peck..... 135

Imagen 52. Condición Actual Caso 2 – Modelo probabilístico con correlación SPT..... 136

Imagen 53. Introducción de parámetros estadísticos para los materiales o tipos de suelo caso 2 137

Imagen 54. Modelación falla general presentada en el talud actualmente caso 2 138

Imagen 55. Modelación condición actual caso 2 – Ensayo de corte directo. 139

Imagen 56. Modelación condición actual caso 2 – Ensayo de corte directo modificado. 140

Imagen 57. Condición Actual Caso 2- Retrocálculo (Correlaciones SPT)- Caso 1 142

Imagen 58. Condición Actual Caso 2- Retrocálculo (Probabilístico) - Caso 1 142

Imagen 59. Superficies de falla con FS menor a 1.05 153

Imagen 60. Perfilación 3H:1V y 2.5H:1V 153

Imagen 61. Condición Futura Caso 1- SPT Schmertmann..... 154

Imagen 62. Condición Futura + Factor Lluvia Caso 1- SPT Schmertmann..... 154

Imagen 63. Condición Futura + Factor Sismo Caso 1- SPT Schmertmann 155

Imagen 64. Superficies de falla con FS menor a 1.05- SPT Seed 156

Imagen 65. Perfilación 3H:1V con alturas de 3.0 metros- SPT Seed..... 156

Imagen 66. Condición Futura Caso 1- SPT Seed 157

Imagen 67. Condición Futura + Factor Lluvia Caso 1- SPT Seed 157

Imagen 68. Condición Futura + Factor Sismo Caso 1- SPT Seed..... 158

Imagen 69. Superficies de falla con FS menor a 1.05- SPT Probabilístico..... 159

Imagen 70. Perfilación 3H:1V con alturas de 5.0 metros- SPT Probabilístico..... 159

Imagen 71. Condición Futura Caso 1- SPT Probabilístico..... 160

Imagen 72. Condición Futura + Factor Lluvia Caso 1- SPT Probabilístico..... 160

Imagen 73. Condición Futura + Factor Sismo Caso 1- SPT Probabilístico 161

Imagen 74. Superficies de falla con FS menor a 1.05- Retrocálculo 1..... 162

Imagen 75. Perfilación 3H:1V con alturas de 4.0 metros- Retrocálculo 1 162

Imagen 76. Condición Futura Caso 1- Retrocálculo 1..... 163

Imagen 77. Condición Futura + Factor Lluvia Caso 1- Retrocálculo 1..... 163

Imagen 78. Condición Futura + Factor Sismo Caso 1- Retrocálculo 1 164

Imagen 79. Superficies de falla con FS menor a 1.05- Retrocálculo 2..... 165

Imagen 80. Perfilación 2H:1V y 3H:1V con alturas de 3.0 y 2.0 m respectivamente- Retrocálculo 2..... 166

Imagen 81. Condición Futura Caso 1- Retrocálculo 2..... 166

Imagen 82. Condición Futura + Factor Lluvia Caso 1- Retrocálculo 2..... 167

Imagen 83. Condición Futura + Factor Sismo Caso 1- Retrocálculo 2 167

Imagen 84. Superficies de falla con FS menor a 1.05- Met. Probabilístico 168

Imagen 85. Perfilación 3H:1V con alturas de 3.0 - Probabilístico 169

Imagen 86. Condición Futura Caso 1- Probabilístico..... 169

Imagen 87. Condición Futura + Factor Lluvia Caso 1- Probabilístico..... 170

Imagen 88. Condición Futura + Factor Sismo Caso 1- Probabilístico 170

Imagen 89. Terraceo modelación SPT – Caso 2..... 175

Imagen 90. Terraceo modelación SPT opción 2 – Caso 2..... 175

Imagen 91. Tipos de muro de contención en concreto reforzado..... 176

Imagen 92. Predimensionamiento de muro de concreto reforzado..... 177

Imagen 93. Muro en concreto reforzado caso 2 – correlación SPT..... 178

Imagen 94. Muro en concreto modelación SPT – Caso 2..... 178

Imagen 95. Muro en concreto modelación SPT opción 2 – Caso 2..... 179

Imagen 96. Muro anclado concreto lanzado modelación SPT – Caso 2 180

Imagen 97. Esquema general de un muro en gavión. 181

Imagen 98. Muro anclado concreto lanzado modelación SPT opción 2 – Caso 2..... 181

Imagen 99. Muro anclado concreto lanzado modelación SPT opción 2 - Factor detonante sismo – Caso 2..... 182

Imagen 100. Muro anclado concreto lanzado modelación SPT opción 2 - Factor detonante lluvia – Caso 2..... 182

Imagen 101. Terraceo modelación método estadístico – Caso 2..... 183

Imagen 102. Terraceo modelación método estadístico opción 2 – Caso 2..... 184

Imagen 103. Terraceo modelación método estadístico opción 2 – factor detonante sismo - Caso 2 184

Imagen 104. Muro en concreto reforzado método probabilístico - Caso 2 185

Imagen 105. Muro anclado concreto lanzado modelación método probabilístico - Caso 2..... 185

Imagen 106. Muro anclado concreto lanzado modelación método probabilístico - Factor detonante sismo – Caso 2 186

Imagen 107. Muro anclado concreto lanzado modelación método probabilístico - Factor detonante lluvia – Caso 2 186

Imagen 108. Terraceo modelación método ensayo corte directo – Caso 2 187

Imagen 109. Muro concreto reforzado modelación método ensayo corte directo – Caso 2..... 187

Imagen 110. Muro concreto reforzado modelación método ensayo corte directo factor detonante sismo – Caso 2 188

Imagen 111. Muro concreto reforzado modelación método ensayo corte directo opción 2 – Caso 2 188

Imagen 112. Muro anclado concreto lanzado modelación método ensayo corte directo - Caso 2 189

Imagen 113. Muro anclado concreto lanzado modelación método ensayo corte directo factor detonante - sismo - Caso 2 189

Imagen 114. Muro anclado concreto lanzado modelación método ensayo corte directo factor detonante - lluvia - Caso 2 190

Imagen 115. Muro anclado concreto lanzado modelación método retrocálculo con datos de correlación SPT - Caso 2 190

Imagen 116. Muro anclado concreto lanzado modelación método retrocálculo con datos de correlación SPT – Factor detonante sismo - Caso 2 191

Imagen 117. Muro anclado concreto lanzado modelación método retrocálculo con datos de correlación SPT – Factor detonante lluvia - Caso 2 191

Imagen 118. Muro anclado concreto lanzado modelación método retrocálculo con datos probabilísticos - Caso 2..... 192

Imagen 119. Muro anclado concreto lanzado modelación método retrocálculo con datos probabilísticos – Factor detonante sismo - Caso 2..... 192

Imagen 120. Muro anclado de concreto lanzado modelación método retrocálculo con datos probabilísticos – Factor detonante lluvia - Caso 2..... 193

Imagen 121. Patrón rectangular de ubicación de anclajes 193

Imagen 122. Esquema de drenaje para muro anclado..... 195

Imagen 123. Esquema de zanja de coronación 196

Imagen 124. Esquema de muro anclado con concreto lanzado 196

Lista de gráficas

pág.

Gráfica 1 Profundidad vs. Número de golpes..... 70

Gráfica 2 Profundidad vs. Humedad..... 70

Gráfica 3 Profundidad vs. LL/LP..... 71

Gráfica 4 Profundidad vs. IP..... 71

Gráfica 5. Regresión lineal arcilla arenosa rigidez media caso 1 – Ec. Peck 86

Gráfica 6. Regresión lineal arcilla arenosa rígida caso 1 – Ec. Peck..... 87

Gráfica 7. Regresión lineal arcilla arenosa muy rígida a dura caso 1 – Ec. Peck..... 88

Gráfica 8. Regresión lineal arcilla arenosa blanda caso 2 – Ec. Peck 90

Gráfica 9. Regresión lineal arena arcillosa media caso 2 – Ec. Peck 90

Gráfica 10. Regresión lineal arena arcillosa muy compacta caso 2 – Ec. Peck..... 91

Gráfica 11. Factores de seguridad Caso 1..... 144

Gráfica 12. Factores de seguridad Caso 2..... 146

Gráfica 13. Factores de seguridad en condición futura- Caso 1 198

Gráfica 14. Obras de estabilidad- Presupuesto Caso 1 199

Gráfica 15. Obras de estabilidad- Presupuesto Caso 1 201

Lista de fotografías

Fotografía 1. Contacto entre formación rocosa y depósitos de material aluvial..... 67

Fotografía 2. Deslizamiento rotacional..... 68

Fotografía 3. Longitud de deslizamiento (Aproximadamente 60 metros)..... 69

Fotografía 4. Deslizamiento del talud – Caso 2..... 73

Anexos

ANEXO A TOPOGRAFÍA Y PERFIL GEOTÉCNICO CASO 1

ANEXO B TOPOGRAFÍA Y PERFIL GEOTÉCNICO CASO 2

ANEXO C REGISTROS PERFORACIÓN Y CUADRO LABORATORIOS CASO 1

ANEXO D REGISTROS PERFORACIÓN Y CUADRO LABORATORIOS CASO 2

ANEXO E MEMORIA DE CALCULO MÉTODO SPT- CASO 1

ANEXO F MEMORIA DE CALCULO MÉTODO SPT- CASO 2

ANEXO G CANTIDADES Y PRESUPUESTOS CASO 1

ANEXO H CANTIDADES Y PRESUPUESTOS CASO 2

ANEXO I CALCULO DE MURO ANCLADO CON CONCRETO LANZADO CASO 2

ANEXO J DESARROLLO CORRELACIONES SPT

ANEXO K DESARROLLO MODELACIONES SPT

Resumen

La presente investigación se realiza con el fin de identificar la importancia de la variación y susceptibilidad de los datos obtenidos para la definición de características geomecánicas del suelo en un estudio de análisis de estabilidad en taludes. Esto involucra la evaluación de los resultados obtenidos por medio de diferentes métodos de cálculo y el reconocimiento de su incidencia en las modelaciones a través de programas de cómputo. El estudio se desarrollará con base en resultados obtenidos en un estudio de suelos para el análisis de un talud que se encuentra en falla y requiere alternativas de solución que reduzcan o retarden los movimientos de suelo.

A lo largo del documento, se efectuará una descripción de los procesos realizados y métodos utilizados para obtener los parámetros objeto de estudio, y posteriormente se concluirá de acuerdo a los factores de seguridad obtenidos en las representaciones y modelaciones realizadas. Como resultado de estos análisis de datos y aplicación de conocimientos teóricos, se determinará la efectividad y aplicabilidad de los diferentes métodos de cálculo para parámetros de resistencia, finalmente podrá evaluarse una alternativa de estabilidad y la variación de su magnitud de acuerdo a los diferentes parámetros obtenidos; además, podría llegar a establecerse un proceso lógico que disminuya la sensibilidad de los datos ante diferentes fuentes de información.

De manera paralela se busca obtener una hoja de ruta o de recomendaciones para lograr una elección adecuada de parámetros de resistencia a partir de una o varias metodologías de cálculo, que combinadas, generen una modelación lo más ajustada posible a la realidad y que representen el comportamiento y estado del talud en función de la composición del suelo, sus propiedades y las características de disposición, teniendo así, una alternativa de estabilización adecuada y económicamente ajustada a las necesidades.

Al finalizar el documento, se enlistan algunas recomendaciones para realizar un análisis de estabilidad en taludes en falla, que están basadas en la teoría consultada y los procedimientos llevados a cabo para el proyecto, las falencias, resultados incoherentes y posibles interpretaciones inadecuadas; finalmente, se concluye de acuerdo con los parámetros obtenidos, los factores de seguridad calculados y las alternativas de estabilidad empleadas.

Introducción

Los análisis de estabilidad de taludes hacen parte de un área de estudio de la geotecnia que permite identificar posibles riesgos y desastres naturales para así generar soluciones técnica y económicamente viables. Es fundamental conocer los parámetros de resistencia del suelo y una vez se obtengan estos datos por diferentes métodos de cálculo, se podrá realizar un análisis de su variación, dispersión, confiabilidad e influencia en las alternativas de solución.

Debido a su importancia en proyectos que buscan el beneficio y seguridad de la sociedad, el análisis de la variación de los parámetros de acuerdo con el tipo de método empleado facilita la ejecución de estudios más precisos y realistas; además podrá influir en el tipo, dimensión, magnitud y costo de las obras civiles de estabilización.

En muchas ocasiones no se dispone de diferentes fuentes de información para el cálculo de parámetros o se tiende a evaluar la condición de un talud bajo un solo método de cálculo; por esto, es necesario identificar la importancia y la variación dada entre métodos para estimación de parámetros a partir de distintas fuentes de información y algunos procedimientos sugeridos en el presente documento.

La información podrá ser obtenida de diferentes fuentes tales como: correlaciones de SPT, ensayo de corte directo, retrocálculo, métodos de caracterización de rocas (RMR), método de Skempton y fuentes bibliográficas. Esta información debe ser organizada y analizada para identificar las variaciones que presentan los análisis de estabilidad en el software Slide.

El proceso estará descrito detalladamente para dos casos de estudio que presentan características similares, pero se encuentran ubicados en diferente zona y su estratigrafía difiere entre ellos.

Este documento se organiza en 10 ítems. El primero corresponde a la definición del problema; en el segundo se justifica el abordaje de la problemática; en el tercero se enuncian los objetivos; en el cuarto se definen las categorías conceptuales y teóricas a partir de las cuales se desarrolla el proyecto, como son los parámetros de resistencia del suelo, sus aplicaciones, los métodos de

obtención de parámetros y análisis de influencia en alternativas de solución; en el quinto se describe la metodología utilizada; en el sexto se despliega el procedimiento llevado a cabo para la estimación de los parámetros y modelación en software de evaluación de factor de seguridad en estabilidad de taludes, mediante los métodos escogidos durante el proceso; en el séptimo y octavo se encontrarán los resultados de las modelaciones y análisis de resultados, junto con la influencia que tienes estos valores en la definición de la alternativa de solución y estabilidad, los cuales son objetivo principal de este proyecto.

Posteriormente, se evalúa el problema planteado de acuerdo con los resultados obtenidos en los pasos citados anteriormente y se realizan recomendaciones dirigidas a investigadores que tengan interés en realizar proyectos relacionados con el tema, esto con el fin de poner en práctica las experiencias y dichos resultados.

Para finalizar, se formulan conclusiones que evalúan el desarrollo del proyecto y el cumplimiento de los objetivos propuestos al inicio de la investigación.

1. Definición del problema

1.1 Antecedentes

Con el fin de observar y analizar un precedente alusivo a la presente investigación, se consideraron algunos trabajos de grados referentes al análisis de estabilidad de taludes y, especialmente, a los que enfatizaban en los parámetros de resistencia.

En este orden de ideas, en mayo de 2013 fue presentado el trabajo de grado ***Variación de los parámetros de resistencia de una roca blanda degradada en un talud en la vía Bogotá-Tunja*** por Mogollón y Niño (2013). Este trabajo se enfocó en analizar los cambios que se presentan en los parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de fricción), determinados por ensayos de corte directo, ante la variación de humedad, densidad y velocidad de falla, llegando así a los siguientes resultados:

- Para cambios de humedad de la muestra de prueba, se concluyó que entre más saturación presente la muestra se generan menores valores de cohesión y ángulo de fricción. Así mismo se determinó que para el caso de la cohesión, se presentaron valores mayores cuando la muestra presentaba humedad natural con respecto a la muestra seca, caso contrario se dio para el ángulo de fricción.

- Para cambios producidos en la compacidad de la muestra se analizó que a medida que esta se reduce, mayor es la cohesión, aunque, este resultado puede variar ante cambios de humedad, donde la muestra con humedad natural, presento la mayor cohesión ante una compacidad del 50%. Con respecto al ángulo de fricción, se obtuvo que este aumentaba a medida que la compacidad era mayor.

Ahora bien, para rescatar, tanto de la metodología como de los resultados, tenemos que los valores de parámetros de resistencia, que para el caso, fueron calculados a partir de ensayos de laboratorio, presentaban variaciones importantes ante el cambio de humedad y densidad de la muestra; cuestión

a tener en cuenta a la hora de determinar los parámetros de resistencia por ensayo de corte directo, esto, en función del enfoque del presente trabajo.

Así mismo, se analizó el trabajo de grado ***Resistencia al corte de residuos sólidos municipales: una revisión crítica al comportamiento y los parámetros de diseño*** por Díaz e Iguarán (2015), donde el tema fundamental de la investigación se enfoca en presentar una revisión crítica del comportamiento mecánico de los residuos sólidos urbanos (RSM), específicamente la resistencia al corte, a través de la determinación de parámetros de resistencia usando datos de población urbana, como lo es, ingresos de la población, hábitos de consumo y reciclaje, así como las actividades económicas de la sociedad. Así mismo, se tiene como base de comparación de los parámetros, rangos de valores posibles de cohesión y ángulo de fricción, que han sido determinados por varios autores mediante la recopilación del cálculo de estos a través de ensayos de laboratorio y retro análisis.

Si bien, este trabajo no trata necesariamente la estabilización de taludes de materiales térreos, si da un acercamiento a los posibles métodos de cálculo de parámetros de resistencia, como lo es el retro calculo en rellenos ya fallados, dado que, los métodos de diseño de RSM guardan relación con los métodos de diseño de taludes térreos artificiales, como argumentan los autores: *"Los residuos sólidos urbanos (RSU) se disponen normalmente en rellenos sanitarios que obedecen un diseño geotécnico. Para proyectar dichas estructuras, los métodos tradicionales de diseño suelen modelar el comportamiento de los residuos sólidos como si se tratara de materiales térreos. La caracterización de los residuos sólidos incluye determinar o estimar propiedades y parámetros geotécnicos tales como el ángulo de fricción, la cohesión y el peso unitario, entre otros"*

Igualmente se consideró el trabajo de grado ***Estabilidad de taludes en Suelos*** por Estrada y Bautista (2014), donde se desarrolla un análisis y comparación de los principales métodos de estabilidad de taludes, enfatizando en los factores que influyen en su estabilidad, tipos de falla y deslizamientos posibles, parámetros de resistencia al corte y métodos de cálculo, los cuales se dividen en métodos numéricos y de equilibrio limite. De manera paralela los autores presentan una introducción a la modelación de taludes a través del software SLIDE 6.0, donde se muestra un paso a paso del uso del programa y las consideraciones a tener en cuenta sobre los resultados

obtenidos, que, para el desarrollo del presente trabajo es totalmente relevante, dado que, es uno de los software que se pretende emplear para realizar las respectivas modelaciones y posteriores análisis en base a las variaciones que se presenten en los cálculo de los parámetros de resistencia.

Visto esto, es importante resaltar que si bien, se han tratado de estudiar las variables que afectan la determinación de los parámetros de resistencia al corte desde distintas perspectivas, como lo es variaciones en las condiciones del ensayo de corte directo, o, como influyen las condiciones de determinada población en la estabilidad de rellenos sanitarios; no se ha profundizado en la susceptibilidad que se presenta en el cálculo de parámetros de resistencia por diferentes métodos, así como también, la variación y susceptibilidad de los resultados en los análisis de alternativas de solución para estabilizar taludes de material terreo.

1.2 Formulación

En los estudios de análisis de taludes la definición de parámetros supone el factor más importante para representar la realidad por medio de modelos matemáticos con el fin de crear soluciones y dar recomendaciones de estabilidad. No existe un método o reglamento que defina la variación o asertividad de un método u otro, por lo que a continuación se desarrolla un análisis de estos métodos para definición de parámetros de resistencia del suelo.

1.3 Descripción

La ingeniería civil cuenta con distintas especialidades y/o líneas de investigación, entre ellas la geotecnia, que se encarga del estudio del comportamiento del suelo y rocas para dar una aplicación ingenieril y beneficiar a una comunidad. Para esto es de vital importancia desarrollar estudios que permitan el adecuado reconocimiento y análisis de las propiedades que caracterizan los suelos. Una rama de la interacción entre la geología y la geotecnia corresponde al análisis de estabilidad en taludes, para lo que será indispensable la aplicación de conceptos y métodos adecuados de análisis que arrojen parámetros de resistencia del suelo lo más acertados posible.

En este último proceso, la obtención de parámetros de resistencia, se evidencian factores que

pueden afectar la confiabilidad de los mismos. En los estudios de estabilidad en taludes se emplean ensayos de resistencia ejecutados en campo o laboratorio, que, en los dos casos, se tienen resultados cuya susceptibilidad es grande debido a que está afectada por la experiencia del encargado de la operación, de la homogeneidad de los suelos, de los equipos utilizados, de las condiciones de operación, entre otros.

Por tal motivo la estimación de los parámetros de resistencia se vuelve compleja y las metodologías están asociadas a la experiencia y criterio del especialista en geotecnia que desarrolla el estudio. Teniendo en cuenta lo anterior, no es posible esquematizar procesos para que exista un único método válido y, por lo tanto, los valores generales que se obtienen para análisis de estabilidad pueden o no representar todo un conjunto de estratos de diferentes características y propiedades mecánicas. Es así, como la variación de los parámetros de resistencia puede tener influencia en las posibles soluciones de estabilidad (muros de contención, anclajes, perfilación, etc.) que el ingeniero geotecnista establezca para cada caso analizado.

2. Justificación

En los análisis de estabilidad de taludes se deben realizar estudios y diseños confiables y responsables, que permitan la aplicación de medidas de prevención y mitigación que disminuyan los riesgos y preparen las zonas para posibles eventos naturales que alteren el comportamiento del suelo.

Para las intervenciones y medidas de estabilización es necesario realizar los análisis teniendo en cuenta que los parámetros de resistencia son variables y pueden generar diseños sub o sobredimensionados. Es allí, en lo que se enfocará la presente investigación, en la demostración de la variación de los parámetros de resistencia en función de sus metodologías de cálculo y evaluar la incidencia que tienen estos en las recomendaciones de obras de estabilidad de taludes.

A lo largo del documento, se presentarán las metodologías seleccionadas para estimación de parámetros, se analizará la variación de los resultados y con ellos se podrá realizar una modelación matemática de los perfiles más críticos de un caso de estudio por medio de la herramienta de cómputo (Slide); posteriormente se analizarán los factores de seguridad calculados, y así podrá definirse una alternativa de solución para los taludes en función de los resultados obtenidos.

Los diferentes cálculos realizados permitirán conocer la influencia de los parámetros en la definición de las dimensiones de las obras de estabilidad.

Por último, se procederá a concluir teniendo en cuenta cada análisis realizado y la relación entre métodos, parámetros y solución propuesta para el talud analizado y se podrá conocer la importancia en el proceso de cálculo de parámetros de resistencia del suelo para el diseño de medidas y obras de estabilización de taludes. Además, podrá recomendarse un procedimiento de cálculo que más se aproxime a los parámetros reales del suelo de tal manera que se pueda indicar una forma más adecuada para estimar los parámetros.

3. Objetivos

3.1 Objetivo general

Determinar la influencia de la variación de los parámetros de resistencia en las obras de estabilidad de taludes por medio de metodologías de cálculo empleadas en estudios geotécnicos y sugeridas en diferente bibliografía, que permitan el cálculo de dos parámetros importantes, ángulo de fricción y cohesión.

3.2 Objetivos específicos

- Estimar parámetros de resistencia del suelo (ángulo de fricción y cohesión), por medio de diferentes metodologías aplicando conceptos técnicos y teóricos fundamentados en análisis adecuado de datos reales.

- Explicar la lógica matemática y teórica en la que se basan o se desarrollan estos métodos de cálculo, principalmente correlaciones.

- Identificar cuál es la variación de los parámetros y definir si los métodos utilizados presentan confiabilidad para los diseños.

- Emplear los parámetros de resistencia obtenidos y la topografía del terreno analizado, para llevar a cabo la modelación de la superficie por medio del programa de cómputo para modelaciones de taludes (Slide).

- Identificar la incidencia de las variaciones de los parámetros en el diseño de las estructuras de contención.

- Aplicar metodologías de cálculo para el tipo de suelo analizado como correlaciones de ensayo SPT, ensayos de laboratorio, retrocálculo y fuentes bibliográficas.

- Recomendar un procedimiento de cálculo que permita una aproximación más precisa a los parámetros reales del suelo y de tal manera se generen obras de estabilización optimas y eficientes, técnica y económicamente.

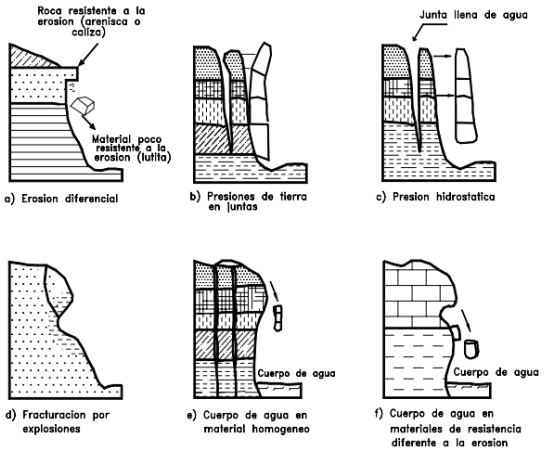
4. Marco teórico

Dado que el enfoque del presente trabajo se fundamenta tanto en el cálculo de parámetros de diseño, así como los métodos de estabilización de taludes, es primordial aclarar algunos conceptos. Para empezar, se tiene que un talud corresponde a una masa de tierra que posee una inclinación o pendiente conformada en un proceso artificial, es decir, realizado por el hombre; ahora, si la inclinación fue dada por un proceso natural se denomina ladera. En este orden, los taludes pueden presentar distintos tipos de falla, caracterizados en la clasificación de los movimientos en masa propuesto originalmente por Varnes (1978), que, a su vez, es presentado por Suarez (1998). Estas fallas corresponden a:

- Caído

En los caídos una masa de cualquier tamaño se desprende de un talud de pendiente fuerte, a lo largo de una superficie, en la cual ocurre ningún o muy poco desplazamiento de corte y desciende principalmente, a través del aire por caída libre, a saltos o rodando.

Imagen 1. Algunos mecanismos de falla por caído.

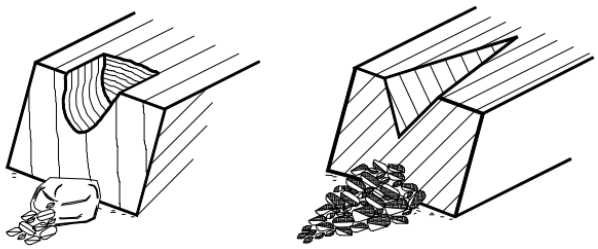


Fuente: Tomado de Suarez (1998)

- Inclinación o volteo

Este tipo de movimiento consiste en una rotación hacia adelante de una unidad o unidades de material térreo con centro de giro por debajo del centro de gravedad de la unidad y generalmente, ocurren en las formaciones rocosas.

Imagen 2. Esquema de caídos de roca y residuos.

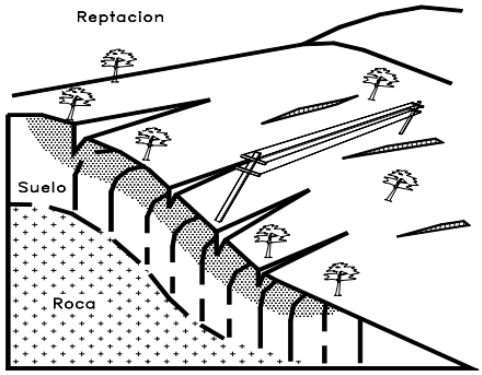


Fuente: Tomado de Suarez (1998).

- Reptación

La reptación consiste en movimientos muy lentos a extremadamente lentos del suelo subsuperficial sin una superficie de falla definida. Generalmente, el movimiento es de unos pocos centímetros al año y afecta a grandes áreas de terreno, se atribuye a las alteraciones climáticas relacionadas con los procesos de humedecimiento y secado en suelos, usualmente, muy blandos o alterados. La reptación puede preceder a movimientos más rápidos como los flujos o deslizamientos.

Imagen 3. Esquema de un proceso de reptación.

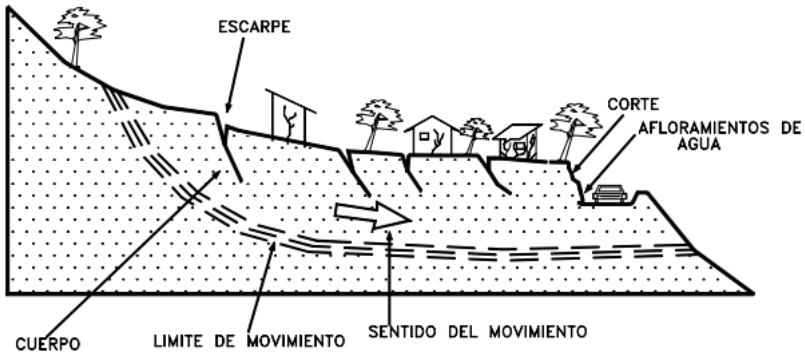


Fuente: Tomado de Suarez (1998).

- Deslizamiento

Este movimiento consiste en un desplazamiento de corte a lo largo de una o varias superficies, que pueden detectarse fácilmente o dentro de una zona relativamente delgada. El movimiento puede ser progresivo, o sea, que no se inicia simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla. Los deslizamientos pueden ser de una sola masa que se mueve o pueden comprender varias unidades o masas semi-independientes.

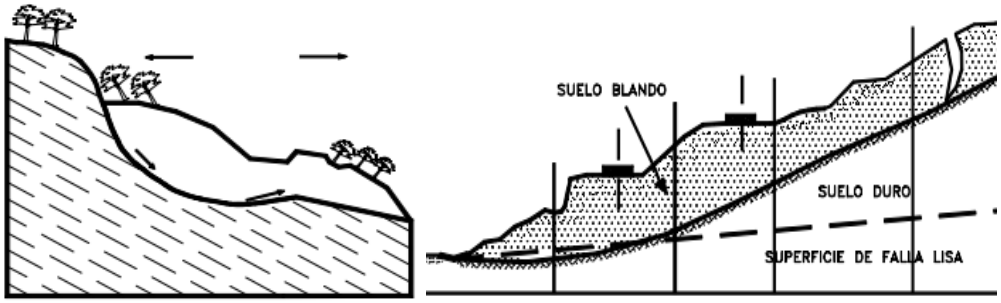
Imagen 4. Deslizamientos en suelos blandos



Fuente: Tomado de Suarez (1998).

Dentro de los distintos tipos de desplazamientos encontramos los deslizamientos rotaciones, donde el deslizamiento de falla en la superficie forma una curva cuyo centro de giro por encima del centro de gravedad del cuerpo del Movimiento; y deslizamiento traslacional, donde el movimiento de la masa se desplaza hacia fuera o hacia abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o ligeramente ondulada y tiene muy poco o nada de movimiento de rotación o volteo.

Imagen 5. Deslizamiento rotacional y traslacional

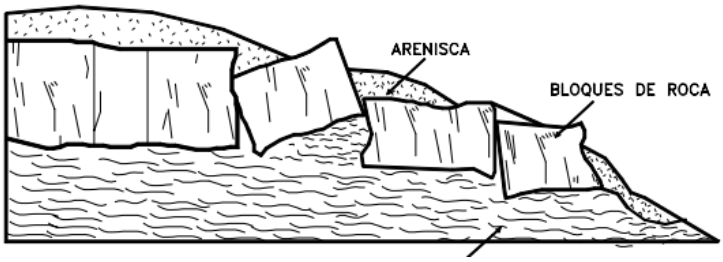


Fuente: Tomado de Suarez (1998).

- Esparcimiento lateral

En los esparcimientos laterales el modo de movimiento dominante es la extensión lateral acomodada por fracturas de corte y tensión. El mecanismo de falla puede incluir elementos no solo de rotación y translación sino también de flujo. Los esparcimientos laterales pueden ocurrir en masas de roca sobre suelos plásticos y también se forman en suelos finos, tales como arcillas y limos sensitivos que pierden gran parte de su resistencia al remoldearse.

Imagen 6. Esquema de un esparcimiento lateral

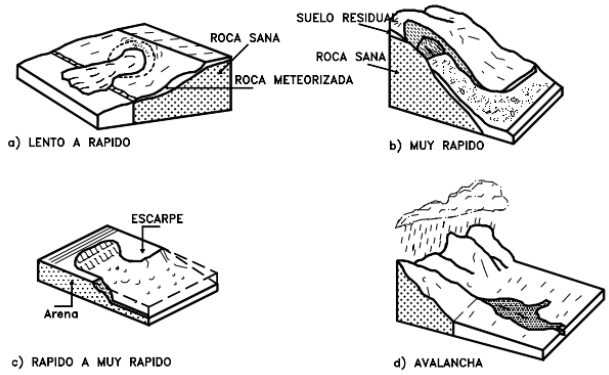


Fuente: Tomado de Suarez (1998).

- Flujo

En un flujo existen movimientos relativos de las partículas o bloques pequeños dentro de una masa que se mueve o desliza sobre una superficie de falla. Los flujos pueden ser lentos o rápido, así como secos o húmedos y los puede haber de roca, de residuos o de suelo o tierra.

Imagen 7. Flujos a diferentes velocidades



Fuente: Tomado de Suarez (1998).

- Avalanchas

En las avalanchas la falla progresiva es muy rápida y el flujo desciende formando una especie de "ríos de roca y suelo". Estos flujos comúnmente se relacionan con lluvias ocasionales de índices pluviométricos excepcionales muy altos, deshielo de nevados o movimientos sísmicos en zonas de alta montaña y la ausencia de vegetación, aunque es un factor influyente, no es un pre requisito para que ocurran.

Imagen 8. Deslizamientos causados por avalancha

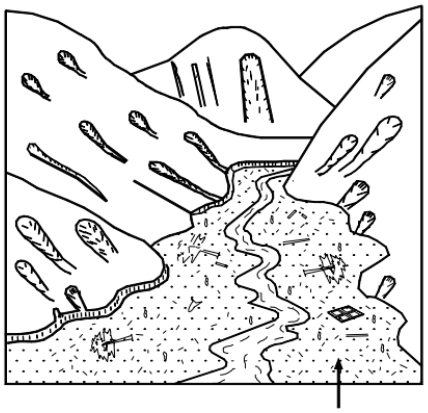


Figura: Tomado de Suarez (1998).

- Movimientos complejos

Con mucha frecuencia los movimientos de un talud incluyen una combinación de dos o más de los principales tipos de desplazamiento descritos anteriormente, este tipo de movimientos se les denomina como "Complejo". Adicionalmente, un tipo de proceso activo puede convertirse en otro a medida que progresa el fenómeno de desintegración; es así como una inclinación puede terminar en caído o un deslizamiento en flujo.

Ahora, si bien hay un abanico importante de métodos de análisis de estabilidad de taludes, el presente proyecto no se orienta en el desarrollo de estos, dado que el enfoque corresponde a la aplicabilidad y análisis de métodos de cálculo de parámetros de resistencia. Así las cosas, los métodos de estabilidad se pueden dividir en dos grandes ramas, de acuerdo con Escobar y Duque

(2016), las cuales corresponden a análisis de equilibrio limite y análisis de elementos finitos. El primer método, de acuerdo con Valiente, Sobrecases y Díaz (2015), consiste en determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable mediante las leyes de la estática, esto, a través de la división de la masa de terreno potencialmente inestable en rebanadas verticales, donde se calcula el equilibrio de cada una de ellas y se analiza el equilibrio global, para obtener un factor de Seguridad (FS), que se define como la relación entre fuerzas/momentos resistentes y fuerzas/momentos desequilibrantes.

Una vez calculado el valor de FS para una determinada curva de rotura potencial, se repite el proceso para otra rebanada, y así sucesivamente hasta obtener un valor mínimo de FS (curva de deslizamiento pésima). Este factor me implica una proporción de reducción de la resistencia cortante del suelo para llevar a la masa potencialmente inestable a un equilibrio límite a lo largo de una superficie de deslizamiento previamente seleccionada.

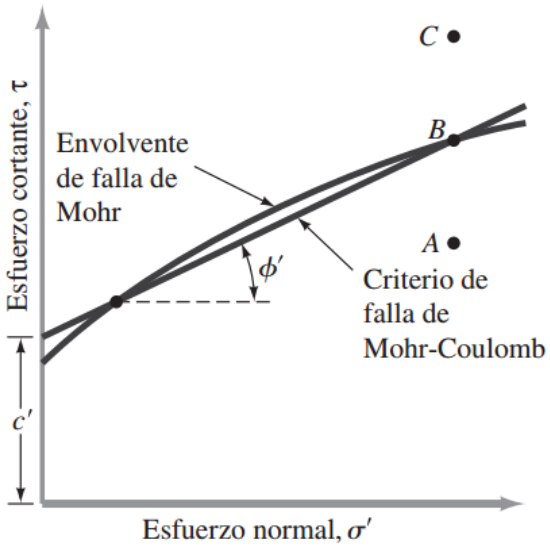
Sin embargo, si además de lograr analizar la estabilización del talud, lo cual se logra con el método anteriormente expuesto, es necesario cuantificar las deformaciones generadas en el talud, es recomendable acudir a modelos de diferencias finitas, aunque su aplicación en la práctica, es compleja, ya que se basa en métodos finitos o numéricos. Según (Escobar et al., 2016), *este tipo de métodos requiere una discretización previa del problema mediante una malla. En primer lugar, se modela la sección tipo de estudio: se establecen los parámetros de las diferentes unidades geotécnicas, y se definen las condiciones iniciales del estado tensional del terreno y la presencia de nivel freático. Posteriormente, se simula la secuencia constructiva.* Afirmando finalmente que existen experiencias que comparan los dos métodos mencionados, llegando a la conclusión que los resultados obtenidos en cada uno poseen una buena concordancia.

Visto lo anterior, es preciso mencionar la resistencia la corte de un suelo, que, como define Braja D. (2015), corresponde a la resistencia interna por unidad de área que la masa del suelo puede ofrecer a la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano en su interior. A partir de esto el autor enfatiza en la importancia de comprender los principios de resistencia al cizallamiento o corte para analizar, entre otras cosas, la estabilidad de taludes. Este tipo de cizallamiento está en función de la cohesión de las partículas del suelo, la resistencia a la fricción entre partículas

sólidas, el contenido de humedad y presión de agua intersticial en la masa del suelo.

Definida la resistencia al corte es conveniente mencionar el círculo de Mohr (1900), el cual consiste en una teoría expuesta por este ingeniero donde sostiene que la falla de un material se da a raíz de la combinación critica de esfuerzos normales y cortantes, de manera que el esfuerzo cortante y normal en el plano de falla son proporcionales, formando una especie de curva. En la mayoría de los casos la envolvente de falla generada, a partir de la relación antes mencionada, puede aproximarse como una función lineal del esfuerzo cortante y el esfuerzo normal que se denomina como la ecuación de criterio de falla de Mohr – Coulomb, donde se incluyen los parámetros de resistencia del suelo, correspondientes a la cohesión (c), medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo y, el ángulo de fricción interna (ϕ), que corresponde a la representación matemática del coeficiente de rozamiento que depende del tamaño, forma y distribución de los granos del suelo, además de la densidad.

Imagen 9. Envolvente de falla de Mohr y criterio de falla de Mohr – Coulomb.



Fuente: Tomado de Braja M. Das (2015)

4.1 Métodos de cálculo de parámetros de resistencia

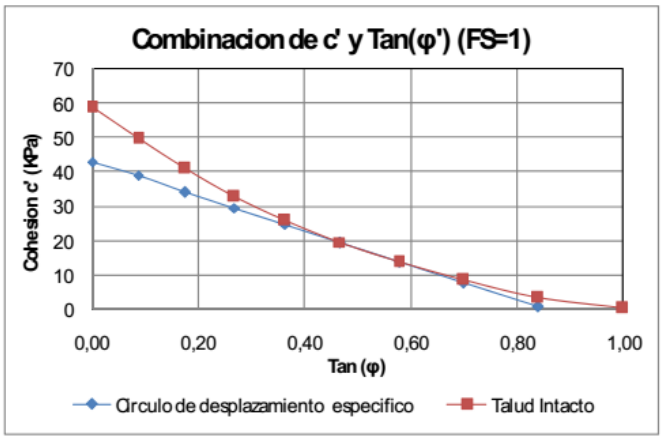
La cohesión y ángulo de fricción se pueden determinar por una serie de métodos desarrollados en función de las características, propiedades, composición, estado y demás factores determinantes

del suelo a evaluar. Dicho esto, se presentan algunos de los métodos existentes:

4.1.1 Retrocálculo

El método de retrocálculo o análisis retrospectivo (back analysis) consiste, de acuerdo con Arellano, Bielefeldt y Correa (2017), en determinar la resistencia in situ del suelo de un talud que ha fallado, esto, asumiendo un factor de seguridad igual a la unidad, dado un solo parámetro de resistencia del suelo y suponiendo conocido el otro, y así, estimar la resistencia al corte del suelo que fue movilizado en la falla simulando un modelo 2D para un FS=1, esto ya que se asume que las fuerzas resistentes y actuantes deben ser iguales para que el talud presente falla. De igual forma, se tiene un método propuesto por Laurence D. Wesley and Viraja Leelaratnam, el cual corresponde en tomar una combinación de parámetros de resistencia al corte y un FS=1 para una superficie específica, tanto para el talud en falla, como para el talud intacto. Para obtener un rango de valores de la cohesión (c) y el ángulo de fricción (ϕ), se analiza el movimiento de masa producido en el talud con el fin de que estos cumplan con el criterio de falla generado, todo esto, apoyado en un software de análisis de estabilidad de taludes, junto con un centro y radio estimado de la superficie de falla. Seguidamente se repite el análisis con el talud intacto con una nueva combinación de valores de los parámetros de resistencia, y, junto con los valores obtenidos en el talud en falla, se genera una gráfica donde la intersección de las curvas trazadas define el valor de (c) y (ϕ).

Imagen 10. Combinaciones de (C') y tan (ϕ) para un factor de seguridad (FS) de 1.



Fuente: Tomado de Arellano et al. (2017)

4.1.2 Correlaciones con ensayo SPT

Los parámetros de resistencia se pueden determinar, de acuerdo con lo sugerido por González A. (1999), mediante estimativos de parámetros efectivos de resistencia con ayuda del Standard Penetration Test (SPT.). Este método consiste en determinar (c) y (ϕ) a través del número de golpes N (golpes/pie) del ensayo SPT mediante correlaciones, donde, si bien, se obtienen valores aproximados, estos son resultados iniciales razonables, especialmente si corresponde a materiales granulares.

Ahora, como describe el autor, el ensayo SPT consiste en hincar un toma muestras partido de 18" (Aprox. 45 cm) de largo colocado al extremo de una varilla AW, por medio de un peso (martillo) de 140lb que se deja caer libremente desde una altura de 30" (Aprox. 76 cm), registrando los golpes necesarios para penetrar cada 6" (Aprox. 15 cm), teniendo así, para el valor de N, la suma de los dos últimos valores obtenidos. Este valor de N, a su vez, es susceptible a una serie de variables, que según Bowles (1988) corresponden a:

- Equipos producidos por diferentes fabricantes.
- Diferentes configuraciones del martillo de hinca.
- La forma de control de la altura de caída.
- Si hay o no revestimiento interno en el toma muestras.
- La longitud de la varilla desde el sitio de golpe y el toma muestras.
- El diámetro de la perforación.
- La presión de confinamiento efectiva al toma muestras.

Para las variantes referenciadas anteriormente existen factores de corrección, teniendo así el siguiente valor de N corregido:

$$N_{corr} = N * C_n * \eta 1 * \eta 2 * \eta 3 * \eta 4$$

Ecuación 1. Número de Golpes Corregido. Bowles

Donde:

Ncrr = Valor de N corregido

N = Valor de N de campo

Cn = Factor de corrección por confinamiento efectivo

η1 = Factor por energía del martillo

η2 = Factor por longitud de la varilla

η3 = Factor por revestimiento interno de toma muestras

η4 = Factor por diámetro de la perforación

Los valores de η1, η2, η3 y η4 dependen de las condiciones en las que se efectúa el ensayo y se determinan a partir de las siguientes tablas:

Tabla 1. Variación de η1.

País	Tipo de martinete	Liberación de martinete	η1 (%)
Japón	Toroide	Caída libre	78
	Toroide	Cuerda y polea	67
Estados Unidos	De seguridad	Cuerda y polea	60
	Toroide	Cuerda y polea	45
Argentina/Colombia	Toroide	Cuerda y polea	45
China	Toroide	Caída libre	60
	Toroide	Cuerda y polea	50

Fuente: Elaboración propia. Recuperado de Braja, D. (2015)

Tabla 2. Variación de η2.

Longitud de la barra (m)	η2
Mayor a 10	1.00
6-10	0.95
4-6	0.85
0-4	0.75

Fuente: Elaboración propia. Recuperado de Braja, D. (2015)

Tabla 3. Variación de η3.

Variable	η4
Muestreador estándar	1.00
Con recubrimiento para arena y arcilla densas	0.80
Con recubrimiento para arena suelta	0.90

Nota: Elaboración propia. Recuperado de Braja, D. (2015)

Tabla 4. Variación de η4.

Diámetro (mm)	η4
60-120	1
150	1.05
200	1.15

Fuente: Elaboración propia. Recuperado de Braja, D. (2015)

Para la corrección por energía (η1) se considera que el valor de N es inversamente proporcional a la energía efectiva aplicada, teniendo así, que para determinar un valor de N_{e1} a una energía e1 dada, y sabiendo, un valor N_{e2} con una energía e2 se tiene que:

$$N_{e1} = N_{e2} x \frac{e_2}{e_1}$$

Ecuación 2. Relación de energías y número de golpes.

De igual manera, se presenta una relación entre el esfuerzo vertical efectivo ($\sigma_v´$) y la presión atmosférica (P_{atm}) definida como Rs:

$$Rs = \frac{\sigma_v´}{P_{atm}}$$

Ecuación 3. Relación esfuerzo vertical efectivo y presión atmosférica.

A partir de esto, varios autores han propuesto determinar el valor de Cn como valor dependiente de Rs, advirtiendo que se recomienda que el valor de Cn no debe superar las 2 unidades. Las ecuaciones propuestas son las siguientes:

Tabla 5. Ecuaciones propuestas para determinar la corrección por confinamiento (Cn).

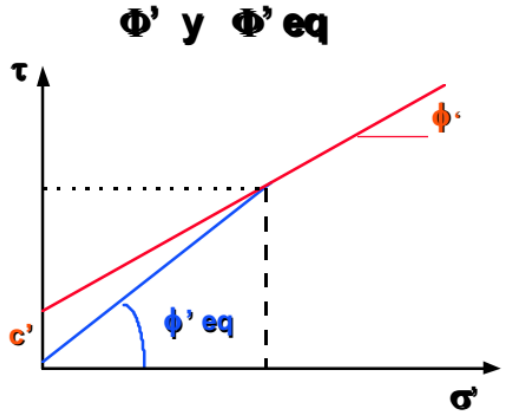
Autor	Ecuación
Peck	Cn = log(20/Rs)/log(20)
Seed	Cn = 1- 1.25log(Rs)
Meyerhof-Ishihara	Cn = 1.7/(0.7+Rs)
Liao-Whitman	$Cn = (1/Rs)^{0.5}$
Skempton	Cn = 2/(1+Rs)
Seed-Idriss	Cn = 1- K*log Rs (K=1.41 para Rs<1; K=0.92 para Rs≥1)
González	Cn = log (10/Rs)
Schmertmann	Cn = 32.5/(10.2+20.3Rs)

Fuente: Elaboración propia. Recuperado de González A. (1999).

Una vez definido el valor del número de golpes corregido, este se puede emplear para efectuar una correlación para determinar el valor de ángulo de fricción efectivo equivalente (ϕeq´). Con respecto a lo mencionado anteriormente, el autor aclara que, en primer lugar, las correlaciones fueron efectuadas para suelos granulares, es decir, con un valor de cohesión (C')=0, y en segundo

lugar, el valor aproximado del ángulo de fricción efectivo equivalente está dado por ϕeq´=arctan(τ/σ´), valor que se puede comparar con el ángulo de fricción real (ϕ') con el fin de evaluar qué valor es el que se está obteniendo a partir de las ecuaciones propuestas, esto a partir de la siguiente gráfica:

Imagen 11. Angulo de fricción real (ϕ') y equivalente (ϕ'eq).



Fuente: Tomado de González (1999).

De acuerdo con lo anterior, se tienen las siguientes relaciones de N_1 y ϕ'eq:

Tabla 6. Relaciones de N1 y ϕ'eq.

Autor	Ecuación
Peck	$\phi'eq=28.5+0.25xN_{1-45}$
Peck, Hanson y Thornburn	$\phi'eq=26.25x(2-exp(-N_{1-45}/62)$
Kishida	$\phi'eq=15+(20xN_{1-72})^{0.5}$
Schmertmann	$\phi'eq=arctan[(N_{1-60}/32.5)^{0.34}]$
Japan National Railway (JNR)	$\phi'eq=27+(0.30xN_{1-72})$
Japan Road Bureau (JRB)	$\phi'eq=15+(15xN_{1-72})^{0.5}$

Fuente: Elaboración propia. Recuperado de González A. (1999).

Definido el valor del ángulo de fricción equivalente, el autor finalmente recomienda una serie de pasos a seguir para calcularlo:

a) Obtener el valor de N (golpes/pie) en campo, con la profundidad respectiva e identificar el tipo de suelo en el cual se hizo el ensayo.
b) Colocar al ensayo la profundidad media entre las dos lecturas de golpes que se usen.

c) Obtener o estimar el valor del peso unitario total de la muestra.

d) Determinar la posición del nivel piezométrico.

e) Calcular el valor de los esfuerzos totales (σ), la presión de poros (uw) y los esfuerzos efectivos, definidos por:

$$\sigma' = \sigma - uw$$

Ecuación 4. Esfuerzo efectivo del suelo.

f) Determinar el valor de Ncrr tomando en cuenta los distintos factores de corrección.

g) Calcular el valor de ϕeq' con las fórmulas sugeridas.

h) Se calcula el valor de $\tau = \sigma' \tan(\phi eq')$.

i) Se agrupan los valores de τ y σ' por tipos de materiales

j) Se hace la regresión τ vs σ' para cada tipo de material y se obtienen c' y tan ϕ'. Si en la regresión resulta c' < 0, se obliga a la regresión a pasar por cero.

4.1.3 Clasificación Rock Mass Rating (RMS)

A partir de la clasificación del material del talud, especialmente para macizos rocosos, es posible determinar un rango de valores de parámetros de resistencia, esto, apoyándose en la evaluación del suelo mediante la clasificación ROCK MASS RATING o índice RMR, que indica la calidad del material a partir de los siguientes parámetros, de acuerdo con lo expuesto por Belandria y Bongiorno (2017):

a) Resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa, la cual se define mediante la siguiente tabla:

Tabla 7. Parámetro de resistencia de la roca.

DESCRIPCIÓN	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (MPa)	ENSAYO DE CARGA PUNTUAL (MPa)	VALORACIÓN
Extremadamente dura	>250	> 10	15
Muy dura	100 - 250	4 - 10	12
Dura	50 - 100	2 - 4	7
Moderadamente dura	25 - 50	1 - 2	4
Blanda Muy blanda	5 -25 1 - 5 < 1	< 1	2 1 0

Fuente: Recuperado de Belandria y Bongiorno (2017).

b) R.Q.D. Grado de fracturación del macizo rocoso, se determina tomando en cuenta las siguientes expresiones:

i) Trozos de rocas testigos mayores de 10 cm recuperados en sondeos.

$$RQD = \frac{\Sigma(ripios > 10cm)}{Total\ de\ la\ perforación}$$

Ecuación 5. Calculo de Grado de fracturación del macizo rocoso (RQD) caso A.

ii) Número total de discontinuidades que interceptan una unidad de volumen (1 m3) del macizo rocoso, definido mediante el parámetro Jv, el cual se define como el índice volumétrico de juntas Jv.

$$RQD = 115 - 3{,}3\ Jv$$

Ecuación 6. Calculo de Grado de fracturación del macizo rocoso (RQD) caso B.

iii) Teóricamente a partir de la densidad de las discontinuidades o frecuencia de las discontinuidades (λ) por Hudson (1989).

$$RQD = 100e^{0.1\lambda} + (0.1\lambda + 1)$$

Ecuación 7. Calculo de Grado de fracturación del macizo rocoso (RQD) caso C.

El valor obtenido del RQD de las ecuaciones A, B o C se relaciona en la siguiente tabla con el fin de dar valoración a este parámetro:

Tabla 8. Valoración del grado de fracturación del macizo RQD.

ÍNDICE DE CALIDAD RQD (%)	CALIDAD	VALORACIÓN
0 -25	Muy mala	3
25 – 50	Mala	8
50 – 75	Regular	13
75 – 90	Buena	17
90 - 100	Excelente	20

Fuente: Recuperado de Belandria y Bongiorno (2017).

c) Espaciado de las discontinuidades está clasificado de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla 9. Clasificación del espaciado de discontinuidades del manto rocoso.

DESCRIPCIÓN	ESPACIADO DE LAS JUNTAS	TIPO DE MACIZO ROCOSO	VALORACIÓN
Muy separadas	> 2 m	Sólido	20
Separadas	0,6 – 2 m.	Masivo	15
Moderadamente juntas	200– 600 mm.	En bloques	10
Juntas	60 – 200 mm.	Fracturado	8
Muy juntas	< 60 mm.	Machacado	5

Fuente: Recuperado de Belandria y Bongiorno (2017).

d) Condiciones de las discontinuidades, definido a partir de la consideración de los siguientes factores, organizados en las tablas mostradas a continuación:

Tabla 10. Condiciones de las discontinuidades - Abertura de las caras de la discontinuidad.

GRADO	DESCRIPCIÓN	SEPARACIÓN DE LAS CARAS	VALORACIÓN
1	Abierta	> 5mm	0
2	Moderadamente abierta	1 – 5 mm	1
3	Cerrada	0,1 – 1 mm	4
4	Muy cerrada	< 0,1 mm	5
5	Ninguna	0	6

Tabla 11. Condiciones de las discontinuidades - Continuidad o persistencia de las discontinuidades.

GRADO	DESCRIPCIÓN	CONTINUIDAD	VALORACIÓN
1	Muy baja	< 1 m	6
2	baja	1 – 3 m	4
3	Media	3 – 10 m	2
4	Alta	10 – 20 m	1
5	Muy alta	> 20 m	0

Tabla 12. Condiciones de las discontinuidades - Rugosidad de las discontinuidades.

GRADO	DESCRIPCIÓN	VALORACIÓN
1	Muy rugosa	6
2	Rugosa	5
3	Ligeramente rugosa	3
4	Lisa	1
5	Plana (espejo de falla)	0

Tabla 13. Alteración de la discontinuidad.

GRADO	DESCRIPCIÓN	VALORACIÓN
1	Blando > 5 mm	0
2	Blando < 5mm	2
3	Duro > 5mm.	2
4	Duro < 5 mm	4
5	Ninguno	6

Tabla 14. Condiciones de las discontinuidades - Relleno de las discontinuidades.

GRADO	DESCRIPCIÓN	VALORACIÓN
1	Descompuesta	0
2	Muy alterada	1
3	Moderadamente alterada	3
4	Ligeramente alterada	5
5	No alterada	6

Fuente: Recuperado de Belandria y Bongiorno (2017).

e) Presencia del agua en un macizo rocoso

Tabla 15. Presencia del agua en un macizo rocoso.

CAUDAL POR 10 M DE TÚNEL	RELACIÓN PRESIÓN AGUA – TENSIÓN PPAL MAYOR	DESCRIPCIÓN	VALORACIÓN
Nulo	0	Seco	15
< 10 litros/min	< 0,1	Ligeramente húmedo	10
10-25 litros/min	0,1 – 0,2	Húmedo	7
25-125 litros/min	0,2 – 0,5	Goteando	4
>125 litros/min	> 0,5	Fluyendo	0

Fuente: Recuperado de Belandria y Bongiorno (2017).

f) Orientación de las discontinuidades. Para la evaluación de este parámetro se debe clasificar la roca de acuerdo al buzamiento y obra que se va a ejecutar de acuerdo con las dos tablas siguientes:

Tabla 16. Orientación de las discontinuidades – buzamiento.

Dirección Perpendicular al Eje de la obra				Dirección Paralelo al Eje de la obra		Buzamiento 0 -20° Cualquier dirección
Excav. Con buzamiento.		Excav. Contra buzamiento				
Buz 45° - 90°	Buz 20° - 45°	Buz 45°-90°	Buz 20° - 45°	Buz 45° - 90°	Buz 20°– 45°	
Muy favorable	**Favorable**	**Medio**	**Desfavorable**	**Muy desfavorable**	**Medio**	**Desfavorable**

Fuente: Recuperado de Belandria y Bongiorno (2017).

Tabla 17. Orientación de las discontinuidades – valoración para taludes.

Calificativo	Valoración
Muy favorable	0
Favorable	-5
Medio	-25
Desfavorable	-50
Muy desfavorable	-60

Fuente: Recuperado de Belandria y Bongiorno (2017).

Definida la caracterización del manto y obtenida la valoración de los 6 parámetros anteriores, mediante la siguiente tabla se presentan los posibles valores de (c) y (ϕ) en función de la calidad del macizo rocoso (RMR):

Tabla 18. Calidad del macizo rocoso con relación al Índice RMR.

Clase	Calidad	Valoración RMR	Cohesión	Ángulo de fricción
I	Muy buena	100-81	>4 Kg/cm2	> 45º
II	Buena	80-61	3 – 4 Kg/cm2	35º - 45º
III	Media	60-41	2 – 3 Kg/cm2	25º - 35º
IV	Mala	40-21	1 – 2 Kg/cm2	15º- 25º
V	Muy mala	< 20	< 1 Kg/cm2	<15º

Fuente: Recuperado de Belandria y Bongiorno (2017).

Así mismo, a partir de la definición del índice RMR podemos determinar el índice de Clasificación Geomecánica de Romana (SMR), empleado para clasificación de taludes, el cual se calcula mediante la siguiente expresión:

$$SMR = RMR + (F_1 \, x \, F_2 \, x \, F_3) + F_4$$

Ecuación 8. Índice de Clasificación Geomecánica de Romana SMR

Los valores de Fi corresponden a un factor de ajuste basado en la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa, índice de calidad de la roca (RQD), separación de las discontinuidades, condición de las discontinuidades y el flujo de agua en las discontinuidades. Dicho esto, los valores Fi se determinan de la siguiente manera:

- F_1: depende del paralelismo entre el rumbo de las discontinuidades y la cara del talud. Varía entre 1,00 (cuando ambos rumbos son paralelos) y 0,15 (cuando el ángulo entre ambos rumbos es mayor de 30º y la probabilidad de rotura es muy baja. Estos valores establecidos

empíricamente ajustan aproximadamente a la expresión:

$$F_1 = (1\text{-sen}\ (\alpha j - \alpha s))^2$$

Siendo αj y αs los valores de dirección de la discontinuidad del talud.

- F_2, depende del buzamiento de la discontinuidad en la rotura plana. Varía entre 1,00 (para discontinuidades con buzamiento superior a 45º) y 0,15 (para discontinuidades con buzamiento inferior a 20º). Puede ajustarse aproximadamente según la relación:

$$F_2 = \tan^2 \beta j$$

Donde βj es el buzamiento de la discontinuidad.

- F_3, refleja la relación entre los buzamientos de la discontinuidad y del talud.

Ahora, para el factor de ajuste según el método de excavación (F_4), se ha establecido empíricamente que:

- Taludes naturales: se tiene un valor de F_4=+15, dado que son más estables a causa de los procesos previos de erosión sufridos por el talud, y de los mecanismos internos de protección que muchos de ellos poseen (vegetación, desecación superficial, drenaje torrencial, etc.).
- Precorte: se tiene un valor de F_4 = +10, ya que se aumentan la estabilidad de los taludes en media clase.
- Técnicas de voladura suave: se tiene un valor de F_4 = +8 si la actividad es bien ejecutada, además que aumentan la estabilidad de los taludes.
- Voladuras normales aplicadas con métodos razonables no modifican la estabilidad, por lo tanto, se tiene un valor F_4 = 0.
- Voladuras defectuosas son muy frecuentes y pueden dañar seriamente a la estabilidad, por ello se tiene un valor F_4 = -8.

Los factores antes mencionados se conmutan en la siguiente tabla:

Tabla 19. Factores de ajuste en la orientación de las discontinuidades y método de excavación

FACTOR DE AJUSTE POR LA ORIENTACIÓN DE LAS JUNTAS (F_1, F_2 Y F_3)						
CASO		MUY FAVORABLE	FAVORABLE	NORMAL	DEFAVORABLE	MUY DEFAVORABLE
P T	$\lvert\alpha_j-\alpha_s\rvert$ $\lvert\alpha_j-\alpha_s-180\rvert$	> 30º	30º - 20º	20º - 10º	10º - 5º	< 5º
P/T	F_1	0,15	0,4	0,7	0,85	1
P	$\lvert\beta_j\rvert$	< 20º	20º - 30º	30º - 35º	35º - 45º	> 45º
	F_2	0,15	0,4	0,7	0,85	1
T	F_2	1	1	1	1	1
P T	$\beta_j-\beta_s$ $\beta_j+\beta_s$	> 10º < 110º	10º - 0º 110º - 120º	0º > 120º	0º - (- 10º) ------	< - 10º ------
P/T	F_3	0	- 6	- 25	- 50	- 60

FACTOR DE AJUSTE POR EL MÉTODO DE EXCAVACIÓN (F_4)					
MÉTODO	TALUD NATURAL	PRECORTE	VOLADURA SUAVE	VOLADURA O EXCAVACIÓN MECÁNICA	VOLADURA DEFICIENTE
F_4	+ 15	+ 10	+ 8	0	- 8

P : Rotura plana
T : Rotura por vuelco
α_s : Dirección del talud
α_j : Dirección de las juntas
β_s : Buzamiento del talud
β_j : Buzamiento de las juntas

Fuente: Recuperado de Belandria y Bongiorno (2017).

Definidos los factores se establece una clasificación SRM de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 20. Calificación de estabilidad de taludes de acuerdo con el índice SRM

CLASES DE ESTABILIDAD					
CASO	V	IV	III	II	I
SMR	0 - 20	21 - 40	41 - 60	61 - 80	81 - 100
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy buena
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Buena	Muy buena
Roturas	Grandes roturas por planos continuos o por masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

Fuente: Recuperado de Belandria y Bongiorno (2017).

4.1.4 Método de Skempton

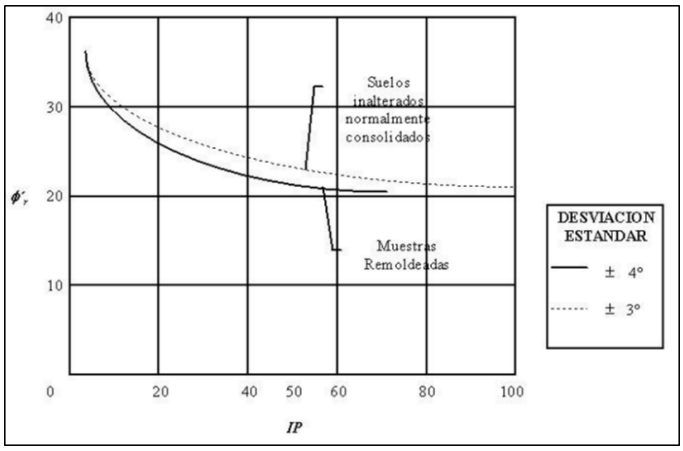
Skempton (1964) observó que en las arcillas sobreconsolidadas la resistencia calculada del análisis de deslizamientos después de ocurridos, correspondía al valor de resistencia residual (resistencia al corte que posee el material después de haber ocurrido la falla) y recomendó utilizar, para el cálculo de factores de seguridad, los valores de los parámetros obtenidos para la resistencia residual φr y cr. Sin embargo, en los suelos residuales (meteorizados), la resistencia pico tiende a ser generalmente, muy similar a la resistencia residual. Otro factor que determinan las diferencias

entre la resistencia pico y la residual es la sensibilidad, la cual está relacionada con la perdida de resistencia por remoldeo o la reorientación de las partículas de arcilla.

A lo largo de planos de falla preformados, después de movimientos grandes, los suelos cohesivos presentan una resistencia cortante muy reducida (residual). El parámetro φR′ se aplica en un análisis de estabilidad en suelos donde han ocurrido movimientos previos (deslizamientos) (Kovacs)

Teniendo en cuenta lo anterior, Skempton desarrolló una correlación entre el ángulo de fricción y el índice de plasticidad para suelos residuales, como se presenta a continuación:

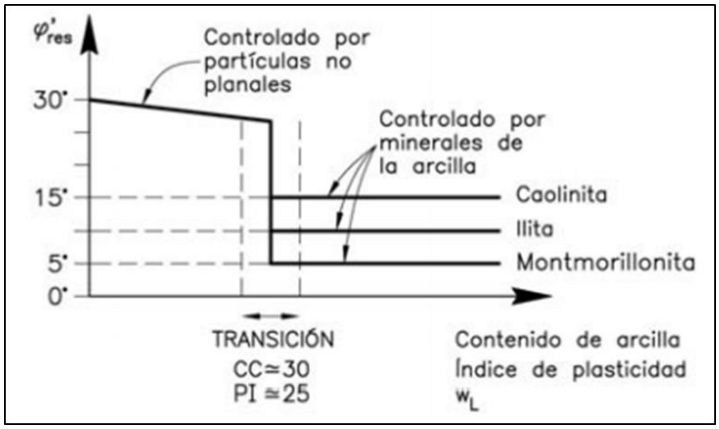
Imagen 12. Correlación entre IP y Angulo de fricción



Fuente: Skempton (1964)

El conocimiento disponible sobre el ángulo de fricción residual de los suelos y su correlación con propiedades-índice básicas de la arcilla, como el contenido en arcilla (CC), el índice plástico (IP) o el límite líquido (LL), proporciona una referencia útil para analizar resultados de parámetros obtenidos por diferentes métodos. Muchos autores, y en particular Skempton (1964, 1985), Kenney (1967, 1977) y Lupini (1981), han proporcionado la teoría necesaria. Cuando el ángulo de fricción residual, φR′, se representa en función de los índices de la arcilla mencionados, el comportamiento idealizado del suelo se puede representar como se muestra a continuación:

Imagen 13. Correlación entre IP y Angulo de fricción



Fuente: Skempton, Lupini, Kenney (1964)

Cuando el contenido de arcilla del suelo, o su plasticidad, son bajos, las partículas no planas dominan y el corte ocurre en un modo turbulento Lupini (1981). En este caso se mide un ángulo de fricción residual próximo a 30º.

Para rellenos, la composición está dada por materiales que tienen diferentes componentes y tamaños, dando lugar a un entrabamiento entre partículas (usualmente de gran tamaño) que genera el parámetro de fricción

4.1.5 Métodos de análisis de estabilidad

Como se ha descrito a lo largo del documento, los análisis de estabilidad de taludes se realizan con el fin de conocer el valor de seguridad del terreno y proponer algún tipo de solución. A partir de características geométricas, tipos de material, presencia de agua, tipos de rotura y otros, se pueden determinar los parámetros C' y Ø; empleando modelos físico-matemáticos que analicen fuerzas actuantes y resistentes. A continuación, se presentan los grandes grupos en los que se pueden clasificar los métodos:

4.1.5.1 Métodos determinísticos

En esta categoría existen los métodos de equilibrio límite, que son los más utilizados y los cuales analizan el equilibrio de una masa potencialmente inestable, y consisten en comparar las fuerzas que generan movimiento con las fuerzas resistentes que se oponen al mismo a lo largo de una determinada superficie de rotura. Dentro de estos, se pueden identificar dos clases: precisos y aproximados. En casi todos los métodos que son de carácter determinístico, la seguridad de un talud se cuantifica por medio del Factor de Seguridad (FS.), que se define como el coeficiente entre la resistencia al corte en la superficie de deslizamiento y la necesaria para mantener el equilibrio estricto, el cual se supone constante en toda la superficie de deslizamiento (Alzate, 2005).

4.1.5.1.1 Métodos precisos

Están sujetos a las leyes de la estática que permiten alcanzar una solución exacta debido a la sencillez de la geometría del desplazamiento, como en el análisis de roturas de tipo plano y por cuñas.

- Método de Morgenstern – Price: se asume que las fuerzas entre dovelas varían de acuerdo a una función arbitraria; calcula por medio de equilibrios de fuerzas y momentos para una superficie de falla con cualquier geometría.

- Método de Spencer: se pueden analizar superficies de falla de cualquier forma, hace equilibrio de fuerzas y momentos; la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada, pero son desconocidas.

- Método de Sarma: es un método diferente, que asume el coeficiente sísmico y el factor de seguridad como variables desconocidas; utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla.

4.1.5.1.2 Métodos aproximados

En este grupo, la estática no permite llegar a la solución, ya que los problemas analizados tienen condición hiperestática y se debe recurrir a una hipótesis inicial; las roturas de tipo circular hacen parte de esta clasificación. Los métodos de estabilidad global consideran la masa que se moviliza como un todo; por otro lado, el método de las dovelas fracciona la masa de suelo deslizada en partes más pequeñas para facilitar el análisis.

- Método de las dovelas: considera que el factor de seguridad es constante a lo largo de toda la superficie de falla, sigue el criterio de Mohr-Coulomb y la resistencia al corte tiene una magnitud constante en la superficie. Aborda el problema con una sección bidimensionalmente, dividiendo una sección en franjas y calculando el FS individual para finalmente, evaluar la estabilidad general. El tamaño de las divisiones estará sujeto a la geometría del talud y a la precisión requerida en el análisis.

- Método ordinario o de Fellenius: no tiene en cuenta las fuerzas entre dovelas, maneja una superficie de falla circular y calcula a partir de equilibrio de fuerzas. La superficie de falla está definida por un arco y en el origen de este arco se satisface un equilibrio de momentos. El cálculo del factor de seguridad se hace por medio del cambio de origen de arco.

- Método simplificado de Bishop: maneja superficies de falla circulares, realiza equilibrio de momentos y tiene en cuenta todas las fuerzas de cortante entre dovelas, pero considera que no son influyentes por lo que se asumen como cero. El análisis se hace a partir de las fuerzas horizontales únicamente, el método original es muy complejo, razón por la cual se emplea uno simplificado.

- Método simplificado de Janbú: la superficie de falla puede tener cualquier geometría ya que maneja un factor de curvatura de acuerdo al tipo de superficie generada, se calcula por medio de equilibrio de fuerzas horizontales y al igual que el método de Bishop, asume que

no hay fuerzas de cortante entre dovelas. En este método no se realiza equilibrio de momentos; y se emplea, generalmente, para superficies de falla compuestas.

Para este trabajo sólo se tendrá en cuenta el método de Janbú Simplificado, método comúnmente usado y que es trabajado en el programa "Slide", utilizado para el análisis de estabilidad de los sitios estudiados.

4.1.5.2 Métodos probabilísticos

Como parte del análisis a realizar, en el software de equilibrio límite (Slide) se emplearán datos que serán ajustados probabilísticamente, sin embargo, también se realizarán análisis determinísticos (más comunes); por tal razón se describe brevemente en qué consiste cada tipo de métodos:

Los métodos probabilísticos son métodos que permiten determinar la distribución de probabilidad de una variable dependiente en función de las distribuciones de las variables independientes. Para el factor de seguridad de la estabilidad de un talud, se determina su curva de distribución de probabilidad a partir de las distribuciones de la cohesión, ángulo de fricción, peso específico, etc. A partir de esta distribución se puede determinar la probabilidad de falla (Pf), definida como la parte del área bajo la curva de distribución de probabilidad del FS menor que 1,0.

- Método FOSM (Primer orden, segundo momento): se basa en la ampliación de la serie de Taylor, generando resultados a partir de valores medios y desviaciones estándar. Los cálculos en este método son simplificados y busca conocer los momentos (media, desviación estándar, coeficiente de asimetría) de las distribuciones probabilísticas de las variables que componen la función.

- Índice de confianza: es una aplicación del método de FOSM empleado en geotecnia, para evaluación estadística del factor de seguridad en taludes. Se pueden hacer dos tipos de cálculo: varianza del factor de seguridad en función de los parámetros cohesión, fricción,

peso unitario y nivel freático, obteniendo la importancia de la variación de los mismos; y por medio del índice de confianza, el cual se relaciona con la probabilidad de falla que puede definirse como la porción del área bajo la curva unitaria de la distribución de frecuencia, correspondientes a los valores del factor de seguridad por debajo de 1,0.

El índice de confiabilidad indica el número de desviaciones estándar que distancian la ruptura del factor de seguridad encontrado.

- Monte Carlo: determina la función de distribución de frecuencia de la variable dependiente analizada. Se realiza de manera iterativa generando números aleatoriamente, hasta alcanzar una distribución binomial conociendo la varianza, media, probabilidades acumuladas, etc.

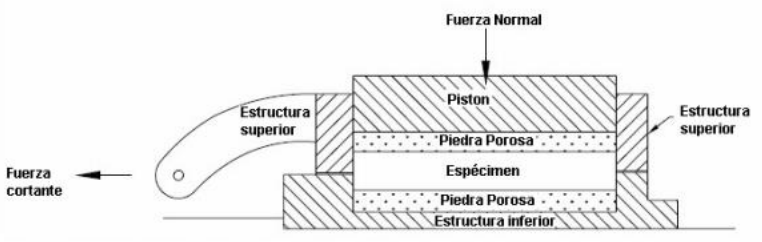
4.1.6 Ensayos de laboratorio

Para obtener los parámetros de resistencia se pueden ejecutar diferentes ensayos de laboratorio, sin embargo, los más comunes son ensayos triaxiales, cortes directos, compresiones inconfinadas, ensayo de veleta de corte y para complementar los análisis pueden emplearse ensayos de consolidación:

- Corte Directo: Dentro de las finalidades del ensayo se encuentra la determinación de la resistencia de una muestra de suelo, como, por ejemplo, para el estudio y análisis de estabilidad de taludes o deslizamientos en laderas.

  Para determinar la resistencia del suelo se emplea un aparato de corte directo, donde la caja, dividida en una sección estática y otra móvil, puede tener una configuración cuadrada o circular. Dentro de esta se dispone una muestra de suelo contenida en sus extremos por piedras porosas a la cual se le aplica una carga vertical de confinamiento (Pv) y una carga horizontal (Ph) creciente que produce el deslizamiento de la sección móvil de la caja del ensayo originando así el corte en la muestra.

Imagen 14. Dispositivo para el ensayo del corte directo



Fuente: Recuperado de Norma INV E-154-07.

De acuerdo con la especificación del ensayo de corte directo por parte de la Universidad Católica de Valparaíso (2018), el ensayo induce a la falla a través de un plano determinado, donde actúan dos esfuerzos:

a. Un esfuerzo normal (σn) producido por la carga aplicación vertical Pv.
b. Un esfuerzo cortante (τ) producido por la carga aplicación horizontal Ph.

El esfuerzo normal y cortante se calcula dividiendo las respectivas cargas por el área de la muestra o de la caja de corte, donde se deberá satisfacer la ecuación de Coulomb, donde la resistencia al corte depende de la cohesión (c) y el ángulo de fricción (ϕ), la cual corresponde a:

$$\tau = c + \sigma n \cdot tan(\phi)$$

Ecuación 9. Ecuación de Coulomb

A partir de la aplicación de la carga horizontal (Ph) y las deformaciones producidas, estas se miden con el fin de esbozar una gráfica de esfuerzo cortante (τ) en función de la deformación (ε) donde el punto máximo de esfuerzo cortante es la resistencia al corte del suelo.
Finalmente se tiene que el ensayo de corte directo se puede clasificar en tres tipos, esto en función de la existencia de drenaje y/o consolidación de la muestra, por lo que, los valores que los valores de cohesión (c) y el ángulo de fricción (ϕ) dependen de la velocidad del ensayo y la permeabilidad del suelo. Dicho esto, tenemos lo siguiente:

- Ensayo no consolidado no drenado (UU): Es un ensayo rápido, donde el corte se inicia

antes de consolidar la muestra bajo la carga normal (Pv), tomando en cuenta que si el suelo es cohesivo y saturado se desarrollará exceso de presión de poros.

- Ensayo consolidado no drenado (CU): En este ensayo se permite que la muestra drene o se consolide durante la aplicación de la carga vertical, de modo que en el momento de aplicar el esfuerzo de corte las presiones intersticiales sean nulas, pero no durante la aplicación del esfuerzo cortante. La tensión de corte es raída para que la presión de poros no pueda disiparse en el transcurso del ensayo. Estos ensayos no se usan en suelos permeables y es necesario medir el movimiento vertical durante la consolidación (drene) para saber cuándo se ha producido por completo. La ecuación de Coulomb se transforma en:

$$\tau = c_{cu} + \sigma \cdot tan(\phi_{cu}) = c_{cu} + (\sigma + \mu) \cdot tan(\phi_{cu})$$

Ecuación 10. Ecuación de Coulomb para ensayo (CU).

- Ensayo consolidado drenado (CD). La velocidad de corte es lenta, se permite el drenaje de la muestra durante todo el ensayo siendo las presiones intersticiales nulas durante la aplicación del esfuerzo cortante (μ=0), esto implica que $c = c', \ \sigma = \sigma', \phi = \phi'$

- Compresiones inconfinadas: Es un ensayo empleado para determinar la resistencia al corte (c) no drenado en suelos cohesivos indirectamente mediante la resistencia a la compresión no confinada (q_u). Puede considerarse como una resistencia estimada del suelo debido a la incertidumbre que presenta la operación del ensayo.

$$q_u = \frac{c}{2}$$

Ecuación 11. Resistencia a la compresión inconfinada

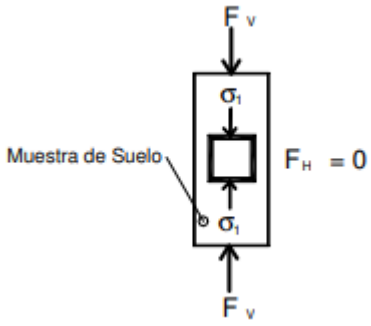
De acuerdo con la Universidad Católica de Valparaíso (2018), este ensayo consiste en una prueba uniaxial en condiciones no drenadas, donde la probeta no tiene soporte lateral (σ_3=0). El ensayo se puede realizar de dos maneras:

- Con control de deformación, el cual es ampliamente utilizado, donde se controla la

velocidad de avance de la plataforma del equipo

- Con control de esfuerzos, donde se requiere realizar incrementos de carga, lo que puede causar errores en las deformaciones unitarias al producirse carga adicional de impacto al aumentar la carga, por lo cual es poco utilizado.

Imagen 15. Ensayo de compresión inconfinada



Fuente: Recuperado de Universidad Católica de Valparaíso (2018)

- Ensayo triaxial: De acuerdo con la Universidad Católica de Valparaíso (2018), la finalidad del ensayo es hallar los parámetros de resistencia del suelo y la relación de esfuerzo-deformación a través del cálculo del esfuerzo cortante, recalcando que, si bien es un ensayo complejo, es una de las pruebas que más que entrega información representativa del esfuerzo cortante que sufre una masa de suelo al ser cargada.

  Este ensayo consiste en realizar una prueba en tres muestras dispuestas dentro de una membrana de caucho o goma, introducida a su vez, en una cámara especial donde se aplica una presión igual en todo sentido y dirección con el fin de llegar a un estado de equilibrio, y una vez realizado esto, se aumenta la carga normal o axial (σ1) (sin alterar la carga lateral) hasta que se produzca la falla. Para cada una de las muestras se aplica una carga lateral diferente con el fin de representar los esfuerzos de falla en un círculo de Mohr con el objetivo de trazar una tangente o envolvente a las tres pruebas, y así, determinar los parámetros de cohesión (c) y ángulo de fricción (ϕ).

  Para la aplicación de este ensayo se debe tomar en cuenta el tipo de suelo y las condiciones

en que esté trabajará, teniendo así, las alternativas expuestas en el ensayo de corte directo, es decir, ensayo consolidado no drenado (CU), no consolidado no drenado (UU) o consolidado drenado (CD).

A continuación, se nombran algunos factores que influyen en el por qué la resistencia de las muestras medidas en el laboratorio es diferente a la resistencia medida en campo (Skempton y Hutchinson, 1969). Entre ellos se encuentra la técnica del muestreo, orientación y tamaño de la muestra, rata de corte, ablandamiento después de remover la carga y falla progresiva. Adicionalmente, a los factores mencionados, la resistencia al cortante de un suelo depende también, del grado de saturación, el cual puede variar con el tiempo, en el campo. Debido a las dificultades en el análisis de datos de ensayo de muestras no saturadas, generalmente en el laboratorio, las muestras se saturan con el objeto de medir las resistencias mínimas de cortante.

Uno de los factores que presenta mayor dificultad para tenerlo en cuenta en los análisis de resultados de laboratorio y su influencia en la estabilidad de taludes, es la orientación de las muestras, ya que generalmente, los estratos de suelo poseen discontinuidades o fisuras y las fallas ocurren a lo largo de estas discontinuidades o juntas heredadas.

Las predicciones de estabilidad basadas en resistencias de laboratorio pueden no ser confiables en muchos casos debido a la dificultad de obtener muestras realmente representativas, la medición de presiones reales de poros, el efecto de la fisuración y la resistencia gradual de resistencia con el tiempo, especialmente en arcillas sobre-consolidadas y en suelos residuales de lutitas.

La resistencia al cortante para utilizar en los análisis puede ser medida de dos formas:

a. En el laboratorio o en ensayos de campo, en tal forma que las cargas aplicadas, sean lo suficientemente lentas para que se produzca drenaje.
b. En el laboratorio utilizando ensayos consolidados no drenados.

Las envolventes de falla determinadas usando estos métodos (drenados) se han encontrado que son las mismas para todos los fines prácticos (Bishop y Bjerrum, 1960). Estudios realizados por

Skempton revelan que las resistencias drenadas pico de arcillas sobreconsolidadas duras, son mayores en el laboratorio que las resistencias drenadas que pueden ser movilizadas en el campo en un periodo de tiempo.

4.2 Software de modelación de taludes

Para terminar, en la actualidad existen softwares que simplifican y conmutan el análisis de estabilidad de taludes, basados en uno o algunos de los métodos de cálculo mencionados. Por una parte, se tiene a SLIDE 6.0, un software en 2D soportado por el método de análisis de equilibrio límite para el diseño taludes con el cual se puede calcular el factor de seguridad crítico. Así mismo se pueden analizar todos los tipos de suelos y rocas de: taludes, terraplenes, diques de tierra y muros de contención. Además, la geometría del proyecto es sencilla de plasmar ya que usa El Dibujo Asistido por Computadora.

Los métodos de límite de equilibrio comparan las fuerzas o momentos resistentes y actuantes sobre una determinada superficie de falla y calculan un factor de seguridad. El factor de seguridad es empleado para conocer cuál es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña.

Por otro lado, uno de los softwares basados en métodos de elementos finitos es PLAXIS, un paquete de elementos finitos destinado al análisis tridimensional de deformación y estabilidad en ingeniería geotécnica y mecánica de rocas, por lo cual permite simular, en diferentes situaciones, el comportamiento y deformación que se produce en un talud. El análisis que realiza plaxis, consiste en la división de la masa de suelo en fracciones pequeñas, llamadas elementos finitos, que se unen por medio de los nodos y bordes predeterminados. En estos cálculos se requieren mayor cantidad de datos como módulo de elasticidad, relación de Poisson, densidad, cohesión, ángulo de fricción y tipo de material.

5. Metodología

Inicialmente se lleva a cabo la recopilación de información requerida para la selección de los taludes objeto de estudio, y de acuerdo con las características de los mismos la selección de las metodologías de cálculo a utilizar en el proyecto. Además, se realiza la búsqueda de bibliografía necesaria para implementar los procedimientos necesarios en las herramientas computacionales.

Una vez definidos los taludes y las teorías de cálculo se definen los perfiles geotécnicos, la selección de casos de estudio y metodologías de cálculo para la identificación de parámetros o datos requeridos para las correlaciones y se elaboran las memorias de cálculo o bases de datos requeridas para hacer los análisis. Para la estimación de parámetros se emplearon cuatro metodologías:

- Correlaciones ensayo SPT: Teniendo en cuenta que para la ejecución de los sondeos se realizó un ensayo de resistencia en campo, se pueden estimar los parámetros con la metodología descrita en el marco teórico (numeral 4.1.2) y el procedimiento dado en el numeral 6.4.1.
- Método probabilístico con parámetros teóricos: se realizaron consultas teóricas para emplear diferentes fuentes que permitieran la obtención de parámetros con un amplio conjunto de datos. Luego de la revisión de diferentes documentos, archivos, libros y publicaciones consultadas para la estimación, se emplearon fuentes reconocidas internacionalmente y aplicadas en el desarrollo de estudios geotécnicos en la actualidad, algunas de estas son Manual de Taludes (IGME), tablas de Bureau of Reclamation U.S.A., Braja M. Das, Bowles, documentos del Comité Alemán de Defensa USA. Todos los datos empleados se describen detalladamente en el numeral 6.4.2.
- Retrocálculo: este método requiere de un talud en el cual se haya presentado un deslizamiento y se pueda afirmar que las fuerzas actuantes y resistentes se encuentran en equilibrio, las condiciones iniciales se describen en el numeral 6.4.4 del presente documento.
- Ensayos de laboratorio: para cada capa de suelo definida en el perfil geotécnico se realizaron ensayos de corte directo sobre muestras alteradas e inalteradas, dependiendo del tipo de suelo encontrado y las muestras recuperadas disponibles. Todos los datos empleados y la selección del tipo de ensayo a ejecutar, se describe en el numeral 6.4.3.

Cada uno de los métodos empleados para el cálculo de parámetros arroja resultados diferentes, los cuales son sometidos a análisis y revisión, de tal manera que permitan identificar la asertividad y variación de los mismos.

Como se establecen perfiles estratigráficos para cada uno de los taludes y se calculan parámetros de resistencia para cada material, se pueden emplear programas de cómputo que analizan estabilidad de taludes por el método de análisis de equilibrio límite. De esta forma, se encuentran diferencias entre las metodologías de cálculo utilizadas.

Es importante resaltar que puede identificarse el funcionamiento de las plataformas de modelación junto con sus múltiples características y herramientas. Es de gran importancia el adecuado manejo y definición de condiciones iniciales que requieren los programas para hacer un análisis lo más realista posible.

Una vez se tengan los resultados y análisis de las metodologías utilizadas para los parámetros de resistencia y las modelaciones de estabilidad, se pueden conformar las conclusiones del documento dando confirmación o negación a la hipótesis planteada y cumplimiento a los objetivos propuestos inicialmente.

6. Procedimiento

6.1 Selección y descripción de casos de estudio

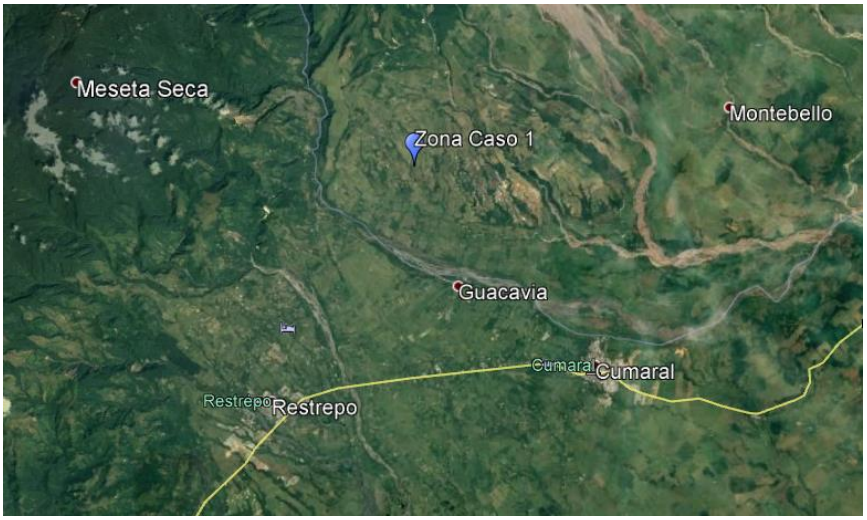
Para el desarrollo del proyecto se tomará información técnica existente para dos taludes que presentan movimiento de tierras activo, de estos proyectos se cuenta con:

- Sección o perfil crítico de análisis
- Ensayos de laboratorio (clasificación y resistencia mecánica)
- Ensayos de campo (SPT)

6.1.1 Caso 1

El talud analizado para este caso se encuentra ubicado entre los municipios de Restrepo, Cumaral y Montebello, a una distancia aproximada de 45 kilómetros de Villavicencio

Imagen 16. Ubicación general Caso 1- Departamento del Meta



Fuente: Recuperado de Google Earth (2017)

La zona de estudio está compuesta por rocas sedimentarias perteneciente al grupo Farallones y depósitos sedimentarios. A finales del jurásico inferior gran parte de la Cordillera Oriental fue

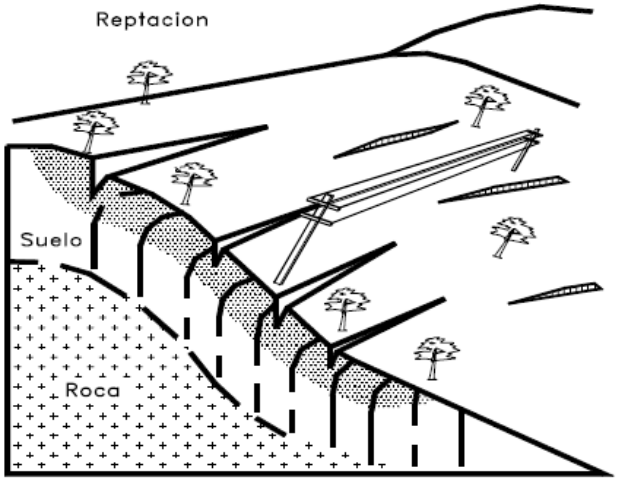
sometida a fuerzas compresionales que plegaron, fallaron y levantaron grandes áreas de la cordillera.

Fotografía 1. Contacto entre formación rocosa y depósitos de material aluvial



Fuente: Ingeniería C&D (2017)

Imagen 17. Esquema de un proceso de reptación



Fuente: Tomado de Suarez (1998).

Se presenta reptación que corresponde a movimientos superficiales, extremadamente lentos, y prácticamente imperceptibles, salvo después de largos períodos de medida. Estos movimientos

suelen ocurrir en unos materiales arcillosos que, con una cierta periodicidad, se saturan de agua. La disminución de la velocidad se puede dar por una intervención estructural del sustrato (por ejemplo, estratos buzantes a contra-pendiente).

Se presenta un deslizamiento rotacional reciente con una profundidad de 3,70 metros y un ancho de la corona de 23 metros con corriente de aguas que se filtran dentro del material arcilloso y conglomerático que con el tiempo se fue formando una ruptura hasta deslizarse, igualmente presenta una longitud mayor a 60 m en donde el flujo de agua llega hacia la quebrada.

Fotografía 2. Deslizamiento rotacional





Fuente: Ingeniería C&D (2017)

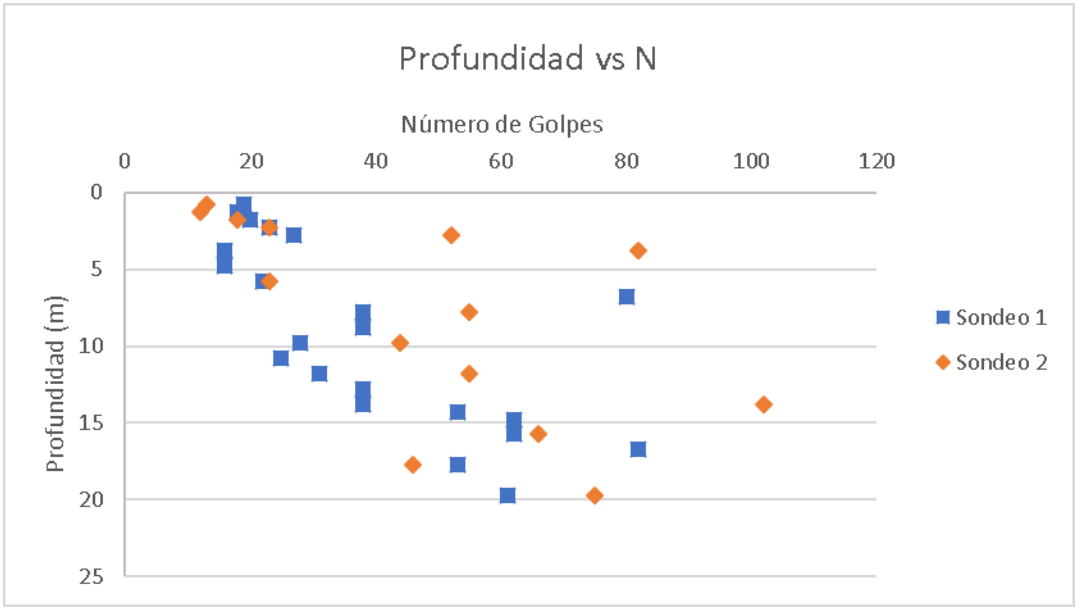
Fotografía 3. Longitud de deslizamiento (Aproximadamente 60 metros)



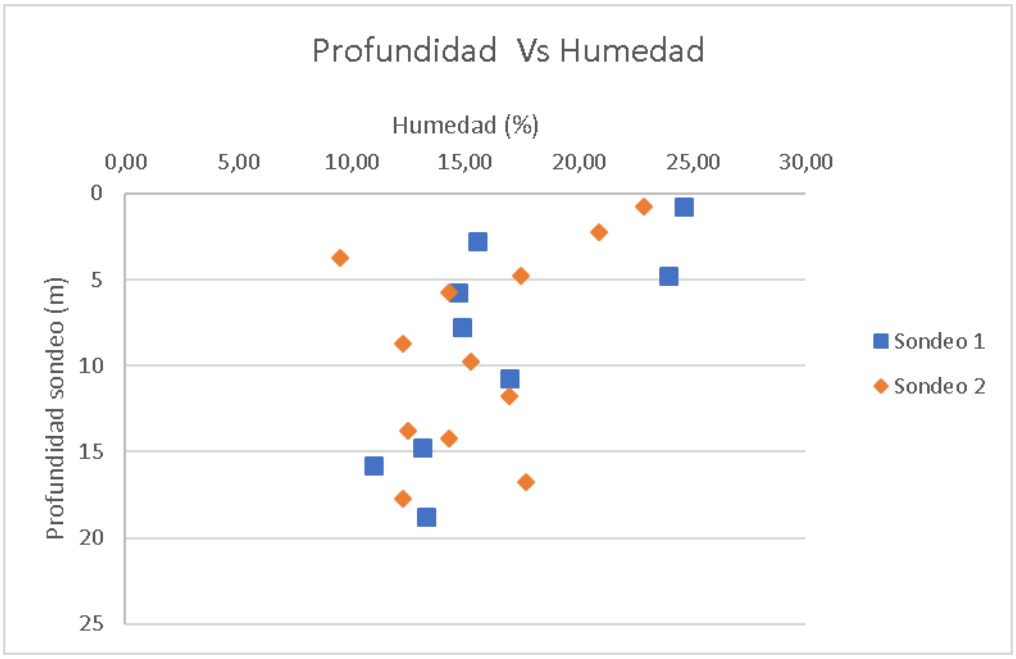
Fuente: Ingeniería C&D (2017)

Para los suelos de los cuales se recuperaron muestras alteradas e inalteradas, se realizaron ensayos de caracterización de materiales (ANEXO C) que pueden dar una idea del comportamiento del terreno evaluado.

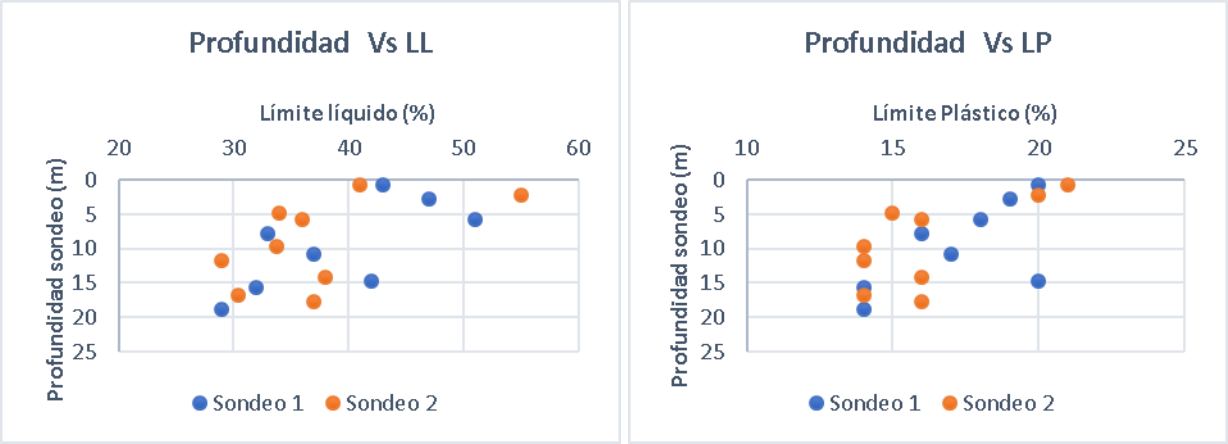
Gráfica 1 Profundidad vs. Número de golpes



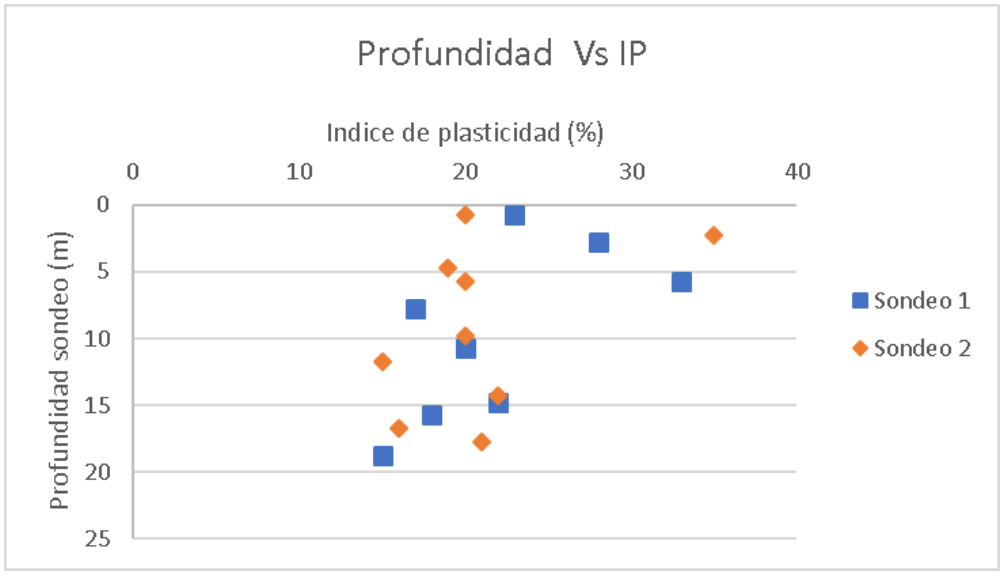
Gráfica 2 Profundidad vs. Humedad



Gráfica 3 Profundidad vs. LL/LP



Gráfica 4 Profundidad vs. IP



6.1.2 Caso 2

El talud de este caso se encuentra ubicado en Tesalia, Putumayo, a 90 Km de Mocoa.

Imagen 18. Ubicación general Caso 2- Departamento de Putumayo



Fuente: Recuperado de Google Earth (2017)

La zona de estudio, correspondiente a Tesalia, en el municipio de Orito, Putumayo, de acuerdo con la Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia y la Agencia Nacional de Hidrocarburos (2009), está compuesta por dos formaciones, Belén y Ospina, las cuales se

componen de arcillas intercaladas con limolitas con escasos lentes de arenisca arcillosa (algunas de las cuales exhiben estratificación cruzada) y abundantes intercalaciones de lignito. Así mismo está clasificado en la unidad estratigráfica del periodo Paleógeno-Neógeno.

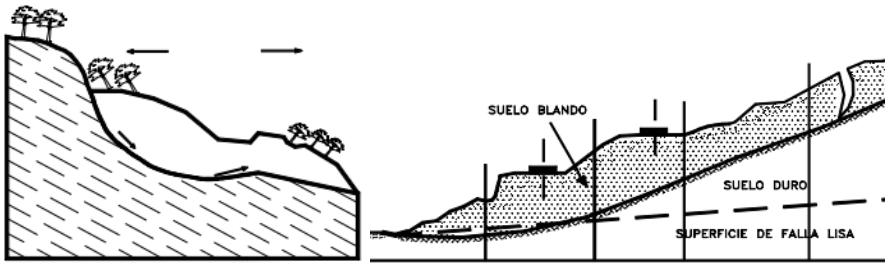
La zona de estudio está afectada por un deslizamiento de 10 metros de ancho con casi 30 metros de altura. Estos fenómenos inicialmente se han presentado en forma de "Creep" donde posteriormente debido a sus agentes detonantes permite el aumento de la masa de suelo dando lugar a una superficie de falla más profunda y posteriormente desencadenando en un deslizamiento de mayor magnitud de tipo rotacional.

Fotografía 4. Deslizamiento del talud – Caso 2



Fuente: Ingeniería C&D (2017)

Imagen 19. Esquema deslizamiento rotacional



Fuente: Tomado de Suarez (1998).

Se presenta un deslizamiento de tipo rotacional cuyo factor detonante principal se debe a la acumulación de agua que ha saturado los materiales superficiales produciendo aumento en las presiones de poros, llegando a ser mayores las fuerzas desestabilizantes, lo cual ha desencadenado en superficies de falla que acompañadas a las altas pendientes han producido los eventos existentes.

6.2 Definición de perfiles geotécnicos

Para los taludes que serán objeto de estudio es necesario generar perfiles geotécnicos a partir de los resultados del ensayo de penetración estándar, la similitud de profundidades y el tipo de suelo, esto, en base a la caracterización del perfil estratigráfico, según su consistencia, número de golpes del ensayo SPT con una energía del 60% (transformación realizada con la Ecuación 2, pues la energía obtenida en campo con el ensayo SPT corresponde al 45%), como se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 21. Consistencia del suelo y correlación aproximada para el número de penetración estándar N60.

Número de penetración estándar N_{60}	Consistencia	Resistencia a la compresión no confinada q_u (kN/m^2)
0-2	Muy blanda	0-25
2-5	Blanda	25-50
5-10	Rigidez Media	50-100
10-20	Rígida	100-200
20-30	Muy rígida	200-400
>30	Dura	>400

Fuente: Tomado de Braja M. Das (2015)

Tabla 22. Densidad de las gravas y arenas para el número de penetración estándar N60.

Numero de penetración estandar N60	Densidad
0 – 4	Muy suelta
4 – 10	Suelta
10 – 30	Media
30 – 50	Compacta
> 50	Muy compacta

Fuente: Historia de la Geotecnia - Terzaghi y el SPT. (2018)

Simultáneamente, para el perfil estratigráfico se debe realizar un análisis visual de la topografía de cada talud, identificando a su vez, la ubicación de las perforaciones realizadas. Así mismo, se ubica la zona con mayor pendiente del talud, esto, ya que se presume que es la más propensa a presentar falla (condición más crítica).

Una vez definido el perfil geotécnico de cada uno de los proyectos objeto de estudio es posible desarrollar cada uno de los métodos vistos en el numeral 4, sin embargo, hay que tomar en cuenta que sea viable su aplicabilidad, de acuerdo con las características en cada uno de los casos.

Cabe resaltar que los perfiles mencionados anteriormente serán la base para el desarrollo de cada uno de los métodos a emplear para el cálculo de la cohesión y ángulo de fricción.

6.2.1 Caso 1

El perfil geotécnico empleado para el desarrollo de los métodos de análisis planteados se esbozó en base a la topografía del ANEXO A y la caracterización descrita en la Tabla 21, junto con los resultados del ensayo de penetración estándar del ANEXO C, teniendo así los resultados conmutados en la siguiente tabla:

Tabla 23. Resultados del ensayo de SPT y caracterización de consistencia para el caso 1

Sondeo	Muestra	Prof	SPT			N45	Descripción Laboratorio	N60	Consistencia Braja Das - Tabla 12.4
P1	1	0,5-1	8	10	9	19	Arcilla arenosa	14	Rígida
P1	2	1-1,5	4	7	11	18	Arcilla arenosa	14	Rígida
P1	3	1,5-2	11	10	10	20	Arcilla arenosa	15	Rígida

Sondeo	Muestra	Prof	SPT			N45	Descripción Laboratorio	N60	Consistencia Braja Das - Tabla 12.4
P1	4	2-2,5	14	11	12	23	Arcilla arenosa	17	Rígida
P1	5	2,5-3	17	14	13	27	Arcilla arenosa	20	Rígida
P1	6	3-4,5	6	7	9	16	Arcilla arenosa	12	Rígida
P1	7	4,5-5	6	7	9	16	Arcilla arenosa	12	Rígida
P1	8	5,5-6	17	13	9	22	Arcilla arenosa	17	Rígida
P1	9	6,5-7	16	35	45	80	Arcilla arenosa	60	Muy rígida a Dura
P1	10	7-8,5	7	13	25	38	Arcilla arenosa	29	Muy rígida a Dura
P1	11	8,5-9	7	13	25	38	Arcilla arenosa	29	Muy rígida a Dura
P1	12	9,5-10	9	10	18	28	Arcilla arenosa	21	Muy rígida a Dura
P1	13	10,5-11	18	20	15	35	Arcilla arenosa	26	Muy rígida a Dura
P1	14	11,5-12	7	13	18	31	Arcilla arenosa	23	Muy rígida a Dura
P1	15	12,5-13	12	16	22	38	Arcilla arenosa	29	Muy rígida a Dura
P1	16	13-14,5	12	16	22	38	Arcilla arenosa	29	Muy rígida a Dura
P1	17	14,5-15	32	25	37	62	Arcilla arenosa	47	Muy rígida a Dura
P1	18	15-16,5	32	25	37	62	Arcilla arenosa	47	Muy rígida a Dura
P1	19	16,5-17	19	35	47	82	Arcilla arenosa	62	Muy rígida a Dura
P1	20	17-18,5	14	21	32	53	Arcilla arenosa	40	Muy rígida a Dura
P1	21	18,5-10	14	21	32	53	Arcilla arenosa	40	Muy rígida a Dura
P1	22	19,5-20	18	26	35	61	Arcilla arenosa	46	Muy rígida a Dura
P2	1	0,5-1	5	6	7	13	Arcilla arenosa	10	Rigidez media
P2	2	1-1,5	6	6	6	12	Arcilla arenosa	9	Rigidez media
P2	3	1,5-2	6	8	10	18	Arcilla arenosa	14	Rígida
P2	4	2-2,5	8	10	13	23	Arcilla arenosa	17	Rígida
P2	5	2,5-3	13	22	30	52	Arcilla arenosa	39	Muy rígida a Dura
P2	6	3,5-4	22	37	45	82	Arcilla arenosa	62	Muy rígida a Dura
P2	8	5,5-6	9	10	13	23	Arcilla arenosa	17	Rígida
P2	10	7,5-8	22	25	30	55	Arcilla arenosa	41	Muy rígida a Dura
P2	12	9,5-10	9	15	29	44	Arcilla arenosa	33	Muy rígida a Dura
P2	14	11,5-12	12	15	40	55	Arcilla arenosa	41	Muy rígida a Dura
P2	15	13,5-14	22	57	45	102	Arcilla arenosa	77	Muy rígida a Dura
P2	17	15,5-16	24	26	40	66	Arcilla arenosa	50	Muy rígida a Dura
P2	19	17,5-18	20	21	25	46	Arcilla arenosa	35	Muy rígida a Dura
P2	21	19,5-20	22	35	40	75	Arcilla arenosa	56	Muy rígida a Dura

Fuente: Elaboración propia

Obtenida esta tabla, se organizan las muestras que guardan relación en consistencia y tipo de suelo, esto con el fin de proyectar las capas en el perfil geotécnico, teniendo así, los siguientes resultados:

Tabla 24. Caracterización de capas del perfil geotécnico a partir del ensayo SPT para el caso 1

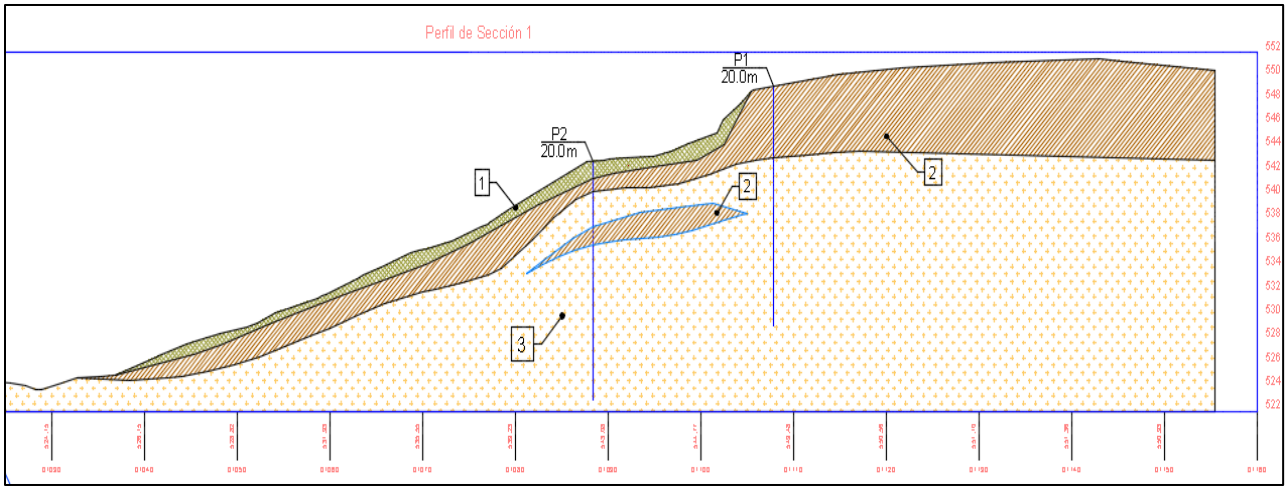
Sondeo	Muestra	Prof.	golpes/pie			N_{45}	N_{60}	Consistencia Braja Das - T. 12.4	Tipo de suelo Registro de per.	Capa definitiva
P2	1	0,5-1	5	6	7	13	10	Rigidez media	Arcilla arenosa Rigidez media	Arcilla arenosa Rigidez media
P2	2	1-1,5	6	6	6	12	9	Rigidez media	Arcilla arenosa Rigidez media	
P1	1	0,5-1	8	10	9	19	14	Rígida	Arcilla arenosa Rígida	Arcilla arenosa Rígida
P1	2	1-1,5	4	7	11	18	14	Rígida	Arcilla arenosa Rígida	
P1	3	1,5-2	11	10	10	20	15	Rígida	Arcilla arenosa Rígida	
P1	4	2-2,5	14	11	12	23	17	Rígida	Arcilla arenosa Rígida	
P1	5	2,5-3	17	14	13	27	20	Rígida	Arcilla arenosa Rígida	
P1	6	3-4,5	6	7	9	16	12	Rígida	Arcilla arenosa Rígida	
P1	7	4,5-5	6	7	9	16	12	Rígida	Arcilla arenosa Rígida	
P1	8	5,5-6	17	13	9	22	17	Rígida	Arcilla arenosa Rígida	
P2	3	1,5-2	6	8	10	18	14	Rígida	Arcilla arenosa Rígida	
P2	4	2-2,5	8	10	13	23	17	Rígida	Arcilla arenosa Rígida	
P2	8	5,5-6	9	10	13	23	17	Rígida	Arcilla arenosa Rígida	
P1	9	6,5-7	16	35	45	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura
P1	10	7-8,5	7	13	25	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
P1	11	8,5-9	7	13	25	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
P1	12	9,5-10	9	10	18	28	21	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
P1	13	10,5-11	18	20	15	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
P1	14	11,5-12	7	13	18	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
P1	15	12,5-13	12	16	22	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
P1	16	13-14,5	12	16	22	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	

Sondeo	Muestra	Prof.	golpes/pie			N_{45}	N_{60}	Consistencia Braja Das - T. 12.4	Tipo de suelo Registro de per.	Capa definitiva
P1	17	14,5-15	32	25	37	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
P1	18	15-16,5	32	25	37	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
P1	19	16,5-17	19	35	47	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
P1	20	17-18,5	14	21	32	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
P1	21	18,5-10	14	21	32	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
P1	22	19,5-20	18	26	35	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
P2	5	2,5-3	13	22	30	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
P2	6	3,5-4	22	37	45	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
P2	10	7,5-8	22	25	30	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
P2	12	9,5-10	9	15	29	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
P2	14	11,5-12	12	15	40	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
P2	15	13,5-14	22	57	45	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
P2	17	15,5-16	24	26	40	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
P2	19	17,5-18	20	21	25	30	23	Muy rígida a Dura	Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	

Fuente: Elaboración propia

Imagen 20. Perfil geotécnico para el caso 1

ID	Descripción del material
1	Arcilla arenosa rigidez media
2	Arcilla arenosa rígida
3	Arcilla Arenosa Muy Rígida a Muy Dura



Fuente: Elaboración propia

6.2.2 Caso 2

El perfil geotécnico empleado para el desarrollo de los métodos de análisis planteados se esbozó en base a la topografía del ANEXO B, la caracterización descrita en la Tabla 21 y Tabla 22, junto con los resultados de penetración estándar del ANEXO D, teniendo así los resultados conmutados en la siguiente tabla:

Tabla 25. Resultados del ensayo de SPT y caracterización de consistencia para el caso 2

N. perf.	N. de muestra	Inicio	Fin	Rango	Resultado SPT			N45	Descripción resultados de lab.	N60	Consistencia Braja Das - t. 12.4
P1	1	0,0	0,5	0,0-0,5	1	1	2	3	Arcilla arenosa	2	Blanda
P1	2	0,5	1,0	0,5-1,0	1	1	1	2	Arcilla arenosa	2	Muy Blanda
P1	3	1,0	1,5	1,0-1,5	2	2	3	5	Arcilla arenosa	4	Blanda
P1	4	2,0	2,5	1,5-2,0	4	5	6	11	Arena arcillosa	8	Rigidez media
P1	5	2,5	3,0	2,5-3,0	6	8	8	16	Arena arcillosa	12	Rígida
P1	6	3,0	3,5	3,0-3,5	17	25	25	50	Arena arcillosa	38	Muy Rígida
P1	7	3,5	4,0	3,5-4,0	27	26	32	58	Arena arcillosa	44	Muy Rígida
P1	8	4,5	5,0	4,5-5,0	30	40	45	85	Arena arcillosa	64	Muy Rígida
P1	9	6,0	6,5	6,0-6,5	17	20	28	48	Arena arcillosa	36	Muy Rígida
P1	10	7,5	8,0	7,5-8,0	15	17	26	43	Arena arcillosa	32	Muy Rígida
P1	11	9,0	9,5	9,0-9,5	18	26	28	54	Arena arcillosa	41	Muy Rígida
P1	12	10,0	10,8	10-10,8	30	45	45	90	Arena arcillosa	68	Muy Rígida
P1	13	12,0	12,5	12-12,5	45	46	48	94	Arena arcillosa	71	Muy Rígida

N. perf.	N. de muestra	Inicio	Fin	Rango	Resultado SPT			N45	Descripción resultados de lab.	N60	Consistencia Braja Das - t. 12.4
P1	14	12,5	13,0	12,5-13	30	28	43	71	Arena arcillosa	53	Muy Rígida
P1	15	14,0	14,5	14-14,5	38	49	48	97	Arena arcillosa	73	Muy Rígida
P1	16	15,5	15,8	15,5-15,8	36	41	45	86	Arena arcillosa	65	Muy Rígida
P1	17	17,0	17,5	17-17,5	18	26	34	60	Arena arcillosa	45	Muy Rígida
P1	18	18,5	19,0	18,5-19	30	36	48	84	Arena arcillosa	63	Muy Rígida
P1	19	20,0	20,5	20-20,5	28	36	45	81	Arena arcillosa	61	Muy Rígida
P1	20	22,0	20,5	22-20,5	32	38	48	86	Arena arcillosa	65	Muy Rígida
P1	21	24,0	24,5	24-24,5	33	36	49	85	Arena arcillosa	64	Muy Rígida
P1	22	26,0	26,5	26-26,5	20	36	45	81	Arena arcillosa	61	Muy Rígida
P2	1	1,0	1,5	1-1,5	1	1	1	2	Arcilla arenosa	2	Muy Blanda
P2	2	1,5	2,0	1,5-2	3	2	3	5	Arena arcillosa	4	Blanda
P2	3	2,0	2,5	2-2,5	4	6	5	11	Arena arcillosa	8	Rigidez media
P2	4	2,5	3,0	2,5-3	2	3	3	6	Arena arcillosa	5	blanda
P2	5	3,0	3,5	3-3,5	7	8	8	16	Arena arcillosa	12	Rígida
P2	6	3,5	4,0	3,5-4	9	9	9	18	Arena arcillosa	14	Rígida
P2	7	4,0	4,5	4-4,5	7	8	9	17	Arena arcillosa	13	Rígida
P2	8	4,5	5,0	4,5-5	6	11	21	32	Arena arcillosa	24	Muy Rígida
P2	9	5,0	5,5	5-5,5	40	48	47	95	Arena arcillosa	71	Muy Rígida
P2	10	6,0	6,5	6-6,5	17	33	45	78	Arena arcillosa	59	Muy Rígida
P2	11	7,5	8,0	7,5-8	40	48	46	94	Arena arcillosa	71	Muy Rígida
P2	12	9,0	9,5	9-9,5	15	23	45	68	Arena arcillosa	51	Muy Rígida
P2	13	10,5	11,0	10,5-11	11	40	48	88	Arena arcillosa	66	Muy Rígida
P2	14	12,0	12,5	12-12,5	42	48	47	95	Arena arcillosa	71	Muy Rígida
P2	15	13,5	14	13,5-14	45	48	46	94	Arena arcillosa	71	Muy Rígida
P2	16-17	16,5	16,65	16,5-16,65	0	0	0	0	Grava con arcilla y arena	0	Muy Blanda
P2	18	18	18,5	18-18,5	34	27	30	57	Arena arcillosa	43	Muy Rígida
P2	19	19,5	20	19,5-20	33	36	50	86	Arena arcillosa	65	Muy Rígida
P2	20	20	23	20-23	0	0	0	0	Arena con arcilla y grava	0	Dura
P2	21	23	25	23-25	0	0	0	0	Arena arcillosa	0	Dura
P2	22	25	27	25-27	0	0	0	0	Arena con arcilla	0	Dura
P2	23	27	29	27-29	0	0	0	0	Arena con arcilla	0	Dura
P2	24	31	31,15	31-31,15	45	48	49	97	Arena arcillosa	73	Muy Rígida

Fuente: Elaboración propia

Obtenida esta tabla, se organizan las muestras que guardan relación en consistencia y tipo de suelo, esto con el fin de proyectar las capas en el perfil geotécnico, teniendo así, los siguientes resultados:

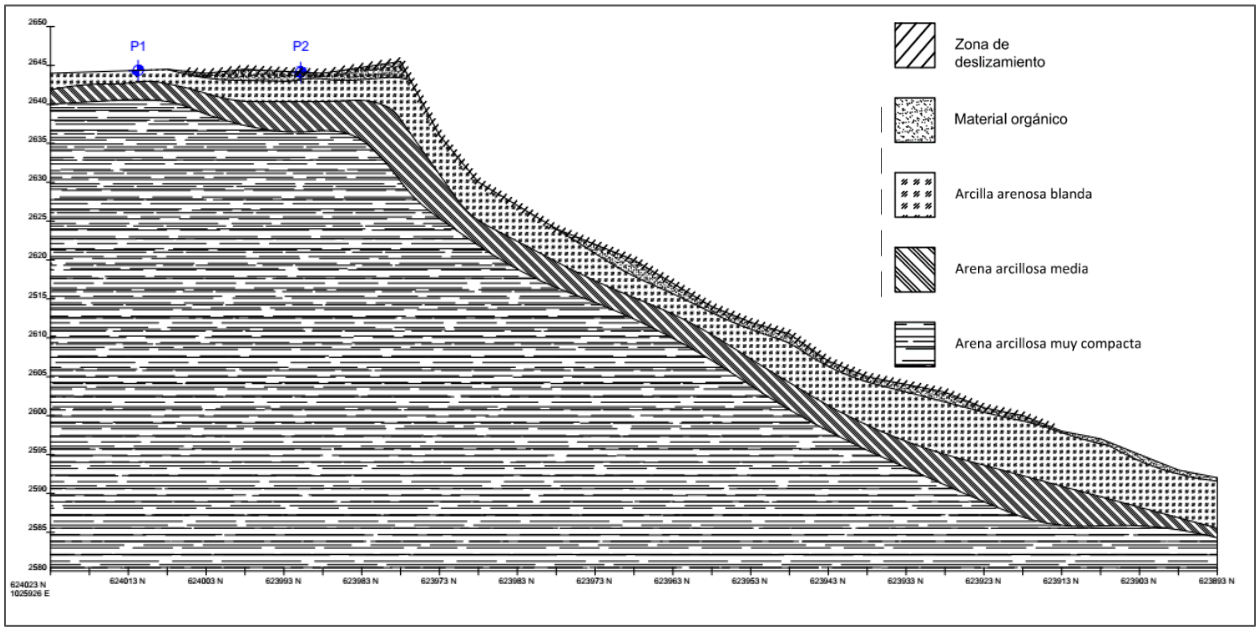
Tabla 26. Caracterización de capas del perfil geotécnico a partir del ensayo SPT para el caso 2

Sondeo	Muestra	Golpes/pie			N_{45}	N_{60}	Consistencia Braja Das - T. 12.4	Tipo de suelo registro de per.	Capa definitiva
P1	1	1	1	2	3	2	Blanda	Arcilla arenosa Blanda	Arcilla arenosa blanda
P1	2	1	1	1	2	2	Muy blanda	Arcilla arenosa Muy blanda	
P1	3	2	2	3	5	4	Blanda	Arcilla arenosa Blanda	
P2	1	1	1	1	2	2	Muy blanda	Arcilla arenosa Muy blanda	
P2	2	3	2	3	5	4	Blanda	Arena arcillosa Blanda	
P2	3	4	6	5	11	8	Rigidez media	Arena arcillosa Rigidez media	
P2	4	2	3	3	6	5	Blanda	Arena arcillosa Blanda	
P1	4	4	5	6	11	8	Rigidez media	Arena arcillosa Rigidez media	Arena arcillosa rígida
P1	5	6	8	8	16	12	Rígida	Arena arcillosa Rígida	
P2	5	7	8	8	16	12	Rígida	Arena arcillosa Rígida	
P2	6	9	9	9	18	14	Rígida	Arena arcillosa Rígida	
P2	7	7	8	9	17	13	Rígida	Arena arcillosa Rígida	
P1	6	17	25	25	50	38	Dura	Arena arcillosa Dura	Arena arcillosa dura
P1	7	27	26	32	58	44	Dura	Arena arcillosa Dura	
P1	8	30	40	45	85	64	Dura	Arena arcillosa Dura	
P2	8	6	11	21	32	24	Muy rígida	Arena arcillosa Muy rígida	
P2	9	40	48	47	95	71	Dura	Arena arcillosa Dura	
P1	9	17	20	28	48	36	Dura	Arena arcillosa Dura	
P2	10	17	33	45	78	59	Dura	Arena arcillosa Dura	
P1	10	15	17	26	43	32	Dura	Arena arcillosa Dura	
P2	11	40	48	46	94	71	Dura	Arena arcillosa Dura	
P1	11	18	26	28	54	41	Dura	Arena arcillosa Dura	
P2	12	15	23	45	68	51	Dura	Arena arcillosa Dura	
P1	12	30	45	45	90	68	Dura	Arena arcillosa Dura	
P2	13	11	40	48	88	66	Dura	Arena arcillosa Dura	
P1	13	45	46	48	94	71	Dura	Arena arcillosa Dura	
P2	14	42	48	47	95	71	Dura	Arena arcillosa Dura	
P1	14	30	28	43	71	53	Dura	Arena arcillosa Dura	
P2	15	45	48	46	94	71	Dura	Arena arcillosa Dura	
P1	15	38	49	48	97	73	Dura	Arena arcillosa Dura	
P1	16	36	41	45	86	65	Dura	Arena arcillosa Dura	
P1	17	18	26	34	60	45	Dura	Arena arcillosa Dura	
P2	18	34	27	30	57	43	Dura	Arena arcillosa Dura	
P1	18	30	36	48	84	63	Dura	Arena arcillosa Dura	
P2	19	33	36	50	86	65	Dura	Arena arcillosa Dura	
P1	19	28	36	45	81	61	Dura	Arena arcillosa Dura	
P1	20	32	38	48	86	65	Dura	Arena arcillosa Dura	

Sondeo	Muestra	Golpes/pie			N_{45}	N_{60}	Consistencia Braja Das - T. 12.4	Tipo de suelo registro de per.	Capa definitiva
P1	21	33	36	49	85	64	Dura	Arena arcillosa Dura	
P1	22	20	36	45	81	61	Dura	Arena arcillosa Dura	
P2	24	45	48	49	97	73	Dura	Arena arcillosa Dura	

Cabe resaltar que de acuerdo con el ANEXO D, en el sondeo número dos (P2), se encontró en la capa superficial material orgánico, el cual, si bien es proyectado en él perfil, no es tomado en cuenta para el desarrollo de los métodos de cálculo de parámetros de resistencia, puesto que, solo aporta peso al talud y en caso de realizar una obra de mitigación, este sería removido. Dicho esto, se generó el siguiente perfil:

Imagen 21. Perfil geotécnico para el caso 2



Fuente: Elaboración propia

Definido el perfil geotécnico, se implementa cada uno de los métodos de cálculo de parámetros de resistencia, que se describen en el siguiente numeral.

6.3 Selección de metodologías de cálculo parámetros

Inicialmente se contemplaron dos métodos de análisis adicionales, el método de caracterización de macizos rocosos (RMR) y un método de evaluación de ángulo de fricción para suelos cohesivos; el primer método (Rock Mass Rating) se emplea para una falla generada entre los estratos de suelo y el inicio de un macizo rocoso o a través de este último. En los casos de estudio escogidos para el desarrollo del presente proyecto no se cuenta con una descripción detallada del macizo o no se alcanzó la profundidad de exploración necesaria para la recuperación de muestras del mismo. Adicionalmente, en las descripciones geológicas y geotécnicas no se indican las características del macizo presente en cada caso de estudio; por tal razón, no fue posible emplear este método de análisis para la obtención de parámetros de resistencia.

Por otro lado, para el caso del método de Skempton, presenta desventajas relacionadas a su principal aplicabilidad en suelos arcillosos, ya que su relación está dada por el índice de plasticidad y en los casos escogidos no se tenían ensayos de índice de plasticidad para todos los estratos de suelo; además la correlación permite la obtención de uno de los parámetros (ángulo de fricción), por lo que implica la mezcla de dos métodos y no cumpliría con el objetivo del proyecto. Es así como se seleccionaron Cuatro (4) métodos que permiten la evaluación de los parámetros de resistencia (C’ y Ø) de manera independiente y se puede realizar el análisis comparativo final entre metodologías de estimación de parámetros para estabilidad de taludes.

Los cuatro métodos corresponden a correlaciones del ensayo SPT, ensayos de laboratorio de resistencia del suelo, método probabilístico a partir de valores teóricos y retrocálculo. En el siguiente numeral se desarrollará y explicará cada uno de estos procedimientos.

6.4 Obtención de parámetros por medio de metodologías seleccionadas

Teniendo en cuenta el tipo de movimiento que presentan los taludes y a la información disponible se seleccionaron cuatro métodos para la estimación de parámetros:

6.4.1 Correlaciones con ensayo SPT

Para el desarrollo de este método se seguirán los pasos descritos en el numeral 4.1.2, sin embargo, para el caso, se tendrán en cuenta todas las ecuaciones, y no solo las previstas por Gonzales (1999) como las que menos se apartaban del promedio de valores, tanto para el cálculo de Cn como para la determinación del ángulo de fricción equivalente, las cuales están descritas en la Tabla 5 y Tabla 6. Esto, toda vez que se desea analizar qué tanta diferencia se obtiene al proyectar las obras de mitigación a partir de los parámetros obtenidos en cada una de estas ecuaciones. Así mismo, y adicional a las ecuaciones mencionadas, se tomará en cuenta la ecuación propuesta por Montenegro, Luis (2014) en su investigación ***Calibración del método de parámetros de resistencia con SPT en suelos de la región llanera Colombiana,*** esto, tomando en cuenta que el objetivo de esta es "*brindar herramientas adicionales para la determinación de los parámetros de resistencia del suelo (c´ y ϕ´), por medio de 202 muestras con resultados del ensayo de corte directo y cerca de 4800 muestras con mediciones realizadas en campo a través del SPT en la región llanera colombiana en los departamentos de Meta y Casanare, se propone calibrar la metodología para estimar dichos parámetros de resistencia, basándose en la metodología de González (1999) y calculando una ecuación para encontrar ϕ´ equivalente a partir de los resultados del SPT, para finalmente calcular c´ y ϕ´ de suelos con comportamiento cohesivo y granular."*, es decir, que la ecuación propuesta por este autor pretende evaluar estos parámetros siguiendo lo propuesto por Gonzales pero calibrado para suelos de comportamiento cohesivo, pues como argumenta el autor, la base de datos de las muestras para realizar la ecuación pretendida corresponde a un 94% con comportamiento cohesivo.

La ecuación propuesta por Montenegro (2014) corresponde a:

$$\phi' eq = 12{,}785 + \sqrt{25{,}858 * N_{72}})$$

Ecuación 12. Angulo de fricción equivalente por Montenegro (2014)

En virtud de lo anterior y retomando los pasos a seguir para el desarrollo de este método, con el fin de dar claridad sobre el origen de las memorias de cálculo, se tiene:

a) Obtener el valor de N (golpes/pie) en campo, con la profundidad respectiva e identificar al tipo

de suelo en el cual se hizo el ensayo.

b) Colocar al ensayo la profundidad media entre las dos lecturas de golpes que se usen. Los puntos a y b se pueden visualizar en la Tabla 23 y Tabla 25.

c) Obtener o estimar el valor del peso unitario total de la muestra. Los pesos unitarios de las capas proyectadas en el perfil geotécnico se determinaron a partir del promedio de los pesos unitarios da cada una de las capas que tenía dicha información y que componían una capa en particular.

d) Determinar la posición del nivel piezométrico. Para los proyectos en estudio no se encontró nivel freático.

e) Calcular el valor de los esfuerzos totales (σ), la presión de poros (uw) y los esfuerzos efectivos, definidos por:

$$\sigma' = \sigma - uw$$

Ecuación 13. Esfuerzo efectivo del suelo

f) Determinar el valor de Ncrr tomando en cuenta los distintos factores de corrección, esto es de acuerdo a lo dispuesto en las tablas 1, 2, 3 y 4.
g) Calcular el valor de ϕeq' con las fórmulas sugeridas.
h) Se calcula el valor de $\tau = \sigma' \tan(\phi eq')$
i) Se agrupan los valores de τ y σ' por tipos de materiales.
j) Se hace la regresión τ vs σ' para cada tipo de material y se obtienen c' y tan ϕ'. Si en la regresión resulta $c' < 0$, se obliga a la regresión a pasar por cero.

Adicionalmente, cabe resaltar que el número de golpes N45 obtenido en el ensayo SPT se limitó a máximo de 30 y 50 golpes, esto, ya que se tiene como rango límite para clasificar la consistencia del suelo cohesivo un valor de 30 golpes y para suelo granular un valor igual a 50, razón por la cual considerar golpes superiores a este probablemente sobreestimarían los resultados de los parámetros de resistencia del suelo.

Así las cosas, y tomando en cuenta que los valores de η_3 y η_4 se tomaron como 1, se obtuvieron los siguientes valores de los paramentos de resistencia a partir de cada una de las ecuaciones disponibles por medio de correlaciones a partir del ensayo SPT:

6.4.1.1 Caso 1

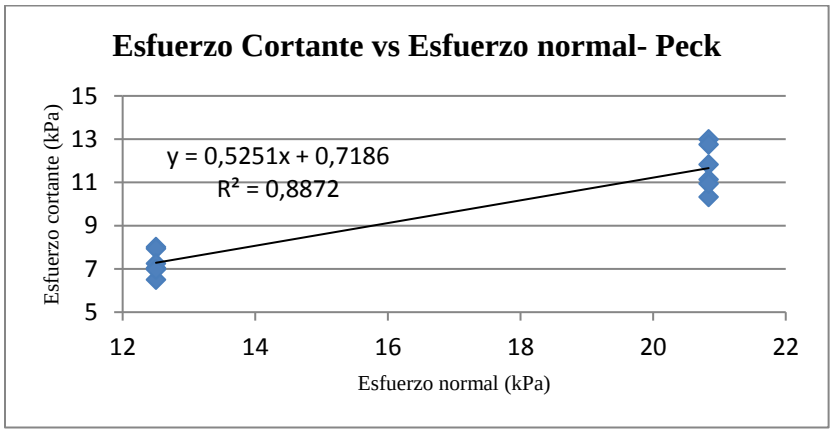
Los resultados para los parámetros ángulo de fricción se presentan para cada material que conforma el perfil evaluados con cada ecuación de CN (Corrección de N) empleada. Además, se muestran las gráficas de esfuerzo normal vs esfuerzo cortante, que representa la teoría me Mohr Coulomb, obtenida por medio de correlaciones teóricas del SPT:

La graficas de cada una de las ecuaciones correspondientes al método de correlaciones SPT se presentan en el ANEXO J DESARROLLO CORRELACIONES SPT, las cuales guardan relación a las presentadas para la formulación de Peck, ecuación empleada para ilustrar el procedimiento en el Caso 1 y Caso 2

6.4.1.1.1 Arcilla arenosa de rigidez media

Resultados del ángulo de fricción equivalente (ϕ'eq) y cohesión (C') con la ecuación propuesta por Peck:

Gráfica 5. Regresión lineal arcilla arenosa rigidez media caso 1 – Ec. Peck



Fuente. Elaboración propia

Tabla 27. Parámetros de resistencia arcilla arenosa rigidez media caso 1 – Ec. Peck.

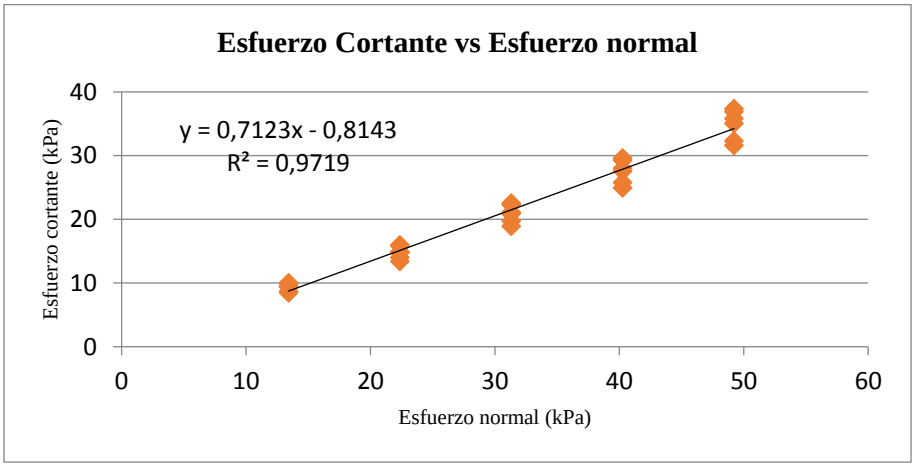
Parámetros de resistencia iniciales Peck	
Variable	**Definitivo**
Pendiente	0,525
Φ°	27,70
C’ (kN/m2)	0,72

Fuente: elaboración propia

6.4.1.1.2 Arcilla arenosa rígida

Resultados del ángulo de fricción equivalente (ϕ’eq) y cohesión (C’) con la ecuación propuesta por Peck, en este tipo de material:

Gráfica 6. Regresión lineal arcilla arenosa rígida caso 1 – Ec. Peck



Fuente. Elaboración propia

Tabla 28. Parámetros de resistencia arcilla arenosa rígida caso 1 – Ec. Peck.

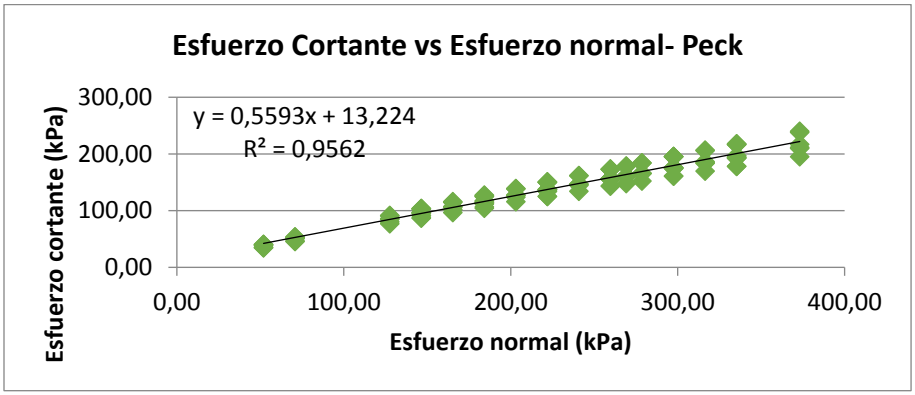
Parámetros de resistencia iniciales Peck		
Variable	**Inicial**	**Definitivo**
Pendiente	0,71	0,69
Φ°	35,46	34,60
C’ (kN/m2)	-0,81	0,00

Fuente: elaboración propia

6.4.1.1.3 Arcilla arenosa muy rígida a dura

Resultados del ángulo de fricción equivalente (ϕ'eq) y cohesión (C') con la ecuación propuesta por Peck:

Gráfica 7. Regresión lineal arcilla arenosa muy rígida a dura caso 1 – Ec. Peck



Fuente. Elaboración propia

Tabla 29. Parámetros de resistencia arcilla arenosa muy rígida a dura caso 1 – Ec. Peck.

Parámetros de resistencia iniciales Peck	
Variable	**Definitivo**
Pendiente	0,56
Φ°	29,22
C' (kN/m2)	13,22

Fuente: elaboración propia

Aplicadas las correlaciones para las tres capas que componen el perfil geotécnico se tiene la siguiente tabla, donde se conmutan todos los valores obtenidos:

Tabla 30. Resultados de parámetros de resistencia por correlaciones del ensayo STP – Caso 1

Autor	Ecuación CN	Arcilla arenosa Rigidez media			Arcilla arenosa Rígida			Arcilla arenosa Muy rígida a Dura		
		C´	ϕ eq	r	C´	ϕ eq	r	C´	ϕ eq	r
Peck	CN=log(20/Rs)/log(20)	0,72	27,70	0,89	0,00	34,60	0,97	13,22	29,22	0,96
Seed	CN=1-1.25log(Rs)	0,68	28,87	0,91	0,00	35,82	0,97	22,96	25,26	0,92
Liao-Whitman	CN=(1/(Rs)0,5)	0,37	29,96	0,92	0,00	36,32	0,97	14,62	28,43	0,95
Seed idriss	CN=(1-(k*Log(Rs))	0,44	29,72	0,92	0,00	36,20	0,97	16,89	27,93	0,95

Autor	Ecuación CN	Arcilla arenosa Rigidez media			Arcilla arenosa Rígida			Arcilla arenosa Muy rígida a Dura		
		C´	ϕ eq	r	C´	ϕ eq	r	C´	ϕ eq	r
Meyerhof – Ishihara	CN = 1,7/(0,7+Rs)	0,64	29,01	0,91	0,00	36,08	0,97	19,03	26,51	0,93
Schmertmann	CN = 32.5/(10.2+20.3Rs)	0,37	29,96	0,92	0,00	37,32	0,97	21,10	26,16	0,93
Skempton	CN = 2/(1+Rs)	0,61	28,37	0,90	0,00	35,35	0,97	17,68	27,17	0,94
González	CN=(Log(10/Rs))	0,86	27,94	0,90	0,00	35,21	0,97	17,70	27,41	0,94

Para cada ecuación de CN se obtuvo parámetros para los suelos que conforman el talud, por lo que se realizará modelación para cada uno de los resultados. Adicionalmente, de los valores obtenidos anteriormente, se procede a calcular variables estadísticas para realizar una modelación adicional de forma probabilística, completando así, un total de nueve (9) análisis de estabilidad (Ver numeral 7.1.1):

Tabla 31. Determinantes estadísticos para modelación probabilística con SPT-Caso 1

Propiedad estadística	Arcilla arenosa Rigidez media		Arcilla arenosa Rígida		Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
	C’	ϕ eq	C’	ϕ eq	C’	ϕ eq
Desviación estándar	0,18	0,89	0,00	0,83	3,18	1,28
Varianza	0,03	0,79	0,00	0,68	10,13	1,64
Promedio	0,58	28,94	0,00	35,86	17,90	27,26
Mínimo	0,37	27,70	0,00	34,60	13,22	25,26
Máximo	0,86	29,96	0,00	37,32	22,96	29,22
Relativo Mínimo	0,22	1,24	0,00	1,26	4,68	2,00
Relativo Máximo	0,27	1,02	0,00	1,46	5,06	1,96

Fuente: Elaboración propia

6.4.1.2 Caso 2

Los resultados para el método SPT para cada una de las capas que contempla el perfil geotécnico del caso 2 se muestras a continuación:

6.4.1.2.1 Arcilla arenosa blanda

Resultados del Angulo de fricción equivalente (ϕ´eq) y cohesión (C´) con la ecuación propuesta por Peck:

Gráfica 8. Regresión lineal arcilla arenosa blanda caso 2 – Ec. Peck

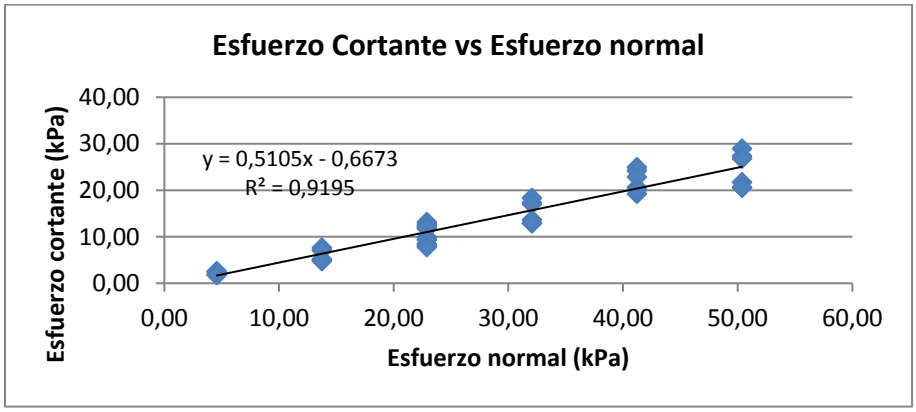


Tabla 32. Parámetros de resistencia arcilla arenosa blanda caso 2 – Ec. Peck.

Parámetros de resistencia iniciales		
Variable	**Iniciales**	**Definitivo**
Pendiente	0,51	0,49
Φ°	27,05	26,17
C´	-0,67	0,00

Fuente: elaboración propia

6.4.1.2.2 Arena arcillosa media

Resultados del Angulo de fricción equivalente (ϕ'eq) y cohesión (C') con la ecuación propuesta por Peck:

Gráfica 9. Regresión lineal arena arcillosa media caso 2 – Ec. Peck

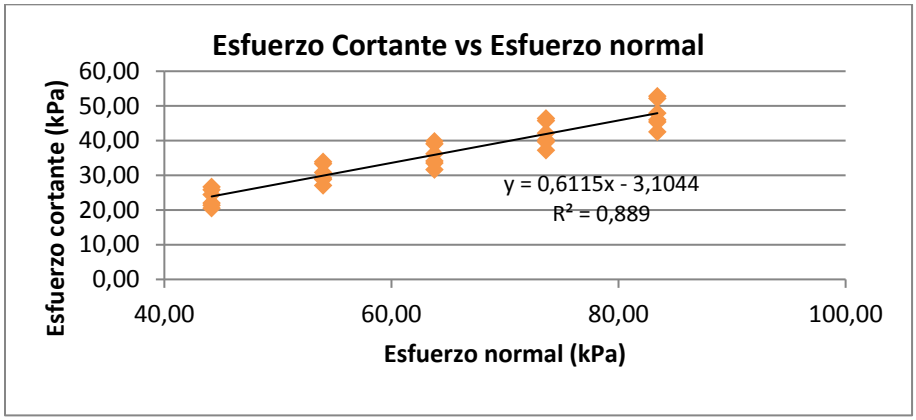


Tabla 33. Parámetros de resistencia arena arcillosa media caso 2 – Ec. Peck

Parámetros de resistencia iniciales		
Variable	**Iniciales**	**Definitivo**
Pendiente	0,61	0,57
Φ°	31,44	29,47
C´	-3,10	0,00

Fuente: Elaboración propia

6.4.1.2.3 Arena arcillosa muy compacta

Resultados del Angulo de fricción equivalente (ϕ´eq) y cohesión (C´) con la ecuación propuesta por Peck:

Gráfica 10. Regresión lineal arena arcillosa muy compacta caso 2 – Ec. Peck

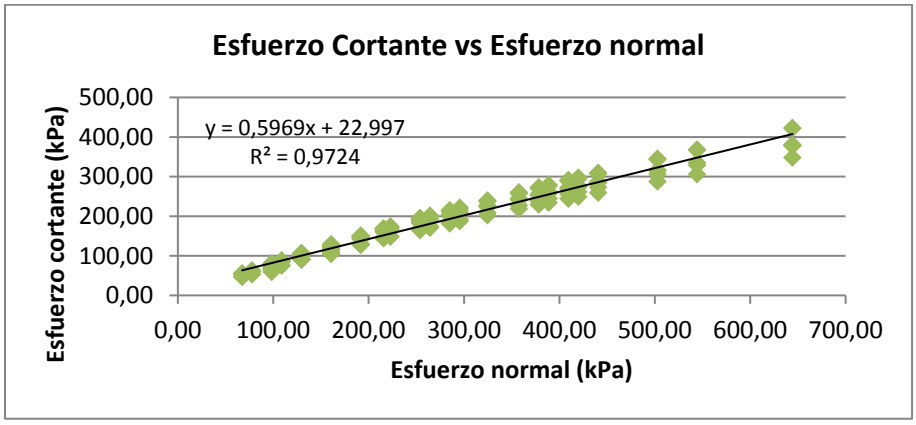


Tabla 34. Parámetros de resistencia arena arcillosa muy compacta caso 2 – Ec. Peck

Parámetros de resistencia iniciales		
Variable	**Iniciales**	**Definitivo**
Pendiente	0,60	0,60
Φ°	30,83	30,83
C´	23,00	23,00

Fuente: Elaboración propia

Aplicadas las correlaciones para las tres capas que componen el perfil geotécnico se tiene la siguiente tabla, donde se conmutan todos los valores obtenidos:

Tabla 35. Resultados de parámetros de resistencia por correlaciones del ensayo STP – Caso 2

Autor	Ecuación CN	Arcilla arenosa blanda		Arena arcillosa media		Arena arcillosa muy compacta	
		PE(kN/m^3)	18,32	**PE(kN/m^3)**	19,63	**PE(kN/m^3)**	20,74
		C´(kN/m^2)	**ϕ eq**	**C´(kN/m^2)**	**ϕ eq**	**C´(kN/m^2)**	**ϕ eq**
Peck	CN=log(20/Rs)/log(20)	0,00	26,17	0,00	29,47	23,00	30,83
Seed	CN=1-1.25log(Rs)	0,00	26,60	0,00	29,82	40,30	24,04
Meyerhof – Ishihara	CN = 1,7/(0,7+Rs)	0,00	26,70	0,00	29,92	29,30	27,44
Liao-Whitman	CN=(1/(Rs)0,5)	0,00	26,79	0,00	29,86	20,91	30,65
Skempton	CN = 2/(1+Rs)	0,00	26,43	0,00	29,73	28,09	28,21
Seed idriss	CN=(1-(k*Log(Rs))	0,00	26,74	0,00	29,94	30,03	28,53
Gonzalez	CN=(Log(10/Rs))	0,00	26,38	0,00	29,64	33,50	27,26
Schmertmann	CN = 32.5/(10.2+20.3Rs)	0,00	27,14	0,00	30,54	31,71	27,08

Fuente: Elaboración propia

Al igual que el caso 1 se realizará modelación adicional basada en el cálculo de variables estadísticas para realizar una modelación probabilística, completando así, un total de nueve (9) análisis de estabilidad (Ver numeral 7.2.1):

Tabla 36. Determinantes estadísticos para modelación probabilística con SPT-Caso 2

Propiedad estadística	Arcilla arenosa Rigidez media		Arcilla arenosa Rígida		Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
	C'	**ϕ eq**	**C'**	**ϕ eq**	**C'**	**ϕ eq**
Desviación estándar	0,0	0,3	0,00	0,3	6,0	2,2
Varianza	0,0	0,1	0,00	0,1	36,5	4,7
Promedio	0,0	26,62	0,00	29,87	29,61	28,01
Mínimo	0,0	26,17	0,00	29,47	20,91	24,04
Máximo	0,0	27,1	0,00	30,5	40,3	30,8
Relativo Mínimo	0,0	0,45	0,00	0,40	8,70	3,97
Relativo Máximo	0,0	0,52	0,00	0,68	10,70	2,83

Fuente: Elaboración propia

6.4.2 Métodos estadísticos con valores sugeridos en literatura

Se realizaron consultas teóricas para emplear diferentes fuentes que permitieran la obtención de parámetros con un amplio conjunto de datos. Luego de la revisión de diferentes documentos, archivos, libros y publicaciones consultadas para la estimación, se encontraron las siguientes tablas de las cuales se tomaron los valores de ángulo de fricción, cohesión y peso unitario del suelo, las cuales se indican a continuación:

De la Tabla 37, se emplearon valores para las arenas arcillosas encontradas en el caso en función de su compacidad o número de golpes.

Tabla 37. Propiedades de suelos no cohesivos (Hunt, 1984, Cortesía de McGraw-Hill)

Material	Compacidad	D_r (%)	N (1)	Densidad seca (2) γ_d(g/cm³)	Índice de poros e	Ángulo de rozamiento interno
GW: Gravas bien graduadas, mezclas de grava y de arena	Densa	75	90	2,21	0,22	40
	Medianamente densa	50	55	2,08	0,28	36
	Suelta	25	< 28	1,97	0,36	32
GP: Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena	Densa	75	70	2,04	0,33	38
	Medianamente densa	50	50	1,92	0,39	35
	Suelta	25	< 20	1,83	0,47	32
SW: Arenas bien graduadas, arenas con grava	Densa	75	65	1,89	0,43	37
	Medianamente densa	50	35	1,79	0,49	34
	Suelta	25	< 15	1,70	0,57	30
SP: Arenas mal graduadas, arenas con grava	Densa	75	50	1,76	0,52	36
	Medianamente densa	50	30	1,67	0,60	33
	Suelta	25	< 10	1,59	0,65	29
SM: Arenas limosas	Densa	75	45	1,65	0,62	35
	Medianamente densa	50	25	1,55	0,74	32
	Suelta	25	<8	1,49	0,80	29
ML: Limos inorgánicos, arenas muy finas	Densa	75	35	1,49	0,80	33
	Medianamente densa	50	20	1,41	0,90	31
	Suelta	25	< 4	1,35	1,00	27

(1) N es el número de golpes por 30 cm de penetración en el SPT. La Tabla V.5 relaciona D_r y N.
(2) Los valores corresponden a γ_s = 2,65 (partículas de cuarzo).

Fuente: Manual de taludes, IGME- 1995-1996

Para suelos arcillosos, fue posible tomar un valor de peso unitario en función del número de golpes y la consistencia del suelo de la Tabla 38. En el caso 1, todas las capas de suelos están conformadas por suelos cohesivos.

Tabla 38. Propiedades comunes de suelos arcillosos (Hunt, 1984. Cortesía de McGraw-Hill)

Consistencia	N	Identificación manual	γ_{sat} g/cm³	Resist. a compres. simple q_u (Kg/cm²)
Dura	> 30	Se marca difícilmente	> 2,0	> 4,0
Muy rígida	15-30	Se marca con la uña del pulgar	2,08-2,24	2,0-4,0
Rígida	8-15	Se marca con el pulgar	1,92-2,08	1,0-2,0
Media (firme)	4-8	Moldeable bajo presiones fuertes	1,76-1,92	0,5-1,0
Blanda	2-4	Moldeable bajo presiones débiles	1,60-1,76	0,25-0,5
Muy blanda	< 2	Se deshace entre los dedos	1,44-1,60	0-0,25

Fuente: Manual de taludes, IGME- 1995-1996

En la siguiente tabla se emplearon los valores para cohesión en condición saturada, teniendo en cuenta que estos valores son los que representan la realidad de los suelos encontrados en los casos de estudio.

Tabla 39. Valores para arenas y limos (Terzaghi y Peck, 1948- Cortesía de John Wiley)

Materiales	φ' (grados)	
	Suelto	Denso
Arena, granos redondos, uniformes	27,5	34
Arena, granos angulares, bien graduados	33	45
Gravas arenosas	35	50
Arena limosa	27-33	30-34
Limo inorgánico	27-30	30-35

Fuente: Manual de taludes, IGME- 1995-1996

Tabla 40. Determinación de parámetros geotécnicos (Dinorah Rodríguez)

Prof. (m)	Descripción	Peso Vol. (t/m³)	Cohesión (t/m²)	Ángulo de fricción interna (°)	Módulo de elasticidad (tn/m²)
0.-6.0	Arcilla Plástica dura	2.00	13.0	19°	1700
6.0-15.0	Arcilla Plástica durísima	2.10	15.0	25°	3000

Fuente: Recuperado de Determinación de parámetros geotécnicos (2009)

Tabla 41. Propiedades típicas de suelos compactados (Navfac, 1971)

Símbolo del grupo	Tipo de suelo	Cohesión (compactado) t/m²	Cohesión (saturado) t/m²	Angulo roza. int. efect. φ' grados	tg φ'
GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y de arena	0	0	> 38°	> 0,79
GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y de arena	0	0	> 37°	> 0,74
GM	Gravas limosas, mezclas de grava-arena-limo mal graduadas			> 34°	> 0,67
GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava-arena-arcilla mal graduadas			> 31°	> 0,60
SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava	0	0	38°	0,79
SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava	0	0	37°	0,74
SM	Arenas limosas, mezclas de arena-limo mal graduadas	5,13	2,05	34°	0,67
SM-SC	Mezclas de arena-limo-arcilla con finos poco plásticos	5,13	1,46	33°	0,66
SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena-arcilla	7,57	1,12	31°	0,60
ML	Limos inorgánicos y limos arcillosos	6,83	0,93	32°	0,62
ML-CL	Mezcla de limo inorgánico y arcilla	6,59	2,24	32°	0,62
CL	Arcillas inorgánicas poco plásticas o de plasticidad mediana	8,79	1,32	28°	0,54
OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas poco plásticas	—	—	—	—
MH	Limos arcillosos inorgánicos, suelos limosos	7,32	2,05	25°	0,47
CH	Arcillas inorgánicas muy plásticas	10,5	1,12	19°	0,35
OH	Arcillas orgánicas y arcillas limosas	—	—	—	—

Fuente: Manual de taludes, IGME- 1995-1996

Algunos estudios geotécnicos desarrollados en el área de la ingeniería civil emplean tablas que relacionan los ensayos de clasificación y caracterización para determinar características de los suelos estudiados. Por tal razón, se utilizó la información disponible en la Tabla 42, y se seleccionó el valor de cada parámetro de acuerdo a las humedades, límites líquidos, plásticos e índice de plasticidad promedio de cada capa de suelo.

Tabla 42. Valores estimativos propuestos por Grundbau Taschenbuch (1980)

TIPO DE SUELO	GRANULOMETRIA <0,06 mm	GRANULOMETRIA <2,0 mm	LIMITES DE ATTERBERG (Fracción <0,04 mm) w_L %	w_P %	I_P %	PESO ESPECIFICO γ t/m³	γ_{sum} t/m³	HIDAD. NATURAL w %	PROCTOR NORMAL D. seco t/m³	w_{PN} %	DEFORMABILIDAD (2) E_s kp/cm²	$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{ef}}\right)^{\alpha}$ α	RESISTENCIA AL CORTE φ' (°)	c' t/m²	φ'_r	PERM. K m/s
Grava	<5	<60	—	—	—	1,60 1,90	0,95 1,05	5 2	1,70 1,90	8 5	400 900	0,60 0,40	34 42	— —	32 35	2.10^{-1} 1.10^{-2}
Grava arenosa con pocos finos	<5	<60	—	—	—	2,10 2,30	1,15 1,35	7 3	2,00 2,25	7 4	400 1100	0,70 0,50	35 45	— —	32 35	1.10^{-2} 1.10^{-4}
Grava arenosa con finos limosos o arcillosos que no alteran la estructura granular	8 15	<60	20 45	16 25	4 25	2,10 2,40	1,15 1,45	9 3	2,10 2,35	7 3	400 1200	0,70 0,50	35 43	1 0	32 35	1.10^{-5} 1.10^{-8}
Mezcla de gravas y arenas envueltas por finos	20 40	<60	20 50	16 25	4 30	2,00 2,25	1,05 1,30	13 5	1,90 2,20	10 5	150 400	0,90 0,70	28 35	3 0,5	22 30	1.10^{-8} 1.10^{-11}
Arena uniforme a) Fina	<5	100	—	—	—	1,60 1,90	0,95 1,10	22 8	1,60 1,75	15 10	150 300	0,75 0,60	32 40	— —	30 32	2.10^{-4} 1.10^{-5}
Arena uniforme b) Gruesa	<5	100	—	—	—	1,60 1,90	0,95 1,10	16 6	1,60 1,75	13 8	250 700	0,70 0,55	34 42	— —	30 34	5.10^{-3} 2.10^{-4}
Arena bien graduada y arena con grava	<5	60	—	—	—	1,80 2,10	1,00 1,20	11 5	1,90 2,15	10 6	200 600	0,70 0,55	33 41	— —	32 34	5.10^{-4} 2.10^{-5}
Arena con finos que no alteran la estructura granular	8 15	>60	20 45	16 25	4 25	1,90 2,25	1,05 1,30	15 4	2,00 2,20	13 7	150 500	0,80 0,65	32 40	1 0	30 32	1.10^{-5} 1.10^{-7}
Arena con finos que alteran la estructura granular	20 40	>60	20 50	16 30	4 30	1,80 2,15	0,90 1,10	20 8	1,70 2,00	18 12	50 250	0,90 0,75	25 32	5 1	22 30	1.10^{-7} 1.10^{-10}
Limo poco plástico	>50	>80	25 35	20 28	4 11	1,75 2,10	0,95 1,10	28 15	1,60 1,80	22 15	40 110	0,80 0,60	28 35	2 0,5	25 30	1.10^{-5} 1.10^{-8}
Limo de plasticidad media a alta	>80	>100	35 50	22 25	7 20	1,70 2,00	0,85 1,05	35 20	1,55 1,75	23 16	30 70	0,90 0,70	25 33	3 1	22 29	2.10^{-6} 1.10^{-9}
Arcilla de baja plasticidad	>80	100	25 35	15 22	7 16	1,90 2,20	0,95 1,20	28 14	1,65 1,85	20 14	20 50	1,00 0,90	24 32	6 1,5	20 28	1.10^{-7} 2.10^{-9}
Arcilla de plasticidad media	>90	100	40 50	18 25	16 28	1,80 2,10	0,85 1,10	38 18	1,55 1,75	23 17	10 30	1,00 0,95	20 30	8 2	10 20	5.10^{-8} 1.10^{-10}
Arcilla de alta plasticidad	100	100	60 85	20 35	33 55	1,65 2,00	0,70 1,00	55 20	1,45 1,65	27 20	6 20	1,00 1,00	17 27	10 3	6 15	1.10^{-9} 1.10^{-11}
Limo o arcilla orgánicos	>80	100	45 70	30 45	10 30	1,55 1,90	0,55 0,90	60 30	1,45 1,70	27 18	5 20	1,00 0,85	20 26	7 2	15 22	1.10^{-8} 1.10^{-11}
Turba	—	—	—	—	—	1,04 1,30	0,04 0,30	800 100	—	—	3 8	1,00 1,00	25 30	1,5 0,5	—	1.10^{-5} 1.10^{-6}
Fango	—	—	100 250	30 80	50 170	1,25 1,60	0,25 0,60	200 50	—	—	4 15	1,00 0,90	22 28	2 0,5	—	1.10^{-7} 1.10^{-9}

Fuente: Tomado de Montenegro (2014)

Tabla 43. Parámetros geotécnicos normalizados de suelos arenosos (independientemente de su origen, antigüedad y humedad)

Tipo	Parámetro	Valores característicos para un índice de poros e, de 0.45	0.55	0.65	0.75
Arenas con grava	C´ (kg/cm2)	0.02	0.01	-	-
	ϕ (°)	43	40	38	-
	E (kg/cm2)	500	400	300	-
Arenas medias	C´ (kg/cm2)	0.03	0.02	0.01	-
	ϕ (°)	40	38	35	-
	E (kg/cm2)	500	400	300	-
Arenas finas	C´ (kg/cm2)	0.06	0.04	0.02	-
	ϕ (°)	38	36	32	28
	E (kg/cm2)	480	380	280	180
Arenas limosas	C´ (kg/cm2)	0.08	0.06	0.04	0.02
	ϕ (°)	36	34	30	26
	E (kg/cm2)	390	230	180	110

Fuente: Tomado de Montenegro (2014)

Tabla 44. Características medias de los suelos para anteproyectos propuestos por el Comité Alemán de Defensa (EAU-1970)- Oteo.

Clase de suelo	Peso específico		Valores de cálculo		
			Resistencia final		Resistencia inicial
	γ Emergido (t/m3)	γ Sumergido (t/m3)	Ángulo de rozamiento ϕ (°)	Cohesión c´(t/m3)	Resistencia al corte sin drenaje Cu (t/m3)
Suelos no cohesivos					
Arena suelta, redondeada	1.8	1.0	30	-	-
Arena suelta, angulosa	1.8	1.0	32.5	-	-
Arena semidensa redondeada	1.9	1.1	32.5	-	-
Arena semidensa angulosa	1.9	1.1	35	-	-
Grava sin arena	1.6	1.0	37.5	-	-
Grava gruesa, angulosa	1.8	1.1	40	-	-
Suelos cohesivos					
Arcilla semidura	1.9	0.9	25	2.5	5-10
Arcilla difícil de moldear, dura	1.8	0.8	20	2	2.5-5
Arcilla moldeable, blanda	1.7	0.7	17.5	1	1-2.5
Marga glacial, sólida	2.2	1.2	30	2.5	20-70
Arcilla arenolimosa media	2.1	1.1	27.5	1	5-10
Arcilla arenolimosa blanda	1.9	0.9	27.5	-	1-2.5
Limo	1.8	0.8	27.5	-	1-5
Sedimiento ligeramente arcilloso, orgánico, blando	1.7	0.7	20	1	1-2.5
Sedimento muy arcilloso, fuertemente orgánico, blando	1.4	0.4	14	1.5	1-2
Turba	1.1	0.1	15	0.5	-
Turba moderadamente preconsolidada	1.3	0.3	15	1	-

Fuente: Tomado de Montenegro (2014)

Tabla 45. Parámetros geotécnicos normalizados de suelos arcillosos cuaternarios

Tipo y origen	Naturaleza	Parámetro	Módulo de deformación para un índice de poros e, de						
			0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95	1.05
Arenoso	0≤ I_L ≤0.25	C (kg/cm2)	0.15	0.11	0.08	-	-	-	-
		ϕ (°)	30	29	27	-	-	-	-
	0.25< I_L ≤0.75	C (kg/cm2)	0.13	0.09	0.06	0.03	-	-	-
		ϕ (°)	28	26	24	21	-	-	-
Limoso	0≤ I_L ≤0.25	C (kg/cm2)	0.47	0.37	0.31	0.25	0.22	0.19	-
		ϕ (°)	26	25	24	23	22	20	-
	0.25< I_L ≤0.5	C (kg/cm2)	0.39	0.34	0.28	0.23	0.18	0.15	-
		ϕ (°)	24	23	22	21	19	17	-
	0.5< I_L ≤0.75	C (kg/cm2)	-	-	0.25	0.20	0.16	0.14	0.12
		ϕ (°)	-	-	19	18	16	14	12
Arcilloso	0≤ I_L ≤0.25	C (kg/cm2)	-	0.81	0.68	0.54	0.47	0.41	0.36
		ϕ (°)	-	21	20	19	18	16	14
	0.25< I_L ≤0.5	C (kg/cm2)	-	-	0.57	0.50	0.43	0.37	0.32
		ϕ (°)	-	-	18	17	16	14	11
	0.5< I_L ≤0.75	C (kg/cm2)	-	-	0.45	0.41	0.36	0.33	0.29
		ϕ (°)	-	-	15	14	12	10	7

Fuente: Tomado de Montenegro (2014)

Teniendo en cuenta que para los dos casos de estudio, los suelos son intermedios y están conformados por arenas y arcillas en un alto contenido de ambas, se emplearon los valores para "intermediate soils" de la Tabla 46.

Tabla 46. Valores estimados de cohesión y fricción del suelo basados en el número de golpes-sin corregir del SPT

Soil Type and SPT Blow Counts		Undisturbed Soil	
		Cohesion (psf)	Friction Angle (°)
Cohesive soils			
Very soft	(<2)	250	0
Soft	(2–4)	250–500	0
Firm	(4–8)	500–1,000	0
Stiff	(8–15)	1,000–2,000	0
Very stiff	(15–30)	2,000–4,000	0
Hard	(>30)	4,000	0
Cohesionless soils			
Loose	(<10)	0	28
Medium	(10–30)	0	28–30
Dense	(>30)	0	32
Intermediate soils			
Loose	(<10)	100	8
Medium	(10–30)	100–1,000	8–12
Dense	(>30)	1,000	12

Fuente: Recuperado de Karol (1960)

De acuerdo a los valores medios de la humedad natural para cada capa de suelo, se seleccionaron los valores de pesos unitarios para el caso 1, como se muestra a continuación:

Tabla 47. Parámetros elementales de suelos y rocas típicas en estado natural y saturada

PROPIEDADES ELEMENTALES DE SUELOS Y ROCAS TIPICOS
EN ESTADO NATURAL Y SATURADOS

TIPO DE SUELO O ROCA	n %	e —	w %	γ_d p/cm³ ó t/m³	$\gamma_{saturado}$ p/cm³ ó t/m³
Arena uniforme floja	46	0,85	32	1,43	1,89
Arena uniforme densa	34	0,51	19	1,75	2,09
Arena bien graduada floja	40	0,67	25	1,59	1,99
Arena bien graduada densa	30	0,43	16	1,86	2,16
Zahorra	30-15	0,43-0,18	16-7	1,86-2,25	2,16-2,40
Morrena glaciar con partículas de todo tamaño	20	0,25	9	2,12	2,32
Arcilla recién sedimentada	96,8-62	30,3-1,63	1.120-60	0,086-1,03	1,05-1,65
Arcilla muy blanda	70-50	2,33-1,0	86-37	0,81-1,35	1,17-1,51
Arcilla blanda	70-40	2,33-0,67	86-25	0,81-1,62	1,51-2,02
Arcilla media	58-33	1,40-0,49	52-18	1,13-1,81	1,71-2,14
Arcilla firme	56-33	1,27-0,49	47-18	1,09-1,81	1,65-2,14
Arcilla muy firme	51-30	1,05-0,43	39-16	1,32-1,89	1,83-2,19
Arcilla dura	51-15	1,03-0,18	38-7	1,32-2,29	1,83-2,44
Arcilla yesífera muy dura	—	—	—	2	—
Arcilla esquistosa (clay-shale)	15-5	0,18-0,05	37-1,9	2,29-2,56	2,44-2,61
Esquisto arcilloso (shale)	5-0,5	0,053-0,005	1,9-0,19	2,56-2,68	2,61-2,69
Arcilla de muy blanda a blanda, muy orgánica	75-64	3,0-1,8	110-67	0,68-0,97	1,43-1,61
Arcilla de muy blanda a blanda, orgánica	66-50	1,9-1,0	70-37	0,93-1,35	1,58-1,85
Arcilla glaciar blanda	55	1,2	45	1,22	1,77
Arcilla glaciar firme	37	0,6	22	1,70	2,07
Arcilla glaciar dura	29	0,4	15	1,92	2,21
Arcilla sobreconsolidada, de firme a dura, fisurada, de Londres	—	—	36-22	—	—
Arcilla volcánica del Valle de Méjico	91-86	9,8-6,0	410-25	0,22-0,34	1,13-1,20

Fuente Mecánica de suelos y cimentaciones- Crespo Villalaz

Tabla 48. Valores típicos de ángulo de fricción drenado para arenas y limos.

Tipo de Suelo	Rango de Ø
Arenas: Granos redondeados	
Suelta	27 - 30
Media	30 - 35
Densa	35 - 38
Arena: Granos angulares	
Suelta	30 - 35
Media	35 - 40
Densa	40 - 45
Grava con algo de Arena	34 - 48
Limos	26 - 35

Fuente: Tomado de Braja Das (2015)

Tabla 49. Valores representativos para ángulo de fricción interna.

Soil	Type of test*		
	Unconsolidated-undrained, U	Consolidated-undrained, CU	Consolidated-drained, CD
Gravel			
Medium size	40–55°		40–55°
Sandy	35–50°		35–50°
Sand			
Loose dry	28–34°		
Loose saturated	28–34°		
Dense dry	35–46°		43–50°
Dense saturated	1–2° less than dense dry		43–50°
Silt or silty sand			
Loose	20–22°		27–30°
Dense	25–30°		30–35°
Clay	0° if saturated	3–20°	20–42°

Fuente: Tomado de Bowles (1997)

Tabla 50. Características físicas típicas de diversos suelos

TIPO DE SUELO	γ (T/m³)	φ (grados)	c (T/m²)
Bloques y bolos sueltos	1.70	35-40º	
Grava	1.70	37.5º	-
Grava arenosa	1.90	35º	
Arena compacta	1.90	32.5-35º	
Arena semicompacta	1.80	30-32.5º	-
Arena suelta	1.70	27.5-30º	
Limo firme	2.00	27.5º	1-5
Limo	1.90	25º	1-5
Limo blando	1.80	22.5º	1-2.5
Marga arenosa rígida	2.20	30º	20-70
Arcilla arenosa firme	1.90	25º	10-20
Arcilla media	1.80	20º	5-10
Arcilla blanda	1.70	17.5	2-5
Fango blando arcilloso	1.40	15º	1-2
Suelos orgánicos (turba)	1.10	10-15º	-

Fuente: recuperado de Bañon, Luis. (2018)

Tabla 51. Pesos unitarios característicos de suelos.

Clasificación del suelos SUCS	Peso Unitario en kN/m^3	
	Arriba del nivel freático	Abajo del nivel freático
GP grava mal graduada	17.50-20.50	19.50-22.00
GW grava bien graduada	17.50-22.00	19.50-23.50
GM grava limosa	16.00-20.50	19.50-22.00
GC grava arcillosa	16.00-20.50	19.50-22.00
SP arena mal graduada	15.00-19.50	19.00-21.00
SW arena bien graduada	15.00-21.00	19.00-23.00
SM arena limosa	12.50-21.00	17.50-22.00
SC arena arcillosa	13.50-20.50	17.50-21.00
ML limo de baja plasticidad	11.50-17.50	17.50-21.00
MH limo de alta plasticidad	11.50-17.50	12.50-20.50
CL arcilla de baja plasticidad	12.50-17.50	11.50-20.50
CH arcilla de alta plasticidad	12.50-17.50	11.00-19.50

Fuente: Recuperado de http://geolabs.com.mx/blog/trabajo/page/2/

Tabla 52. Peso unitario y ángulo de fricción interna de algunos suelos.

Tipo de terreno	w(kg/m3)	ϕ(°)
Arcilla suave	1440 a 1920	0° a 15°
Arcilla media	1600 a 1920	15° a 30°
Limo seco y suelto	1600 a 1920	27° a 30°
Limo denso	1760 a 1920	30° a 35°
Arena suelta y grava	1600 a 2100	30° a 40°
Arena densa y grava	1920 a 2100	25° a 35°
Arena suelta, seca y bien graduada	1840 a 2100	33° a 35°
Arena densa, seca y bien graduada	1920 a 2100	42° a 46°

Fuente: Recuperado de Historia de la geotecnia (2018)

De acuerdo con lo encontrado en la literatura, se seleccionaron los parámetros de acuerdo a las similitudes entre el suelo encontrado para el talud y los suelos teóricos. A continuación, se presentan los valores definitivos a emplear en las modelaciones:

6.4.2.1 Caso 1

El suelo predominante para el caso de estudio número 1, corresponde a arcillas arenosas de consistencia media a muy dura, por lo tanto, se emplearon algunos parámetros indicados anteriormente por medio de recuadros rojos, como se indica a continuación:

Tabla 53. Cuadro resumen de fuentes bibliográficas Caso 1

Fuente/Material	Parámetro	Arcilla arenosa de rigidez media	Arcilla arenosa rígida	Arcilla arenosa muy rígida a dura
Propiedades típicas de suelos compactados (Navfac, 1971)	Ø (°)	19,0	25	28
	C' (kPa)	11,2	20,5	13,2
Determinación de parámetros geotécnicos (Dinorah Rodríguez)	Ø (°)	-	19	25
	C' (kPa)	-	13	15
	g (kN/m^3)	-	20	21
Grundbau Taschenbuch (1980)	Ø (°)	27,0	30	32
	C' (kPa)	30,0	20	15
	g (kN/m^3)	20,0	21	22
Valores estimados de cohesión y fricción del suelo basados en el número de golpes-sin corregir- del SPT.	Ø (°)	8,0	10	12
	C' (kPa)	4,8	26,4	48
Parámetros geotécnicos normalizados de suelos arenosos Propuesta de la norma rusa SNiP 11-15-74 – Tomada de Oteo (1989)	Ø (°)	14,0	18	20
	C' (kPa)	36,0	47	68
Características medias de los suelos para anteproyectos propuestos por el Comité Alemán de Defensa	Ø (°)	27,5	27,5	30
	C' (kPa)	0,0	10	25
	g (kN/m^3)	19,0	21	22
Características medias de los suelos para anteproyectos propuestos por el Comité Alemán de Defensa	Ø (°)	17,5	20	25
	C' (kPa)	10,0	20	25
	g (kN/m^3)	17,0	18	19
Hunt, 1984, Cortesía McGraw-Hill	g (kN/m^3)	17,6	19,2	20,8
Propiedades elementales de suelos y rocas típicos en estad o natural y saturados	g (kN/m^3)	15,1	17,1	18,3

Con el fin de realizar un análisis probabilístico en el software Slide, era necesario el cálculo de parámetros estadísticos como desviación estándar, promedio, varianza, entre otros, que requieren ser introducidos al programa para desarrollar la modelación; para el caso 1 se tienen los siguientes parámetros:

Tabla 54. Datos probabilísticos de parámetros de resistencia y peso unitario caso 1- Material 1

Arcilla Arenosa de rigidez Media			
Medidas probabilidad	**Angulo Fricción (°)**	**Cohesión(kPa)**	**Peso Unitario (kN/m^3)**
Desviación estándar	7,54	14,38	1,89
Varianza	56,87	206,76	3,56
Promedio	18,83	15,33	17,74
Mínimo	8,00	0,00	15,10
Máxima	27,50	36,00	20,00
Relativo mínimo	10,83	15,33	2,64
Relativo máximo	8,67	20,67	2,26

Fuente: Elaboración propia

Tabla 55. Datos probabilísticos de parámetros de resistencia y peso unitario caso 1- Material 2

Arcilla Arenosa Rígida			
Medidas probabilidad	**Angulo Fricción (°)**	**Cohesión(kPa)**	**Peso Unitario (kN/m^3)**
Desviación estándar	6,75	12,10	1,60
Varianza	45,56	146,40	2,55
Promedio	21,36	22,41	19,38
Mínimo	10,00	10,00	17,10
Máxima	30,00	47,00	21,00
Relativo mínimo	11,36	12,41	2,28
Relativo máximo	8,64	24,59	1,62

Fuente: Elaboración propia

Tabla 56. Datos probabilísticos de parámetros de resistencia y peso unitario caso 1- Material 3

Arcilla Arenosa muy Rígida a Dura			
Medidas probabilidad	**Angulo Fricción (°)**	**Cohesión(kPa)**	**Peso Unitario (kN/m^3)**
Desviación estándar	6,78	20,62	1,54
Varianza	45,95	425,02	2,39
Promedio	24,57	29,89	20,52
Mínimo	12,00	13,20	18,30
Máximo	32,00	68,00	22,00
Relativo mínimo	12,57	16,69	2,22
Relativo máximo	7,43	38,11	1,48

Fuente: Elaboración propia

6.4.2.2 Caso 2

Para el caso 2, de acuerdo con el perfil geotécnico, se tienen tres materiales predominantes, donde la capa superior tiene un comportamiento cohesivo, y para las capas restantes, suelos granulares. Definido esto, se tienen los siguientes valores tomados de las referencias teóricas expuestas anteriormente:

Tabla 57. Cuadro resumen de fuentes bibliográficas Caso 2

Fuente/Material	Parámetro	Arcilla arenosa blanda	Arena arcillosa media	Arena arcillosa muy compacta
Propiedades típicas de suelos compactados (Navfac, 1971)	Ø(°)	19	31	31
	C' (kPa)	11,2	11,2	11,2
Determinación de parámetros geotécnicos (Dinorah Rodríguez)	Ø(°)	19	-	-
	C' (kPa)	13	-	-
	g (kN/m^3)	21	-	-
Grundbau Taschenbuch (1980)	Ø(°)	27	28,5	32
	C' (kPa)	30	-	10
	g (kN/m^3)	20	21,7	21,5
Valores estimados de cohesión y fricción del suelo basados en el número de golpes- sin corregir- del SPT.	Ø(°)	18	-	-
	C' (kPa)	25	2,8	
Parámetros geotécnicos normalizados de suelos arenosos Propuesta de la norma rusa SNiP 11-15-74 – Tomada de Oteo (1989)	Ø(°)	11,2	30	34
	C' (kPa)	41,0	0,4	6
Características medias de los suelos para anteproyectos propuestos por el Comité Alemán de Defensa	Ø(°)	17,5	-	-
	C' (kPa)	10	-	-
	g (kN/m^3)	17	-	-
Hunt, 1984, Cortesía McGraw-Hill	Ø(°)	-	31	35
	g (kN/m^3	-	15,5	16,5
Valores para arenas y limos (Terzaghi y Peck, 1948)	Ø(°)	-	30	34
Valores representativos de ángulo de fricción Bowles	Ø(°)	-	24,5	32,5
Pesos unitarios característicos	g (kN/m^3)	-	17	20,5

Ubicados los valores se procede a realizar el cálculo de parámetros estadísticos correspondientes para ser conmutados en el programa para el desarrollo de la modelación, teniendo así para el caso 2 lo siguiente:

Tabla 58. Datos probabilísticos de parámetros de resistencia y peso unitario caso 2- Material 1

Arcilla Arenosa Blanda			
Medidas probabilidad	**Angulo Fricción**	**Cohesión (kPa)**	**Peso Unitario (kN/m3)**
Desviación estándar	4,8	12,5	20,0
Varianza	23,2	155,0	0,0
Promedio	18,75	21,70	19,3
Mínimo	12,00	10,0	17,0
Máxima	27,0	41,0	21,0
Relativo mínimo	6,75	11,7	2,3
Relativo máximo	8,25	19,3	1,7

Fuente: Elaboración propia

Tabla 59. Datos probabilísticos de parámetros de resistencia y peso unitario caso 2- Material 2

Arena Arcillosa media			
Medidas probabilidad	**Angulo Fricción**	**Cohesión (kPa)**	**Peso Unitario (kN/m3)**
Desviación estándar	2,6	4,4	3,3
Varianza	6,5	19,8	10,6
Promedio	29,13	2,39	18,08
Mínimo	24,25	0,00	15,50
Máxima	31,0	11,2	21,8
Relativo mínimo	4,88	2,39	2,58
Relativo máximo	1,88	8,81	3,67

Fuente: Elaboración propia

Tabla 60. Datos probabilísticos de parámetros de resistencia y peso unitario caso 2- Material 3

Arena Arcillosa Muy Compacta			
Medidas probabilidad	**Angulo Fricción**	**Cohesión (kPa)**	**Peso Unitario (kN/m3)**
Desviación estándar	1,5	7,0	3,0
Varianza	2,2	48,8	1,0
Promedio	33,08	8,78	19,5
Mínimo	31,00	0,00	16,5
Máxima	35,0	20,5	22,0
Relativo mínimo	2,08	8,78	3,0
Relativo máximo	1,92	11,72	2,0

Fuente: Elaboración propia

6.4.3 Ensayos de laboratorio

Teniendo en cuenta que los procesos analizados para los taludes objeto de estudio, son a largo plazo y se dan en periodos de tiempo prolongados, los parámetros empleados serán los que representen de manera adecuada el comportamiento del suelo, que en este caso serán drenados; por tal razón para los valores de cohesión y ángulo de fricción fueron determinados a partir de ensayo de Cortes Directos Consolidados Drenados (CD) y No Drenados No Consolidados (UU).

La definición del tipo de ensayo a ejecutar, se realizó de acuerdo a los resultados de ensayos de laboratorio como humedad, límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad; con el análisis realizado se definió el tipo de ensayo a ejecutar, ya fuera UU (No consolidado, No drenado) o CD (Consolidado drenado).

Para los casos en los cuales la humedad natural es cercana al límite plástico se infirió que la relación de vacíos de las muestras era baja y el suelo no se encontraba saturado, razón por la que el corte UU tendría un resultado similar al CD, ya que presentaría una deformación vertical casi nula.

6.4.3.1 Caso 1

A lo largo del perfil definido en la sección 6.2 del presente documento, se tiene suelo arcillo-arenoso que a profundidades mayores de 3.0 metros presenta humedades naturales más cercanas al límite plástico y a un estado sólido, que podría interpretarse como una muestra predominantemente seca y las cuales tendrían un proceso de consolidación casi nulo, razón por la cual se ejecutó ensayo no consolidado no drenado (caso de muestra P1-M7 y P2-M11).

Tabla 61. Muestras de suelo aptas para ensayo de corte directo- Caso 1

Sondeo	Profundidad		No. Muestra	Descripción	Humedad (%)	LL (%)	LP (%)	IP	Tipo Corte
P1	0,5	1,0	1	Arcilla Arenosa	24,60	43	20	23	CD
P1	4,5	5,0	7	Arcilla Arenosa	23,92	49	19	31	UU
P2	0,3	1,0	1	Arcilla Arenosa	22,84	41	21	20	CD
P2	8,5	9,0	11	Arcilla Arenosa	12,27	35	15	20	UU

Fuente: Elaboración propia

Tabla 62. Muestras de suelo aptas para ensayo de corte directo- Caso 1

Capa de suelo	Peso unitario (kN/m^3)	Sondeo	Muestra	Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción (°)
Arcilla arenosa de rigidez media	16.67	P2	1	13	25.65
Arcilla arenosa rígida	17.9	P1	1	9	37.6
		P1	7	54	28.65
Arcilla arenosa muy rígida a dura.	18.89	P2	11	45	11.67

Fuente: Elaboración propia

Una vez analizados los parámetros obtenidos a partir de ensayos de laboratorio, se pudo identificar que el valor de ángulo de fricción obtenido para la última capa de suelo es muy bajo y no es un valor representativo del comportamiento mecánico del suelo. Un ángulo de 11.7° no se encuentra dentro del rango de parámetros de resistencia teóricos o frecuentes para un suelo arcilloso de consistencia dura, razón por la cual no sería lógico modelar la situación real del terreno con dichos parámetros. A lo largo del análisis de resultados se procederá a interpretar los resultados obtenidos y la evaluación de las posibles causas de error o inadecuada ejecución en el ensayo de laboratorio.

Se realizaron las modelaciones en Slide para demostrar que la superficie de falla determinada conceptualmente no es similar a lo observado en el terreno y estudios realizados. Estos resultados y sus análisis se encuentran descritos en el numeral 7.1.3.

6.4.3.2 Caso 2

Para el caso 2 se tiene, para el estrato de arena arcillosa muy compacta, dos resultados de laboratorio de corte directo, esto es para la perforación 1 la muestra 9, y para la muestra 2 la

muestra 12 y 14 respectivamente, razón por la cual el valor a considerar para los parámetros de cohesión y ángulo de fricción será el resultado del promedio de los dos resultados. Los valores obtenidos se conmutan en la siguiente tabla:

Tabla 63. Parámetros de resistencia del suelo por ensayo de corte directo caso 2.

Capa	Perforación	Muestra	Profundidad	Angulo de fricción (ϕ)		Cohesión (C) (kPa)	
Arcilla arenosa blanda	P2	3	2 - 2,5 m	39,88°		32,36	
Arena arcillosa media	P1	5	2,5 - 3 m	44,4°		25,5	
Arena arcillosa muy compacta	P2	12	9 - 9,5 m	59,9°	59,9°	30,40	34,36
	P1	9	6 – 6.5 m	57,7°		56,00	
	P2	14	12 - 12,3 m	62,13°		16,67	

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en los resultados de laboratorio, comparándolos con los obtenidos en el método estadístico con valores sugeridos en la literatura, se tienen parámetros muy por encima de los valores esperados para cada una de las tres capas. Cabe resaltar que los ensayos se realizaron en laboratorios con experiencia en este tipo de pruebas, y que se realizaron varios ensayos para una de las capas con el fin de corroborar los resultados, pues es evidente que los resultados no son lógicos y que posiblemente puede deberse a diversos factores como afectación de la consistencia (ablandamiento) de las muestras al ser extraídas, cambios de húmedas entre la extracción y la aplicación del ensayo, orientación de la muestra con respecto al estrato, entre otras.

6.4.4 Retrocálculo

El método para estimación de parámetros se realiza de manera iterativa partiendo del hecho que las capas inferiores del perfil no presentaron deslizamiento aparente durante la exploración realizada y asignando a estas capas parámetros promedio obtenidos en dos de los métodos mencionados anteriormente (SPT y Probabilístico). En cuanto a la capa de suelo inicial que abarca la superficie de falla se partirá de parámetros teóricos, asumiendo el ángulo de fricción como un valor fijo que indique alguna bibliografía, para luego estimar un valor aproximado de cohesión de forma iterativa. Este método es viable para un talud que indique movimiento en la superficie, pues esto significa que las fuerzas actuantes están en equilibrio actualmente y que previamente

superaron las fuerzas resistentes; por lo que el factor de seguridad para el talud debe estar cercano a 1.0.

6.4.4.1 Caso 1

Para el perfil se mantienen los valores de resistencia promedio obtenidos en las correlaciones del ensayo SPT, que fueron ejecutados en campo sobre los suelos objeto de estudio y logran una representación del comportamiento real del terreno. Por tanto, las características mecánicas adoptadas para cada capa son:

Tabla 64. Valores base método de retrocálculo con correlación SPT– caso 1

Capa de suelo	Peso unitario (kN/m^3)	Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción (°)
Arcilla arenosa de rigidez media	16,67	Por calcular	17
Arcilla arenosa rígida	17,90	0,00	35,86
Arcilla arenosa muy rígida a muy dura.	18,89	17,90	27,26

Fuente: Elaboración propia

Con el fin de evaluar un escenario distinto con el mismo método, se realizará una modelación adicional empleando retrocálculo con parámetros medios obtenidos en el método estadístico teórico. Dicho esto, las características mecánicas adoptadas para cada capa son:

Tabla 65. Valores base método de retrocálculo con parámetros teóricos– caso 1

Capa de suelo	Peso unitario (kN/m^3)	Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción (°)
Arcilla arenosa de rigidez media	17,7	Por calcular	17
Arcilla arenosa rígida	19,4	22,4	21,4
Arcilla arenosa muy rígida a muy dura.	20,52	29,89	24,57

Fuente: Elaboración propia

6.4.4.2 Caso 2

De acuerdo a las premisas planteadas para este método, se tienen los siguientes valores base para el desarrollo del mismo, aplicado al caso 2:

Tabla 66. Valores base método de retrocálculo con correlación SPT – caso 2

Capa de suelo	Peso unitario (kN/m^3)	Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción (°)
Arcilla arenosa blanda	18.32	Por calcular	17
Arena arcillosa media	19.63	0	29,87
Arena arcillosa muy compacta	20.74	29,61	28,01

Fuente: Elaboración propia

Tabla 67. Valores base método de retrocálculo con parámetros teóricos– caso 2

Capa de suelo	Peso unitario (kN/m^3)	Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción (°)
Arcilla arenosa blanda	20,5	Por calcular	17
Arena arcillosa media	18,1	2,4	29,13
Arena arcillosa muy compacta	19,5	8,78	33,08

Fuente: Elaboración propia

7. Modelaciones Software Slide 6.0

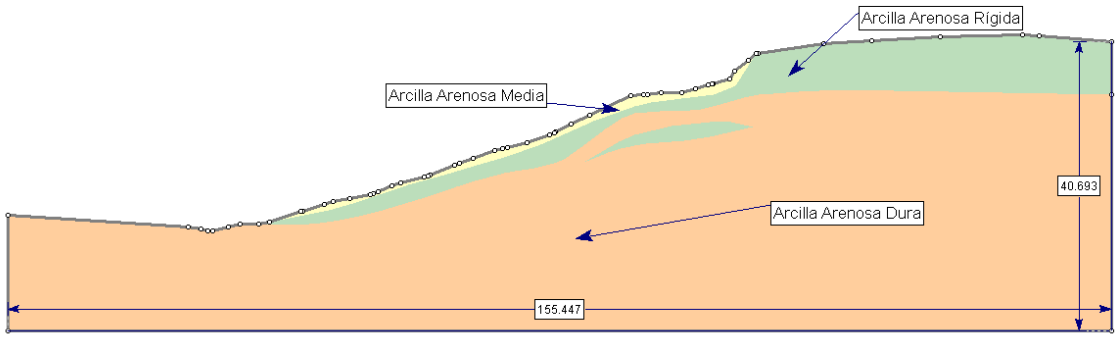
7.1 Caso 1

A continuación, se presentan los resultados obtenidos en las modelaciones realizadas empleando el software Slide 6.0, que analiza por medio del principio físico de equilibrio límite, explicado en los numerales 4.1.5 y 4.2 del presente documento.

Se presentarán las salidas gráficas para cada una de las metodologías expuestas en el numeral 6.4; para cada resultado obtenido en la sección anterior se evaluarán tres (3) escenarios, condición actual, condición con factor detonante - lluvia y condición con factor detonante- sismo.

La geometría empleada para las modelaciones se presenta a continuación:

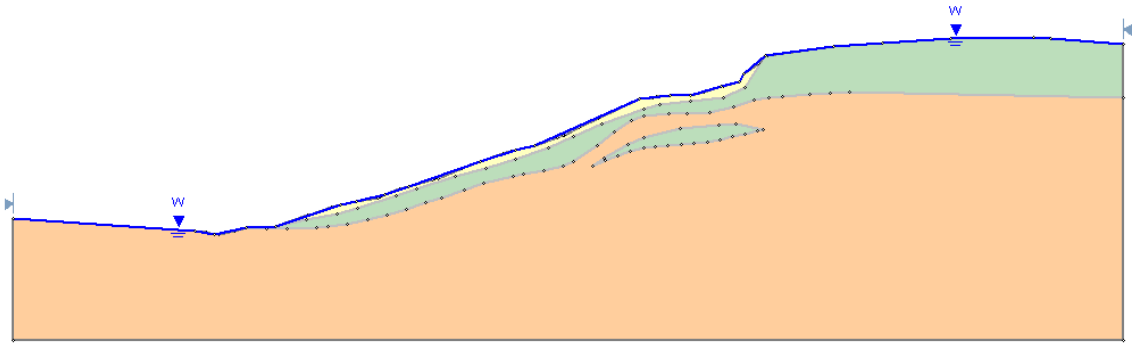
Imagen 22. Geometría talud- Caso 1



Fuente: Slide 6.0

Para el análisis del factor detonante lluvia se considera el terreno totalmente saturado en épocas de invierno y lluvias críticas o máximas.

Imagen 23. Esquema modelo con factor lluvia



Fuente: Slide 6.0

En cuanto al factor detonante- sismo, este se evaluó de acuerdo a los coeficientes de aceleraciones y al tipo de suelo asignado de acuerdo al numeral A.2.4.4 del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismoresistentes (NSR-10). Para el lugar de estudio (Villavicencio) fue asignada una zona de amenaza sísmica alta y se tienen los siguientes valores:

Tabla 68. Parámetros de amenaza sísmica Caso 1

Tipo de suelo	D (Valor de N entre 15 y 50)
Parámetros de nivel de amenaza sísmica	
A_a	0.25
A_v	0.30
Parámetros de coeficiente de sitio	
F_a	1.3
F_v	1.8

Fuente: Título A y H- NSR 10

Donde,

A_a= coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva

A_v= coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva

F_a= coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio

F_v= coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio.

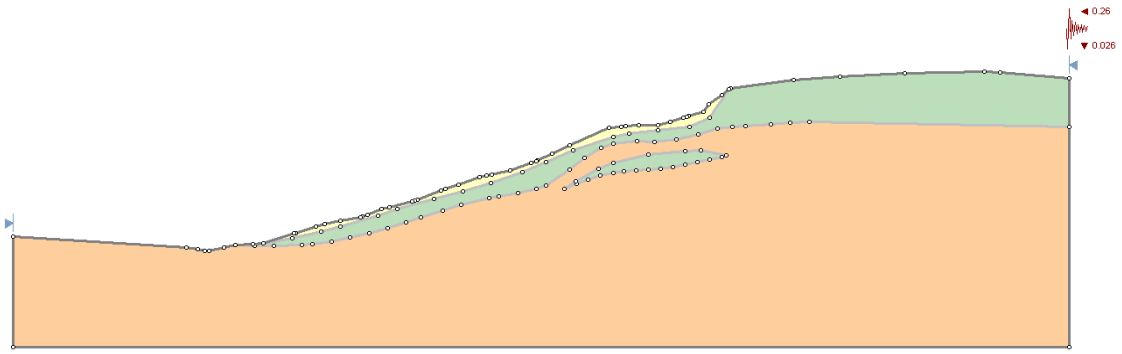
Con el fin de realizar el análisis de estabilidad en condiciones dinámicas, se emplea la aceleración máxima en la superficie del suelo As, estimada como la aceleración espectral correspondiente a un período de vibración igual a cero; a partir de esta, se determina el coeficiente sísmico de diseño KST, para el análisis seudoestático del talud de acuerdo con lo establecido en el Titulo H del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10.

Tabla 69. Coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestático de taludes

A_a	F_a	$A_s=A_{max}$	KST
0.25	1.3	0.325	0.26

Fuente: Elaboración propia

Imagen 24. Esquema modelo con factor sismo



Fuente: Slide 6.0

Los factores mínimos para evaluar la estabilidad serán de 1.5 para condición actual y permanente; en los casos de condiciones críticas de lluvia o sismo se evaluarán como estados temporales con FS mínimos de 1.10 y 1.05, respectivamente.

7.1.1 Correlaciones – SPT

Las modelaciones generadas a partir de la metodología de correlaciones SPT se presentan en el ANEXO K DESARROLLO MODELACIONES SPT. A continuación se presenta como base de modelación las surgidas a partir de las ecuaciones propuestas por Seed y Schmertmann.

Para determinar los factores de seguridad del talud con los parámetros obtenidos con la ecuación de CN de Seed y la correlación SPT, se tiene lo siguiente:

Tabla 70. Parámetros empleados en modelo con Ec. Seed

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi
Arcilla Arenosa Media		16.67	Mohr-Coulomb	0.68	28.87
Arcilla Arenosa Rígida		17.9	Mohr-Coulomb	0	35.82
Arcilla Arenosa Dura		18.89	Mohr-Coulomb	22.96	25.26

Imagen 25. Condición Actual Caso 1- Ec. Seed

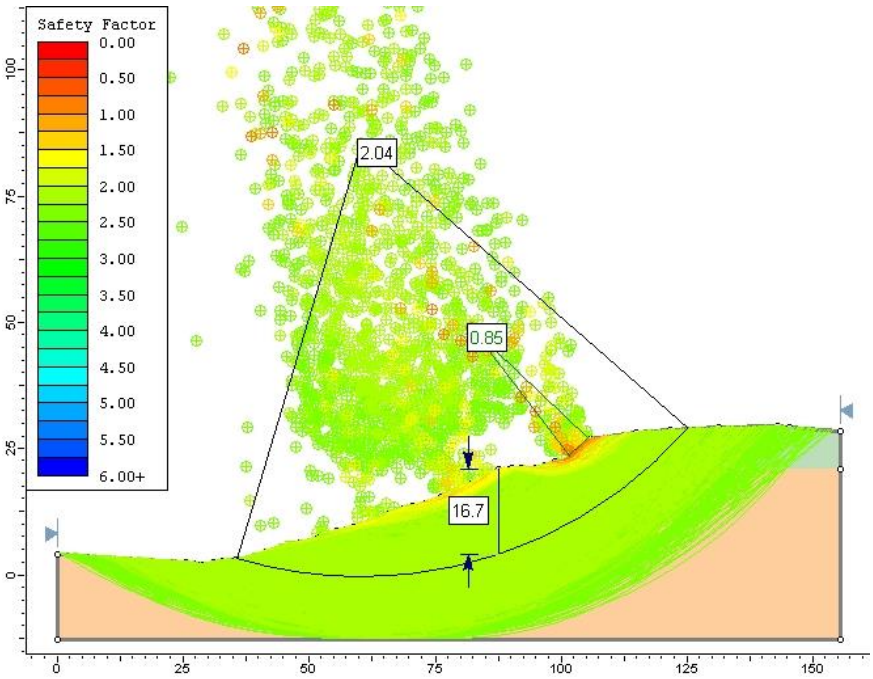


Imagen 26. Condición Actual + Factor Lluvia Caso 1- Ec. Seed

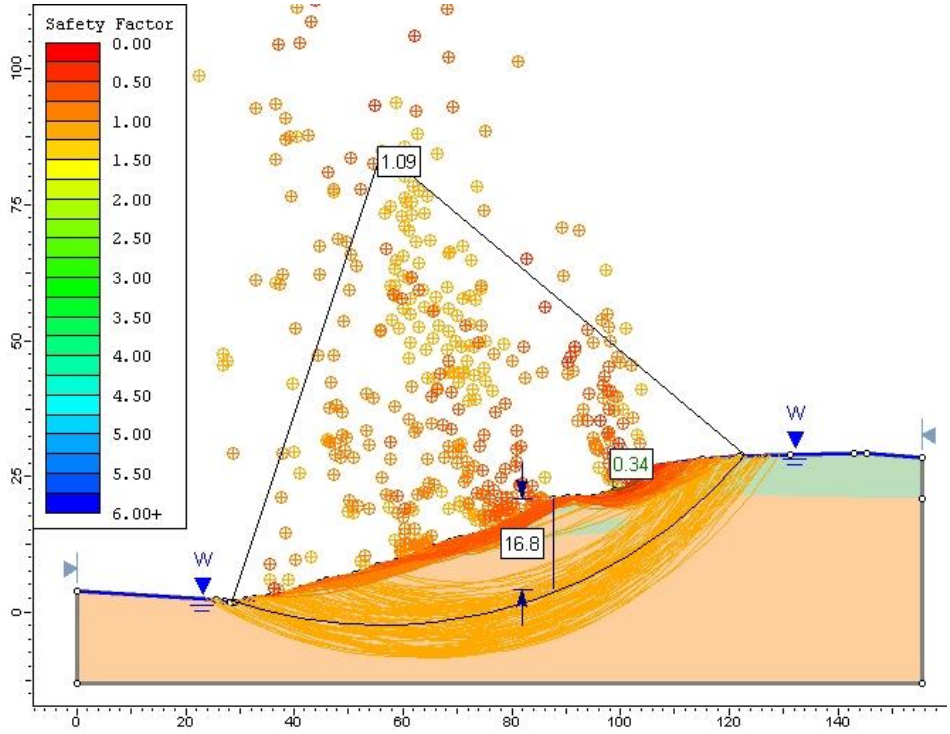


Imagen 27. Condición Actual + Factor Sismo Caso 1- Ec. Seed

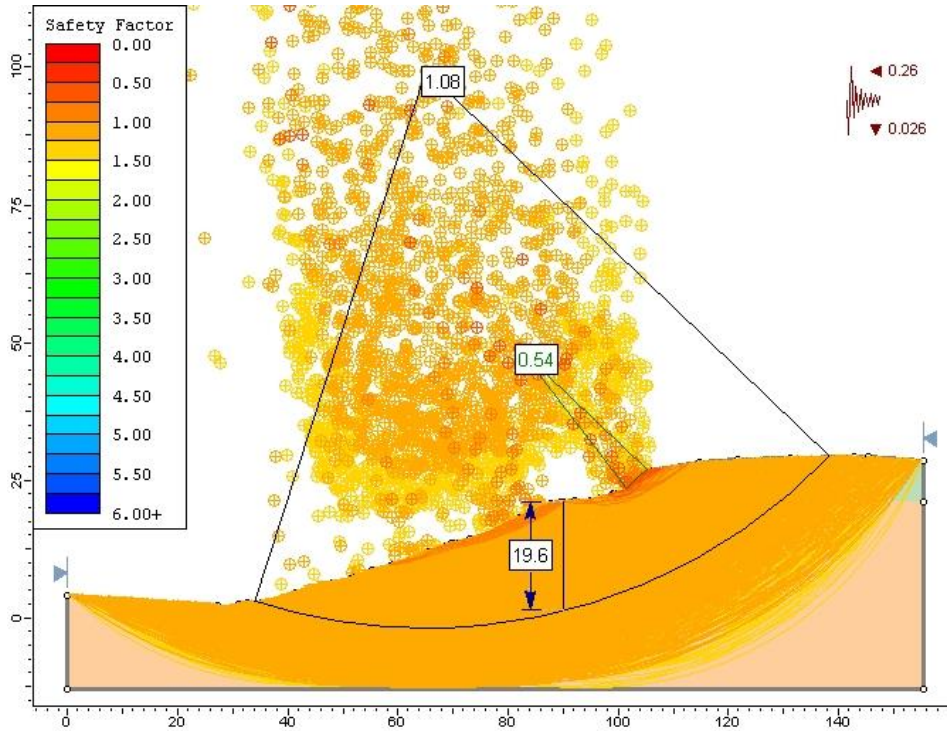


Tabla 71. Factores de seguridad - condiciones actuales Caso 1- Seed

Condiciones de análisis	Factor de seguridad		Chequeo
	Permitido	Obtenido	
Estático Actual	1.50	0.85	No Cumple
Estático + Factor Lluvia	1.10	0.34	No Cumple
Dinámico	1.05	0.54	No Cumple

Fuente: Elaboración propia

Para determinar los factores de seguridad del talud con los parámetros obtenidos con la ecuación de CN de Schertmann y la correlación SPT, se tiene lo siguiente:

Tabla 72. Parámetros empleados en modelo con Ec. Schertmann

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi
Arcilla Arenosa Media		16.67	Mohr-Coulomb	0.37	29.96
Arcilla Arenosa Rígida		17.9	Mohr-Coulomb	0	37.32
Arcilla Arenosa Dura		18.89	Mohr-Coulomb	21.1	26.16

Imagen 28. Condición Actual Caso 1- Ec. Schertmann

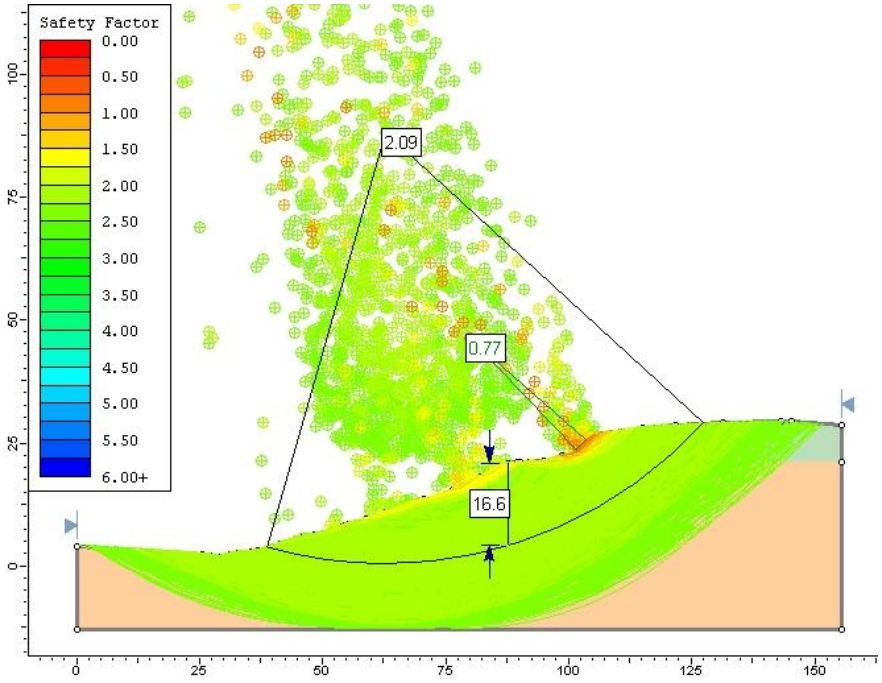


Imagen 29. Condición Actual + Factor Lluvia Caso 1- Ec. Schertmann

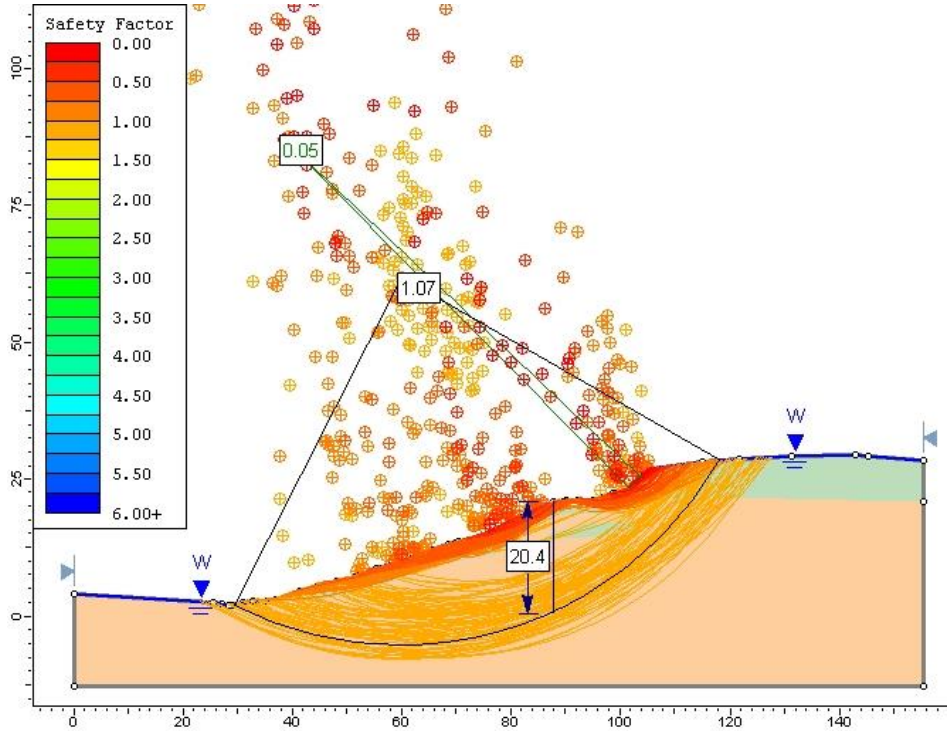


Imagen 30. Condición Actual + Factor Sismo Caso 1- Schertmann

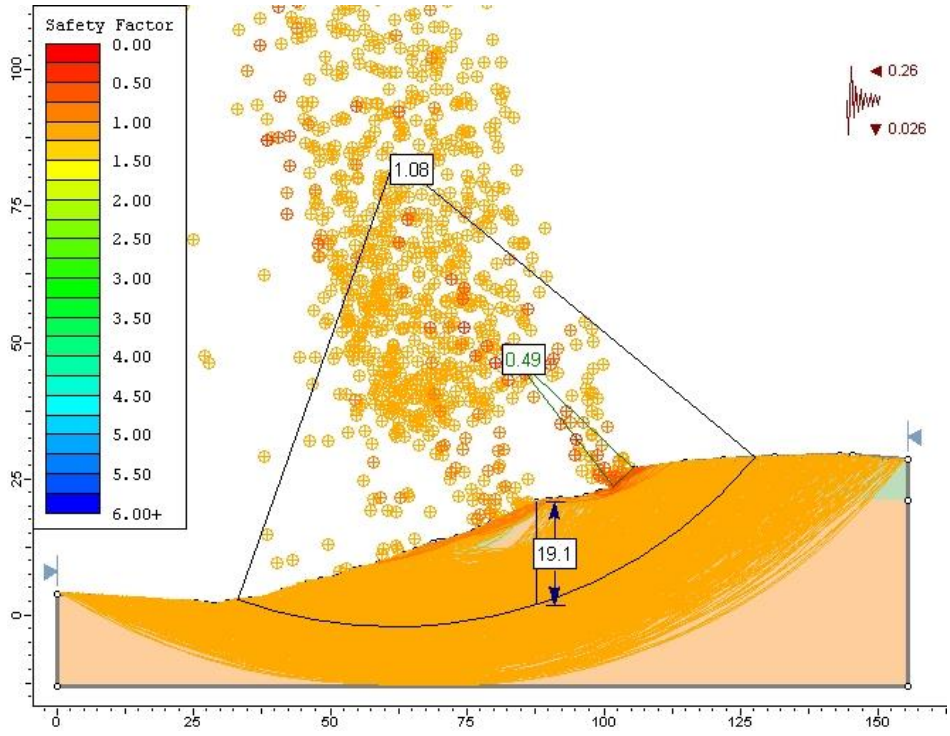


Tabla 73. Factores de seguridad - condiciones actuales Caso 1- Schertmann

Condiciones de análisis	Factor de seguridad		Chequeo
	Permitido	Obtenido	
Estático Actual	1.50	0,77	No Cumple
Estático + Factor Lluvia	1.10	0,05	No Cumple
Dinámico	1.05	0,49	No Cumple

Fuente: Elaboración propia

Por último, como se indicó en el numeral 6.4.1.1 se procede a realizar el análisis probabilístico con base en los parámetros relacionados en la Tabla 31. Los resultados se muestran a continuación:

Tabla 74. Parámetros empleados en análisis probabilístico-SPT Caso 1

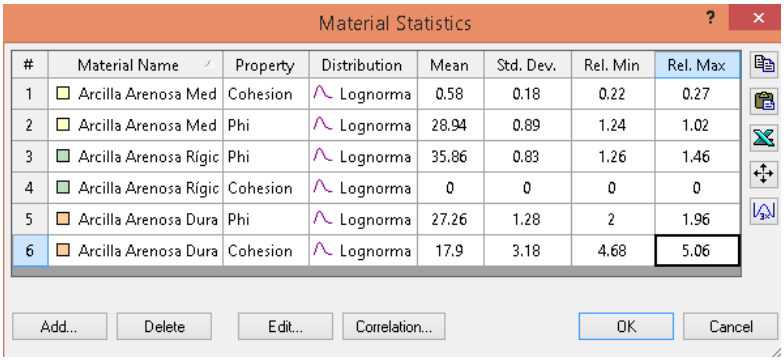


Imagen 31. Condición Actual Caso 1- Análisis probabilístico-SPT

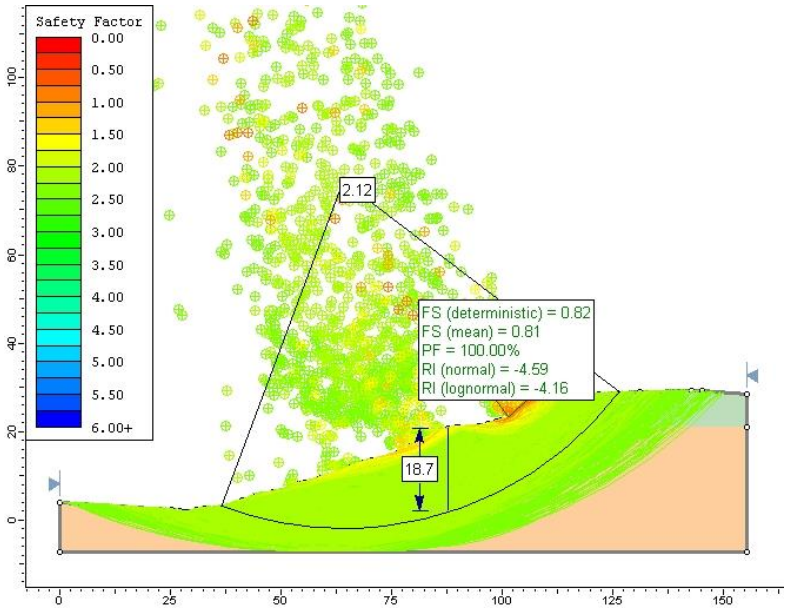


Imagen 32. Condición Actual + Factor Lluvia Caso 1- Análisis probabilístico-SPT

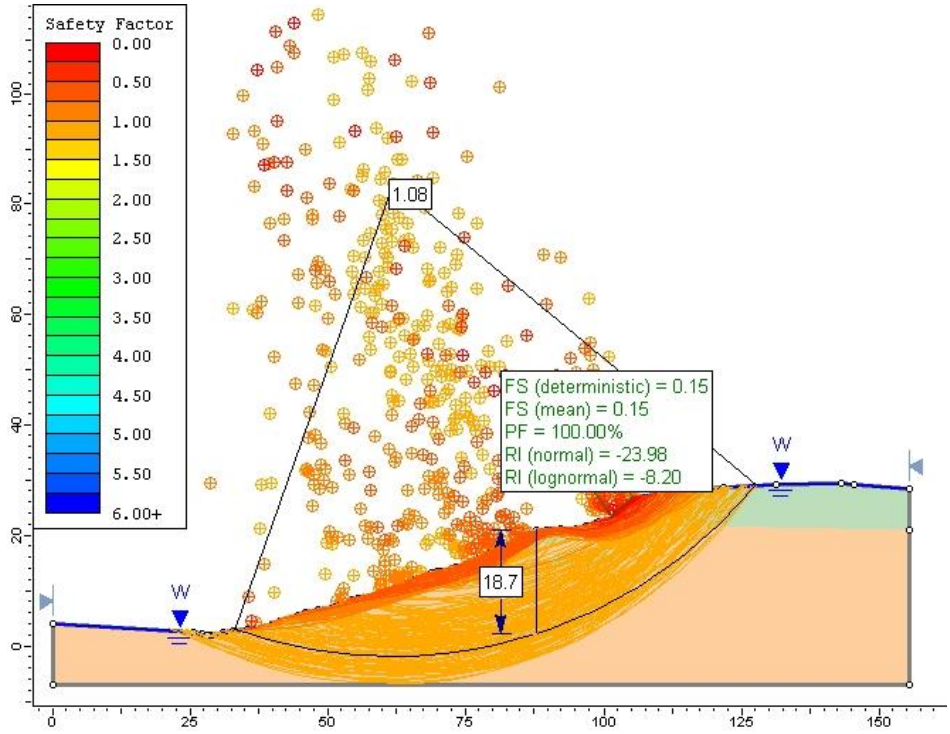


Imagen 33. Condición Actual + Factor Sismo Caso 1- Análisis probabilístico-SPT

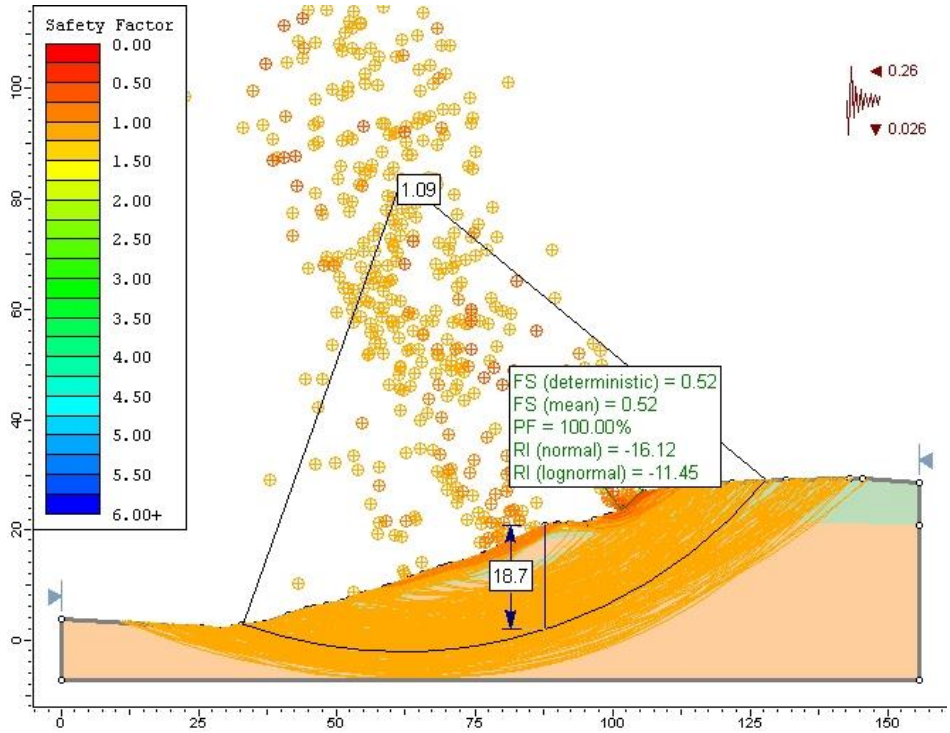


Tabla 75. Factores de seguridad - condiciones actuales Caso 1- Análisis probabilístico-SPT

Condiciones de análisis	Factor de seguridad		Chequeo
	Permitido	Obtenido	
Estático Actual	1.50	0,81	No Cumple
Estático + Factor Lluvia	1.10	0,15	No Cumple
Dinámico	1.05	0,52	No Cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 76. Factores de seguridad Caso 1- Correlaciones SPT

Ecuación	FS Actual	FS Lluvia	FS Sismo
Peck	0.83	0.32	0.53
Seed	0.85	0.34	0.54
Liao-Whitman	0.77	0.09	0.49
Seed idriss	0.80	0.11	0.50
Meyerhof - Ishihara	0.84	0.11	0.54
Schertmann	0.77	0.05	0.49
Skempton	0.81	0.20	0.52
González	0.88	0.17	0.57
Probabilístico	0.81	0.15	0.52

7.1.2 Método probabilístico

El software empleado para esta modelación fue Slide, que permite obtener parámetros a partir de métodos probabilísticos. El proceso desarrollado para su ejecución se observa en las siguientes imágenes:

Imagen 34. Análisis probabilístico - Método Monte Carlo

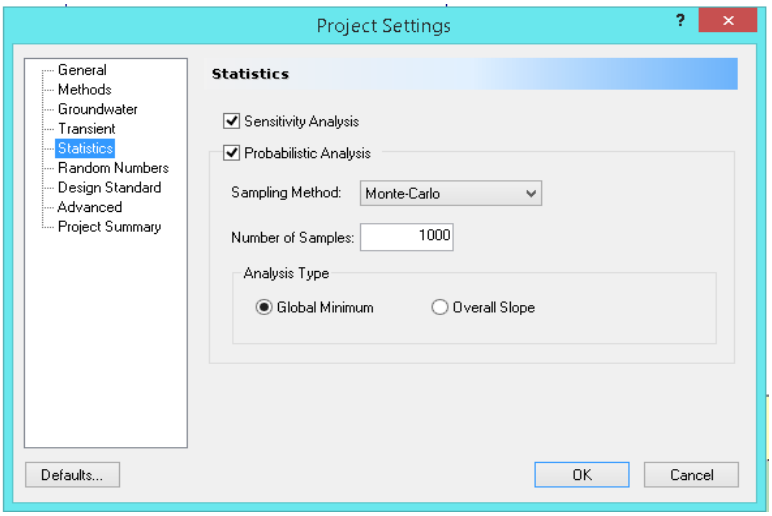


Imagen 35. Introducción de parámetros estadísticos para los materiales o tipos de suelo caso 1

Material Statistics

#	Material Name	Property	Distribution	Mean	Std. Dev.	Rel. Min	Rel. Max
1	Arcilla Rígida	Cohesion	Lognorma	22.41	12.1	12.41	24.59
2	Arcilla Rígida	Phi	Lognorma	21.36	6.75	11.36	8.64
3	Arcilla Rígida	Unit Weight	Lognorma	19.38	1.6	2.28	1.62
4	Arcilla Dura	Cohesion	Lognorma	29.89	20.62	16.69	38.11
5	Arcilla Dura	Phi	Lognorma	24.57	6.78	12.57	7.43
6	Arcilla Dura	Unit Weight	Lognorma	20.52	1.54	2.22	1.48
7	Arcilla Media	Cohesion	Lognorma	15.33	14.38	15.33	20.67
8	Arcilla Media	Phi	Lognorma	18.83	7.54	10.83	8.67
9	Arcilla Media	Unit Weight	Lognorma	17.74	1.89	2.64	2.26

Add... Delete Edit... Correlation... OK Cancel

Imagen 36. Condición Actual Caso 1- Método probabilístico

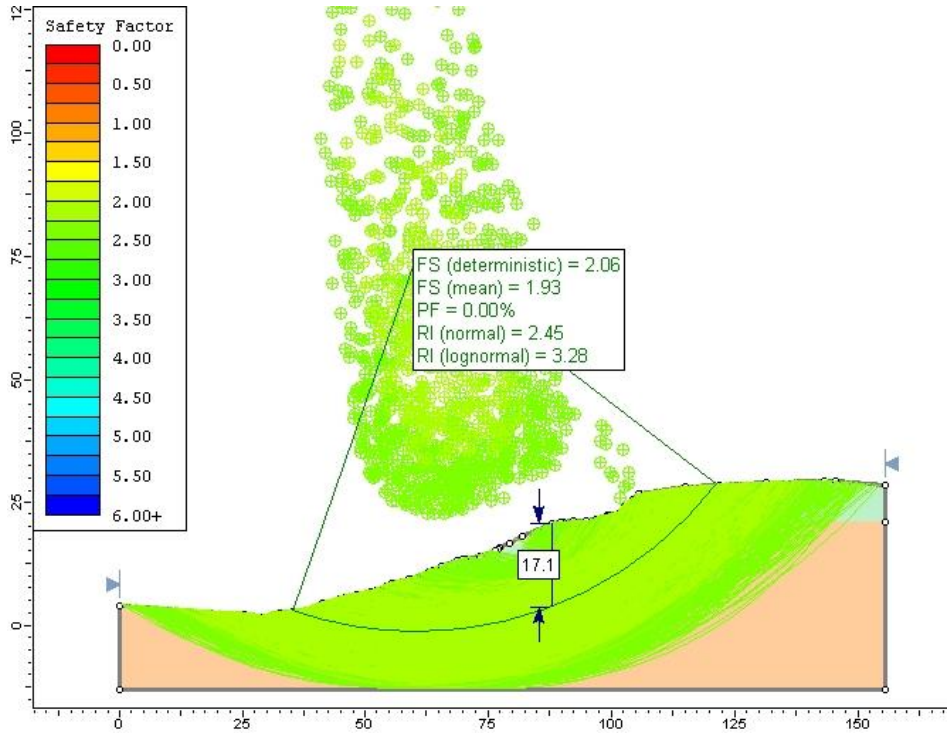


Imagen 37. Condición Actual + Factor Lluvia Caso 1- Método probabilístico

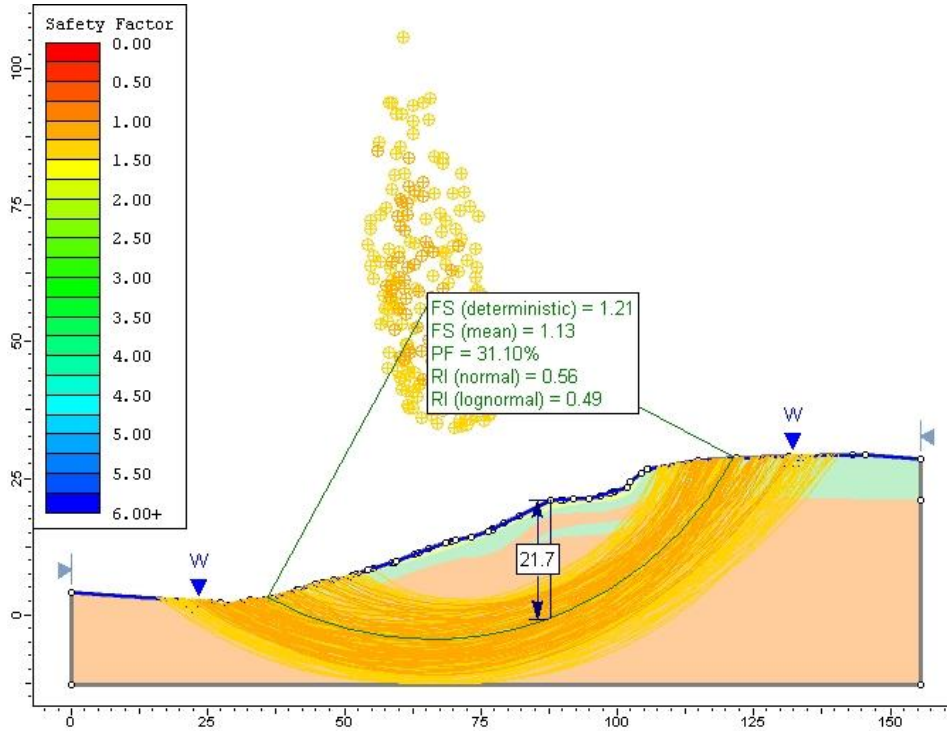


Imagen 38. Condición Actual + Factor Sismo Caso 1- Método probabilístico

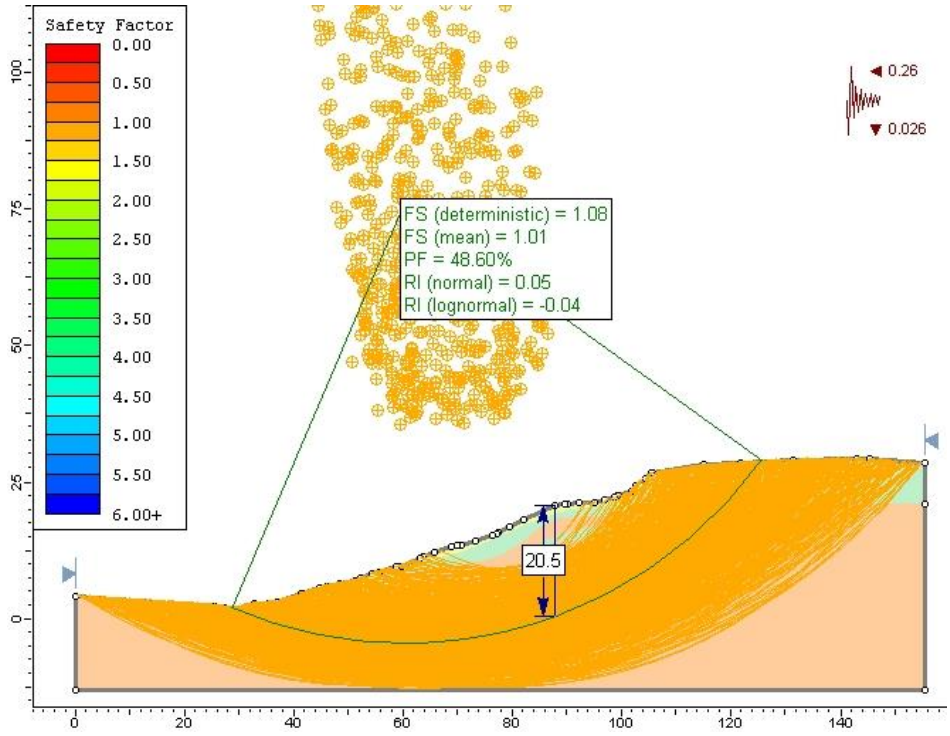


Tabla 77. Factores de seguridad - condiciones actuales Caso 1- Método probabilístico

Condiciones de análisis	Factor de seguridad		Chequeo
	Permitido	Obtenido	
Estático Actual	1.50	1.93	Si Cumple
Estático + Factor Lluvia	1.10	1.13	Si Cumple
Dinámico	1.05	1.01	No Cumple

Fuente: Elaboración propia

7.1.3 Ensayos de laboratorio

Para cada capa de suelo definida en el perfil geotécnico que se muestra en la Imagen 20, se determinaron los parámetros de resistencia a partir de los ensayos de corte directo en suelos descritos en el numeral 6.4.3. A continuación, se presentan los parámetros empleados para la modelación de estabilidad para la cual, en los casos que se contaba con más de un resultado, se empleó el promedio:

Tabla 78. Parámetros empleados en modelo con ensayos de laboratorio

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi
Arcilla Arenosa Media		16.67	Mohr-Coulomb	13	25.65
Arcilla Arenosa Rígida		17.9	Mohr-Coulomb	31.5	33.125
Arcilla Arenosa Dura		18.89	Mohr-Coulomb	45	11.67

Imagen 39. Condición Actual Caso 1- Ensayos Corte Directo

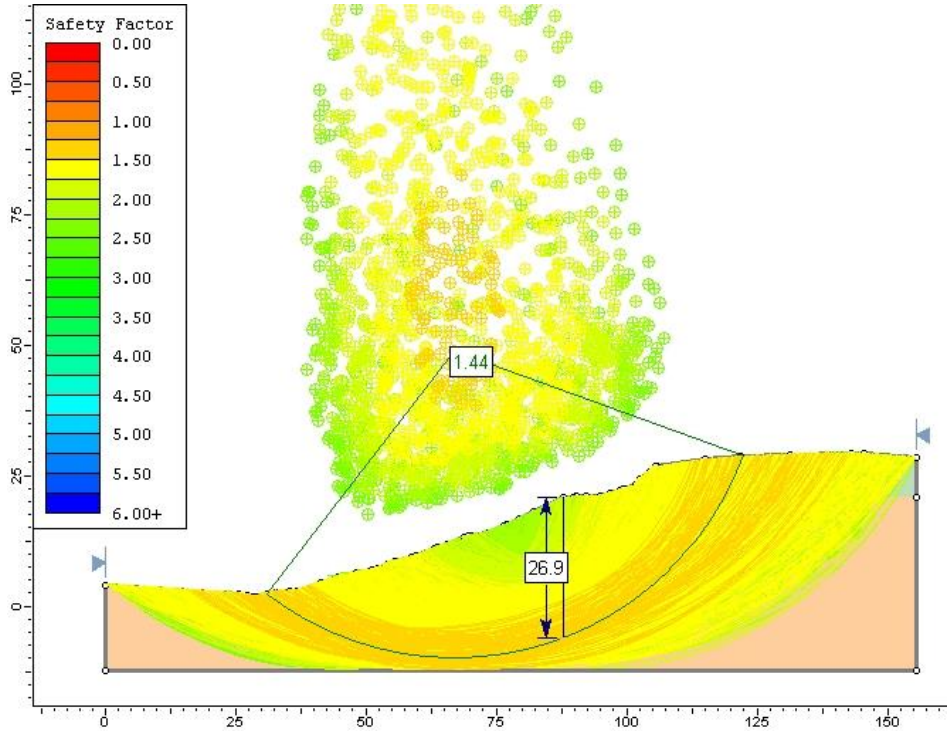


Imagen 40. Condición Actual + Factor Lluvia Caso 1- Ensayos Corte Directo

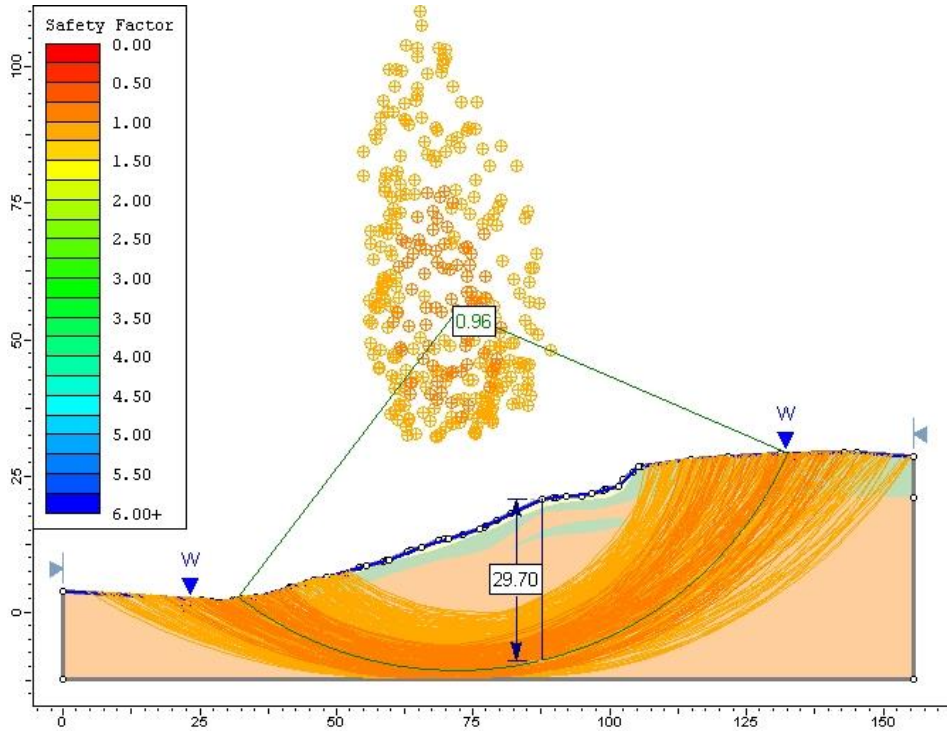


Imagen 41. Condición Actual + Factor Sismo Caso 1- Ensayos Corte Directo

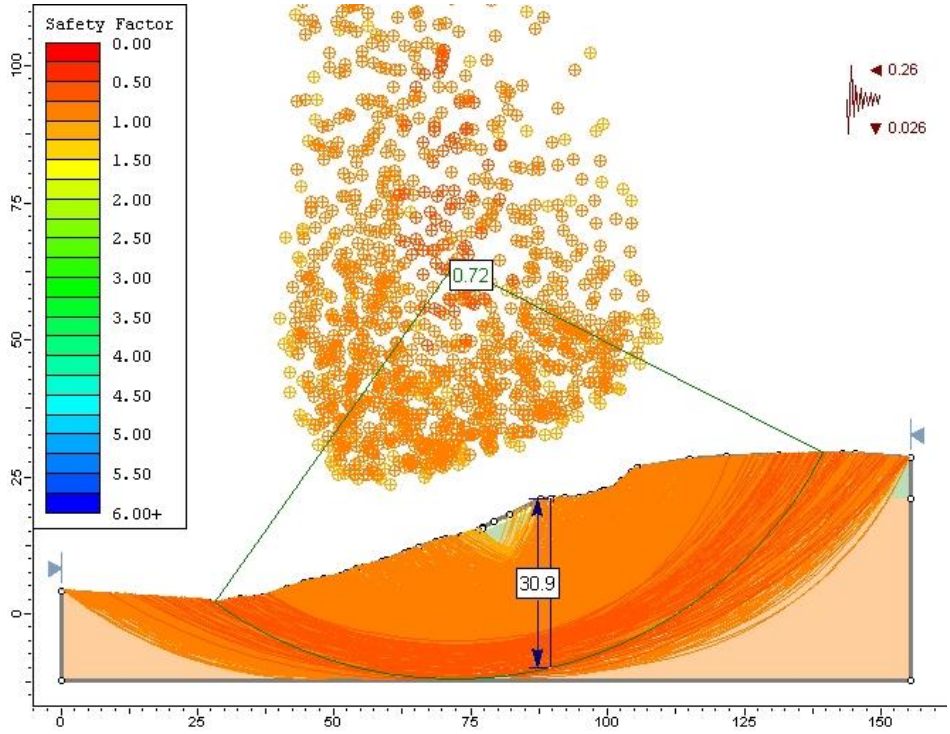


Tabla 79. Factores de seguridad - condiciones actuales Caso 1- Ensayos Corte Directo

Condiciones de análisis	Factor de seguridad		Chequeo
	Permitido	Obtenido	
Estático Actual	1.50	1.44	No Cumple
Estático + Factor Lluvia	1.10	0.96	No Cumple
Dinámico	1.05	0.72	No Cumple

Fuente: Elaboración propia

Como se mencionó en el numeral 6.4.3. los resultados de los ensayos de laboratorio de corte directo no arrojaron datos coherentes con los parámetros de resistencia para suelos estudiados por distintos profesionales y registrados en la bibliografía consultada. Sin embargo, se modeló el talud para conocer el posible comportamiento bajo estos parámetros y lo que se pudo observar es que el material que presenta la falla se encuentra en la parte inferior del perfil, cuando esta capa de suelo es la que presenta mejores características mecánicas. Por tal razón no es posible realizar una

comparación no corresponde a lo visto en campo y a que la credibilidad en los valores y ejecución de los ensayos es baja.

Con el fin de complementar el estudio, se realizará un ajuste en los resultados de este método empleando parámetros teóricos en la capa inferior de arcilla arenosa dura para conocer los posibles resultados y generar un análisis de los mismos, aun así este método no podrá ser parte del análisis comparativo entre alternativas ya que estaría empleando diferentes fuentes de datos y esto no está direccionado al cumplimiento de los objetivos del presente proyecto.

Los parámetros a utilizar en la capa inferior fueron tomados de los valores medios del método estadístico y para los ensayos de laboratorio se emplearon, únicamente, los cortes directos CD.

Tabla 80. Parámetros empleados en modelo con ensayos de laboratorio y teóricos

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi
Arcilla Arenosa Media		16.67	Mohr-Coulomb	13	25.65
Arcilla Arenosa Rígida		17.9	Mohr-Coulomb	9	37.6
Arcilla Arenosa Dura		18.89	Mohr-Coulomb	29.89	24.57

Imagen 42. Condición Actual Caso 1- Ensayos CD+ Teoría

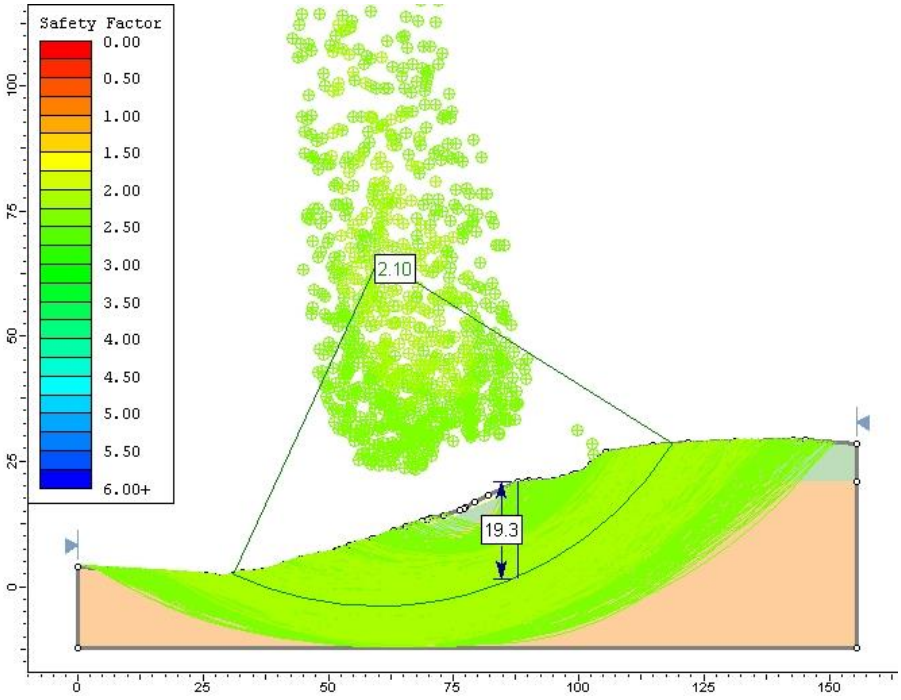


Imagen 43. Condición Actual + Factor Lluvia Caso 1- Ensayos CD + Teoría

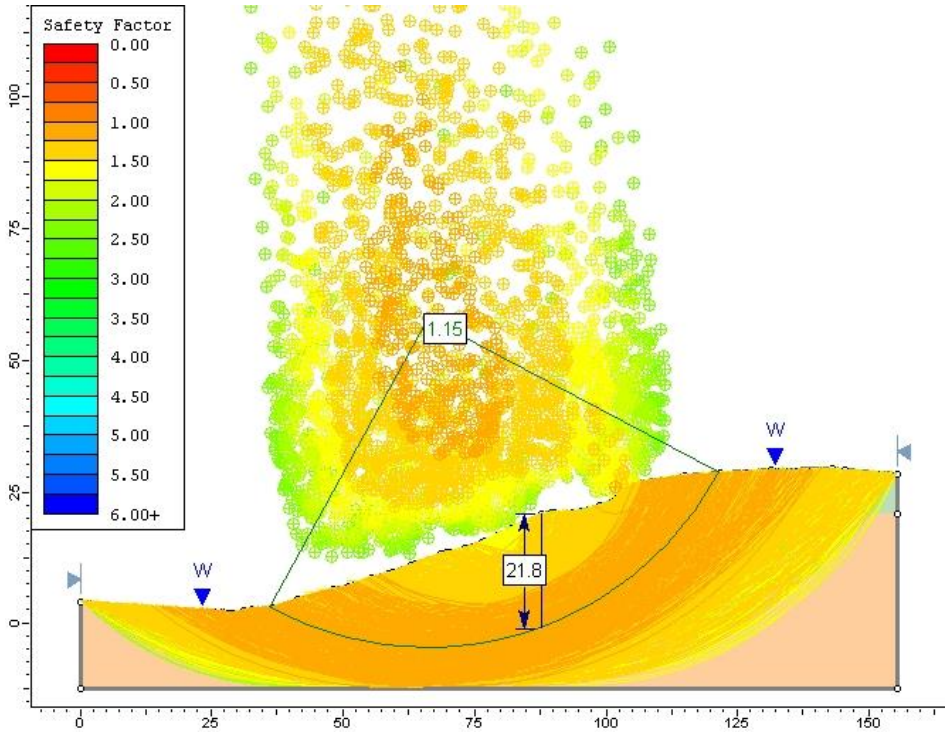


Imagen 44. Condición Actual + Factor Sismo Caso 1- Ensayos CD + Teoría

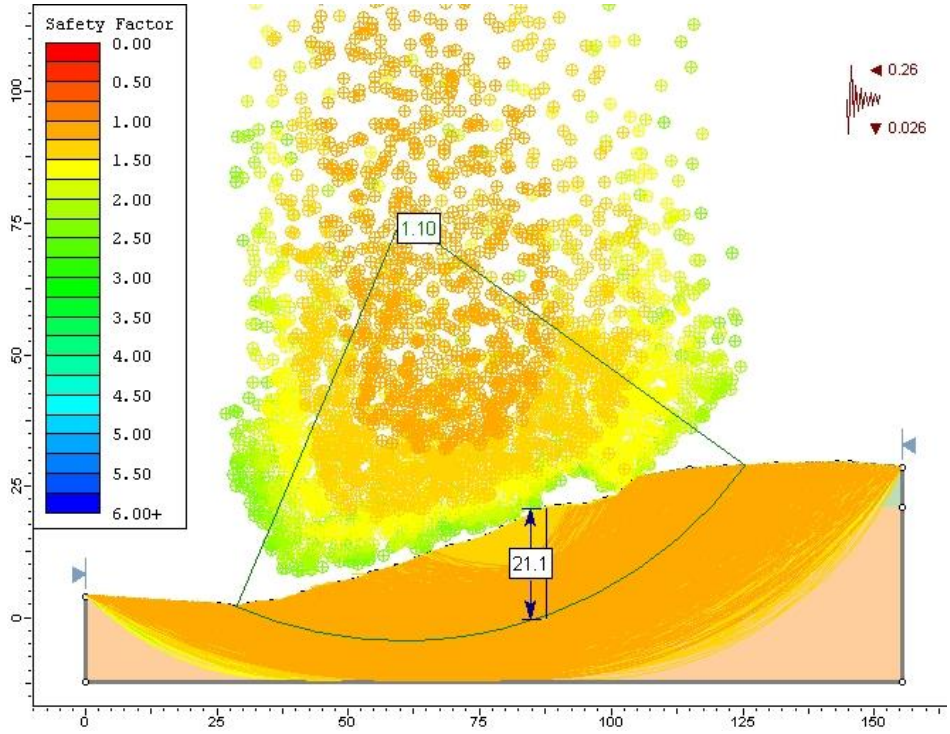


Tabla 81. Factores de seguridad - condiciones actuales Caso 1- Ensayos Corte Directo

Condiciones de análisis	Factor de seguridad		Chequeo
	Permitido	Obtenido	
Estático Actual	1.50	2.10	Si Cumple
Estático + Factor Lluvia	1.10	1.15	Si Cumple
Dinámico	1.05	1.10	Si Cumple

Fuente: Elaboración propia

7.1.4 Retrocálculo

Con el objetivo de estimar un valor promedio de cohesión para el material que puede movilizarse a lo largo de la superficie de falla identificada en campo y fotografías (ver numeral 6.1), se emplearon los parámetros correspondientes a ángulo de fricción indicados en el numeral 6.4.4. Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en las modelaciones anteriores se optó por hacer retrocálculo para dos condiciones y ver su variación en parámetros y resultados:

Tabla 82. Valores base para método de retrocálculo – caso 1

Capa de suelo	Datos empleados en modelaciones	
	Condición 1	**Condición 2**
Arcilla arenosa media	Retrocálculo	Retrocálculo
Arcilla arenosa rígida	Valores promedio de correlaciones SPT	Valores promedio de método teórico
Arcilla arenosa dura	Valores promedio de correlaciones SPT	Valores promedio de método teórico

Según la descripción realizada para el caso 1 y las fotografías del deslizamiento en campo, se tiene una falla de, aproximadamente, 4.0 metros de profundidad, por lo que la capa de suelo a la que se puede aplicar el retrocálculo es la superficial (arcilla arenosa media).

El primer escenario evaluado fue en condición actual ya que es el único escenario del que se tiene alguna certeza y se podría afirmar que en ese estado el FS del talud es igual a 1.0. Los resultados se muestran a continuación:

Tabla 83. Parámetros empleados en modelo con retrocálculo (Correlaciones SPT) – Caso 1

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi
Arcilla Arenosa Media		16.67	Mohr-Coulomb	2.85	17
Arcilla Arenosa Rígida		17.9	Mohr-Coulomb	0	35.86
Arcilla Arenosa Dura		18.89	Mohr-Coulomb	17.9	27.26

Imagen 45. Condición Actual Caso 1- Retrocálculo (Correlaciones SPT)

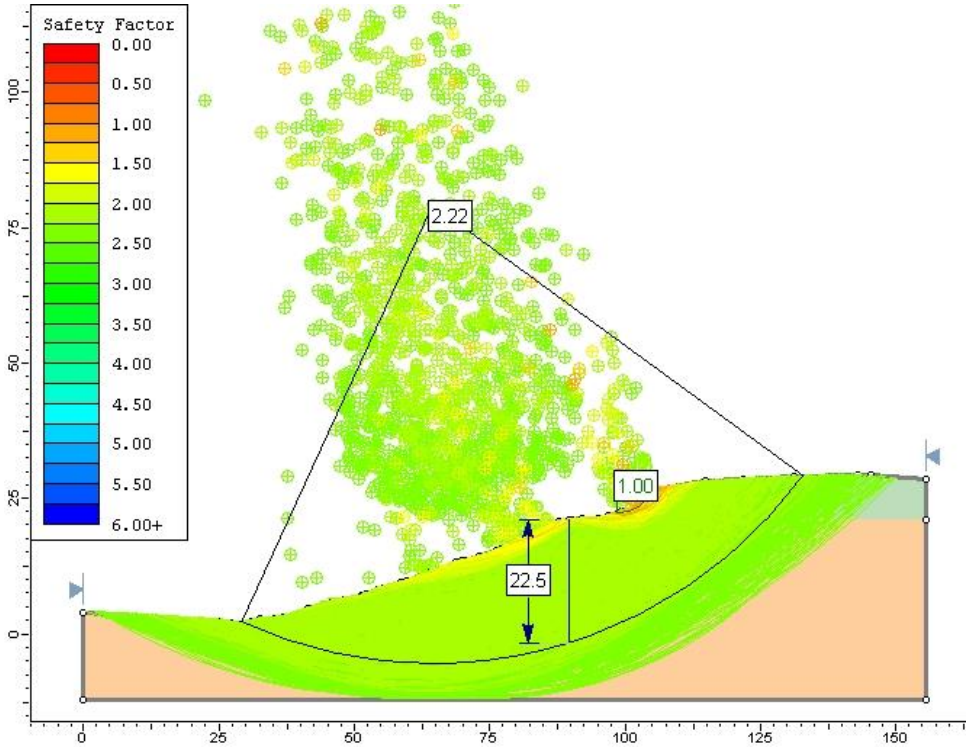


Imagen 46. Condición Actual + Factor Lluvia Caso 1- Retrocálculo (Correlaciones SPT)

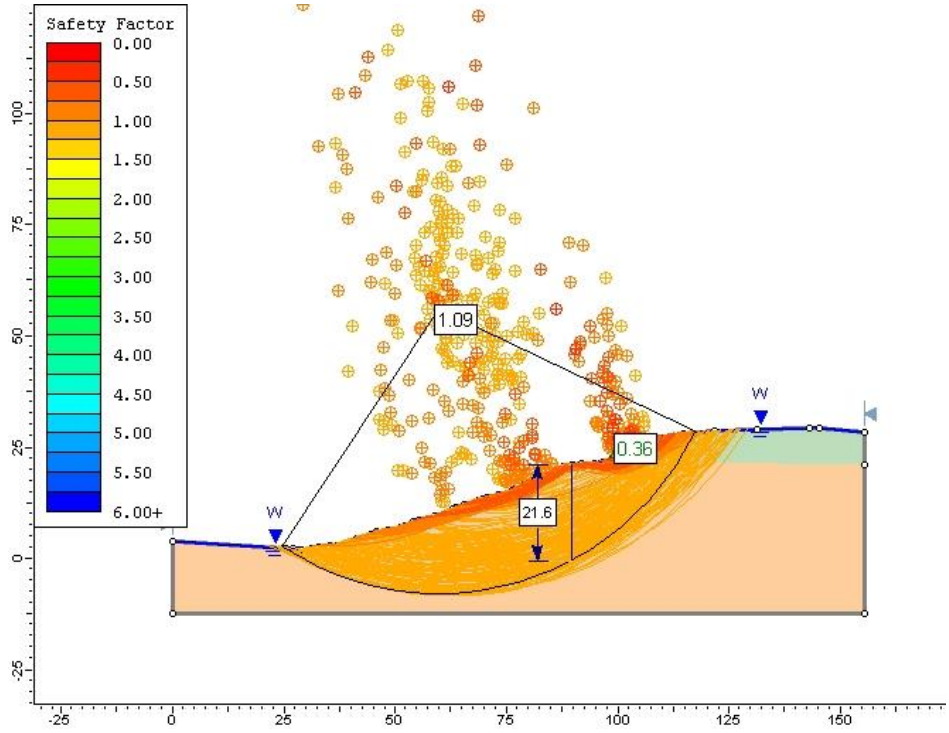
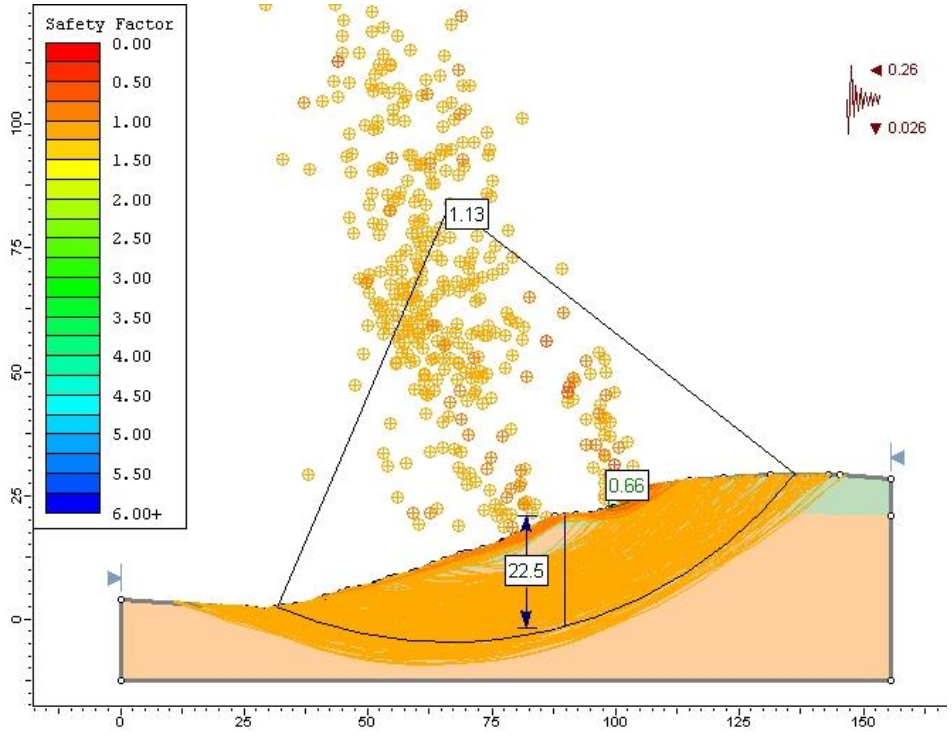


Imagen 47. Condición Actual + Factor Sismo Caso 1- Retrocálculo (Correlaciones SPT)



La segunda modelación de retrocálculo con base en los parámetros promedio de los datos teóricos seleccionados a lo largo del ítem 6.4.2:

Tabla 84. Parámetros empleados en modelo con retrocálculo (Probabilístico)

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi
Arcilla Arenosa Media		17.74	Mohr-Coulomb	2.7	17
Arcilla Arenosa Rígida		19.38	Mohr-Coulomb	22.41	21.36
Arcilla Arenosa Dura		20.52	Mohr-Coulomb	29.89	24.57

Imagen 48. Condición Actual Caso 1- Retrocálculo (Probabilístico)

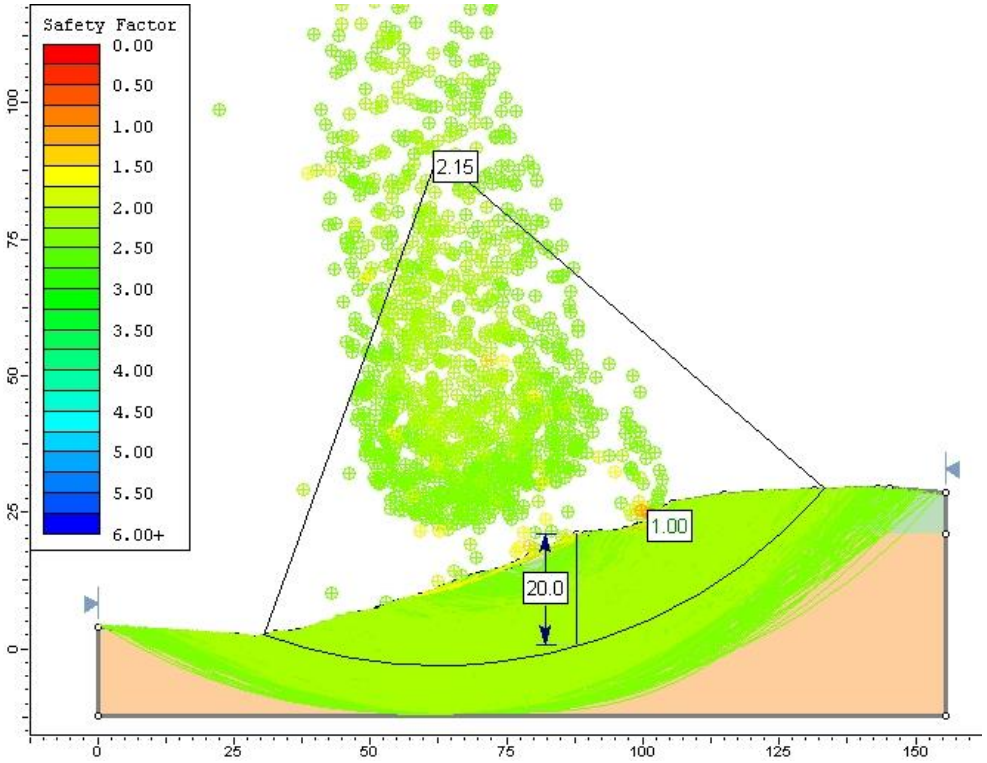


Imagen 49. Condición Actual + Factor Lluvia Caso 1- Retrocálculo (Probabilístico)

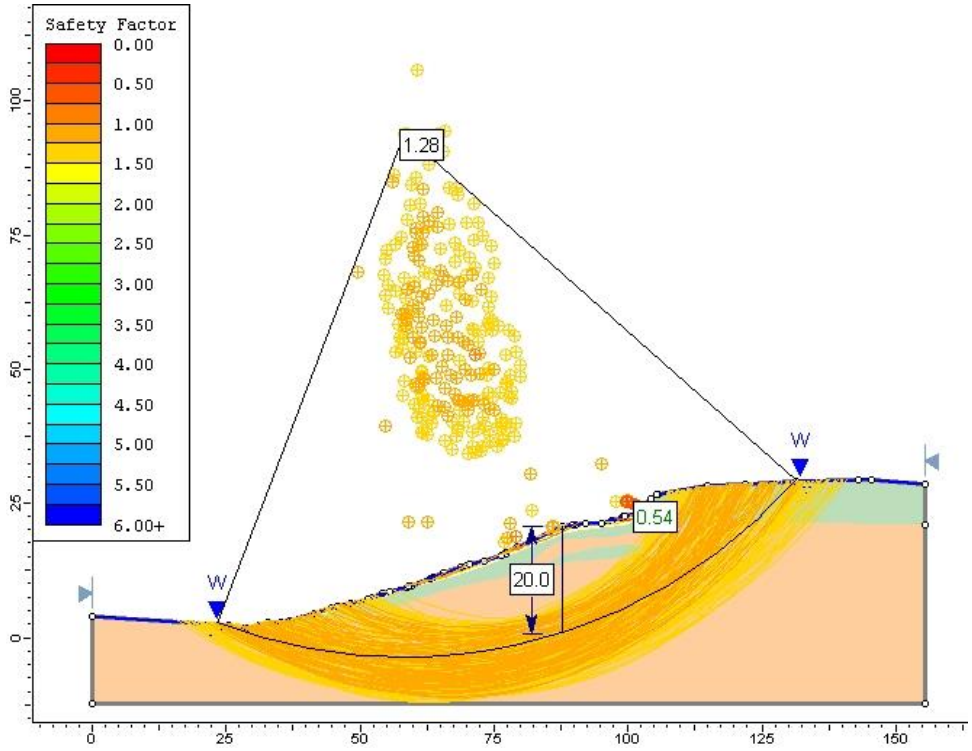


Imagen 50. Condición Actual + Factor Sismo Caso 1- Retrocálculo (Probabilístico)

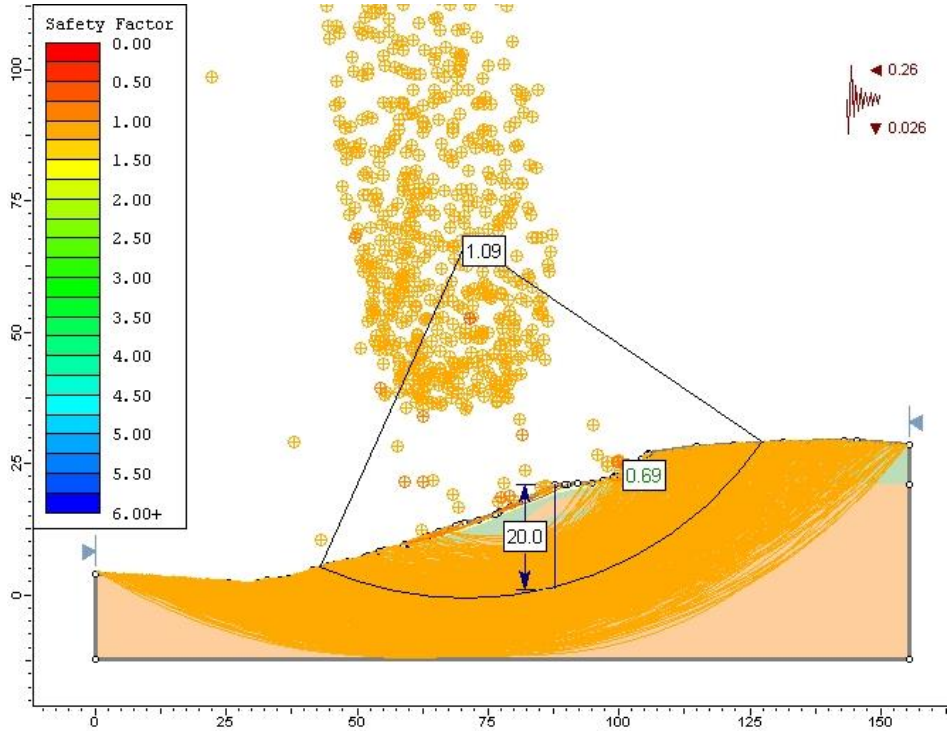


Tabla 85. Factores de seguridad - condiciones actuales Caso 1- Retrocálculo

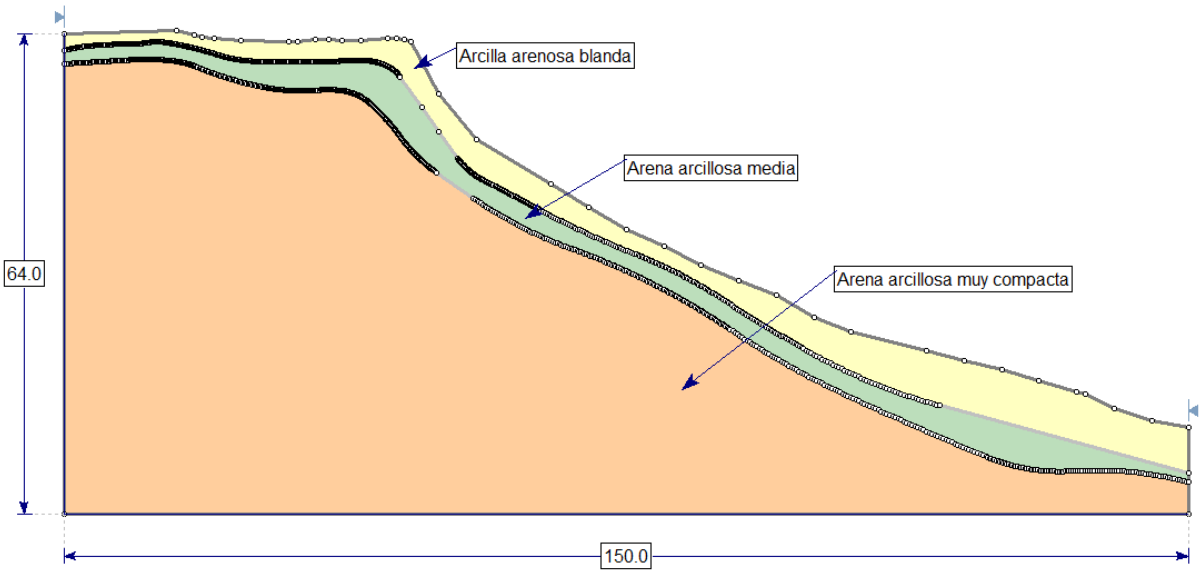
Condiciones de análisis	Factor de seguridad			
	Permitido	Obtenido Condición 1	Obtenido Condición 2	Chequeo
Estático Actual	1.50	1.00	1.00	No Cumple
Estático + Factor Lluvia	1.10	0.36	0.54	No Cumple
Dinámico	1.05	0.66	0.69	No Cumple

Fuente: Elaboración propia

7.2 Caso 2

Para el caso N. 2 se desarrollan cada una de las metodologías planteadas en el numeral 6.4. en base a la geometría del talud presentado a continuación:

Tabla 86. Geometría talud- Caso 2



Fuente: Elaboración propia

7.2.1 Correlaciones – SPT

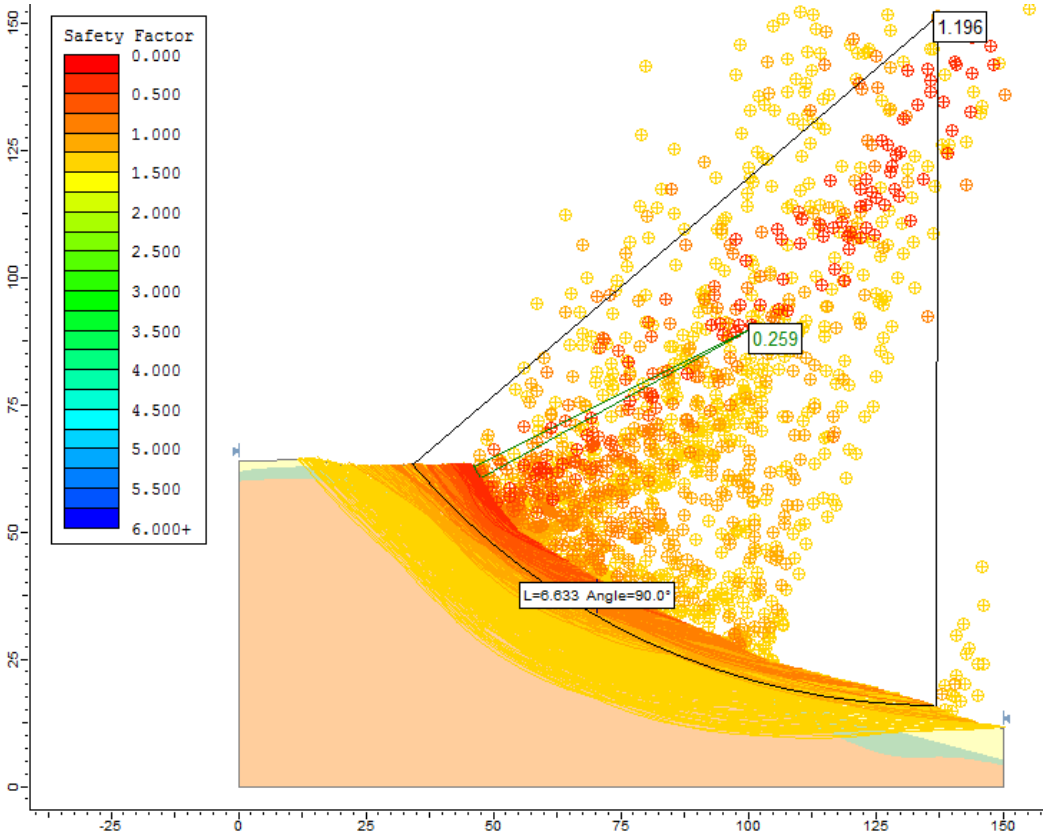
Al igual que el Caso 1 se presentan las correlaciones SPT en el ANEXO G, presentando a continuación el caso el modelo formulado a partir de la ecuación de Peck.

Para determinar los factores de seguridad del talud con los parámetros obtenidos con la ecuación de CN de Peck y la correlación SPT, se tiene lo siguiente:

Tabla 87. Parámetros empleados en modelo con Ec. Peck

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Water Surface
Arcilla arenosa blanda		18.32	Mohr-Coulomb	0	26.17	None
Arena arcillosa media		19.63	Mohr-Coulomb	0	29.47	None
Arena arcillosa muy compacta		20.74	Mohr-Coulomb	23	30.83	None

Imagen 51. Condición Actual Caso 2 - Ec. Peck



A partir de los resultados de correlaciones SPT se desarrolló una modelación adicional a partir de la aplicación de análisis estadísticos teniendo como base de las 8 modelaciones SPT, esto siguiendo el procedimiento descrito en el numeral 7.1.2. Los resultados se muestran a continuación:

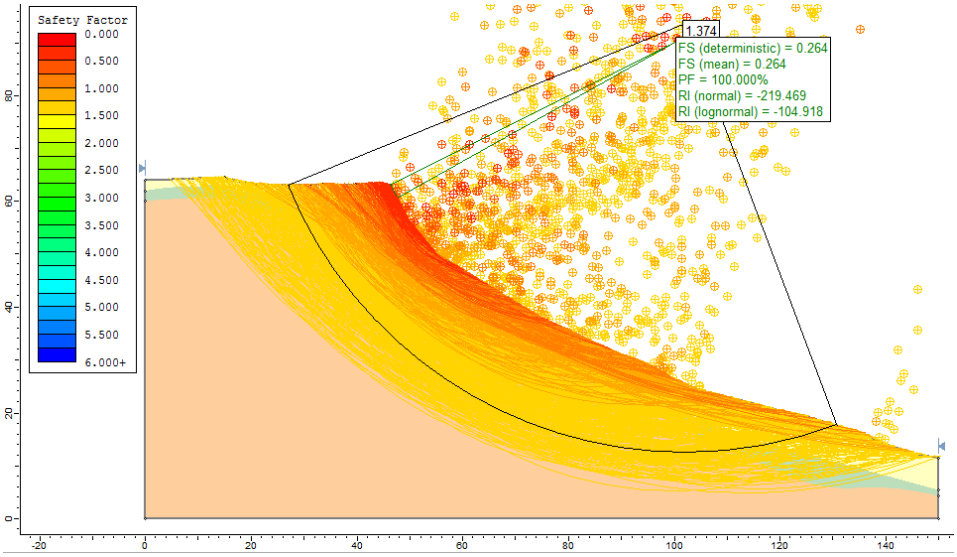
Tabla 88. Valores estadísticos ensayo SPT – Caso 2

#	Material Name	Property	Distribution	Mean	Std. Dev.	Rel. Min	Rel. Max
1	Arcilla Arenosa Blanda	Cohesion	Lognorma	0	0	0	0
2	Arcilla Arenosa Blanda	Phi	Lognorma	26.62	0.3	26.17	27.1
3	Arcilla Arenosa Blanda	Unit Weight	Lognorma	18.32	0	0	0
4	Arena Arcillosa Media	Cohesion	Lognorma	0	0	0	0
5	Arena Arcillosa Media	Phi	Lognorma	29.87	0.3	29.47	30.5
6	Arena Arcillosa Media	Unit Weight	Lognorma	19.63	0	0	0
7	Arena Arcillosa Muy Copact	Cohesion	Lognorma	29.61	6	8.7	10.7
8	Arena Arcillosa Muy Copact	Phi	Lognorma	28.01	2.2	3.97	2.83
9	Arena Arcillosa Muy Copact	Unit Weight	Lognorma	20.74	0	0	0

Tabla 89. Parámetros empleados en modelo probabilístico con correlación SPT.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Water Surface	Ru
Arcilla Arenosa Blanda		18.32	Mohr-Coulomb	0	26.62	None	0
Arena Arcillosa Media		19.63	Mohr-Coulomb	0	29.87	None	0
Arena Arcillosa Muy Copacta		20.74	Mohr-Coulomb	29.61	28.01	None	0

Imagen 52. Condición Actual Caso 2 – Modelo probabilístico con correlación SPT



En la siguiente tabla se conmutan los valores FS obtenidos por correlaciones SPT:

Tabla 90. Factores de seguridad - condiciones actuales Caso 2 - Análisis probabilístico-SPT

Ecuación	Factor de seguridad		
	Obtenido	Permitido	Chequeo
Peck	1,196	1,5	No cumple
Seed	1,296	1,5	No cumple
Liao-Whitman	1,411	1,5	No cumple
Seed idriss	1,289	1,5	No cumple
Meyerhof - Ishihara	1,416	1,5	No cumple
Schertmann	1,368	1,5	No cumple
Skempton	1,374	1,5	No cumple
González	1,338	1,5	No cumple
Probabilístico	1.374	1,5	No cumple

Fuente: Elaboración propia

7.2.2 Método probabilístico

Al igual que en el caso 1, en el programa Slide se realizó una modelación de tipo probabilística, junto con los datos obtenidos en la Tabla 63:

Imagen 53. Introducción de parámetros estadísticos para los materiales o tipos de suelo caso 2

#	Material Name	Property	Distribution	Mean	Std. Dev.	Rel. Min	Rel. Max
1	Arcilla Arenosa Blanda	Cohesion	Lognorma	21.7	12.5	11.7	19.3
2	Arcilla Arenosa Blanda	Phi	Lognorma	18.75	4.8	6.75	8.25
3	Arcilla Arenosa Blanda	Unit Weight	Lognorma	19.3	20	2.3	1.7
4	Arena Arcillosa Media	Cohesion	Lognorma	2.39	4.4	2.39	8.81
5	Arena Arcillosa Media	Phi	Lognorma	29.13	2.6	4.88	1.88
6	Arena Arcillosa Media	Unit Weight	Lognorma	18.07	3.3	2.58	3.67
7	Arena Arcillosa Muy Compact	Cohesion	Lognorma	8.78	7	8.78	11.72
8	Arena Arcillosa Muy Compact	Phi	Lognorma	33.08	1.5	2.08	1.92
9	Arena Arcillosa Muy Compact	Unit Weight	Lognorma	19.5	3	3	2

Tabla 91. Parámetros empleados en modelo probabilístico caso 2.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Water Surface
Arcilla Arenosa Blanda		19.3	Mohr-Coulomb	21.7	18.75	None
Arena Arcillosa Media		18.07	Mohr-Coulomb	2.39	29.13	None
Arena Arcillosa Muy Compacta		19.5	Mohr-Coulomb	8.78	33.08	None

Imagen 54. Modelación falla general presentada en el talud actualmente caso 2

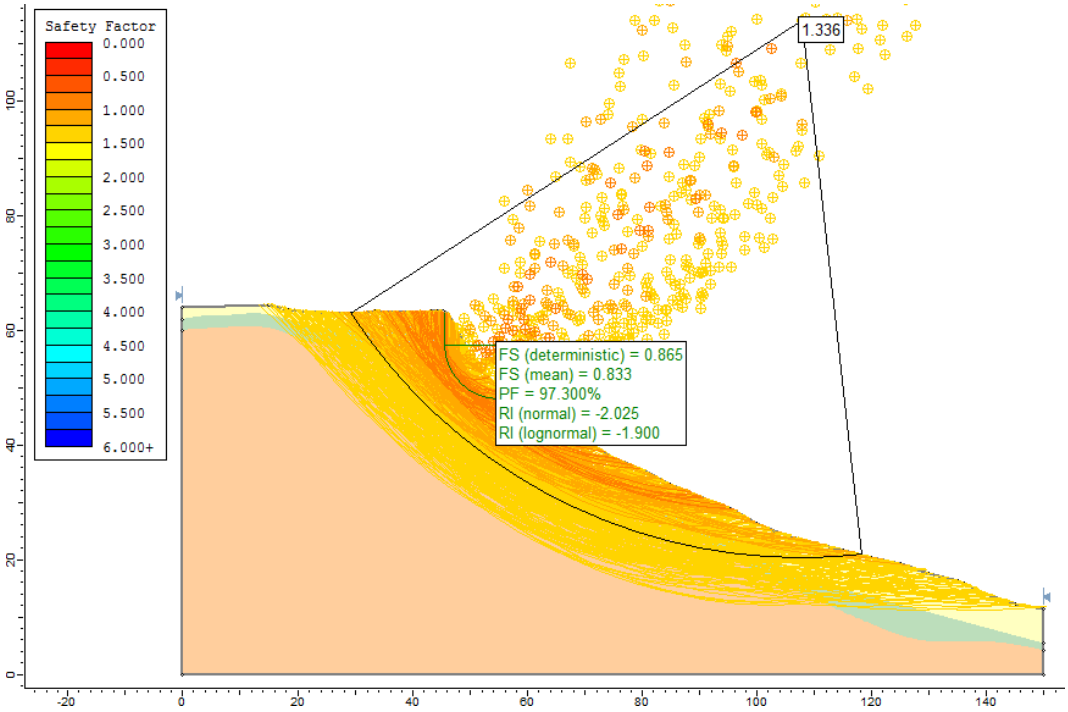


Tabla 92. Factores de seguridad - condiciones actuales Caso 2- Método probabilístico

Condiciones de análisis	Factor de seguridad		Chequeo
	Permitido	Obtenido	
Estático Actual	1.50	1.336	No Cumple

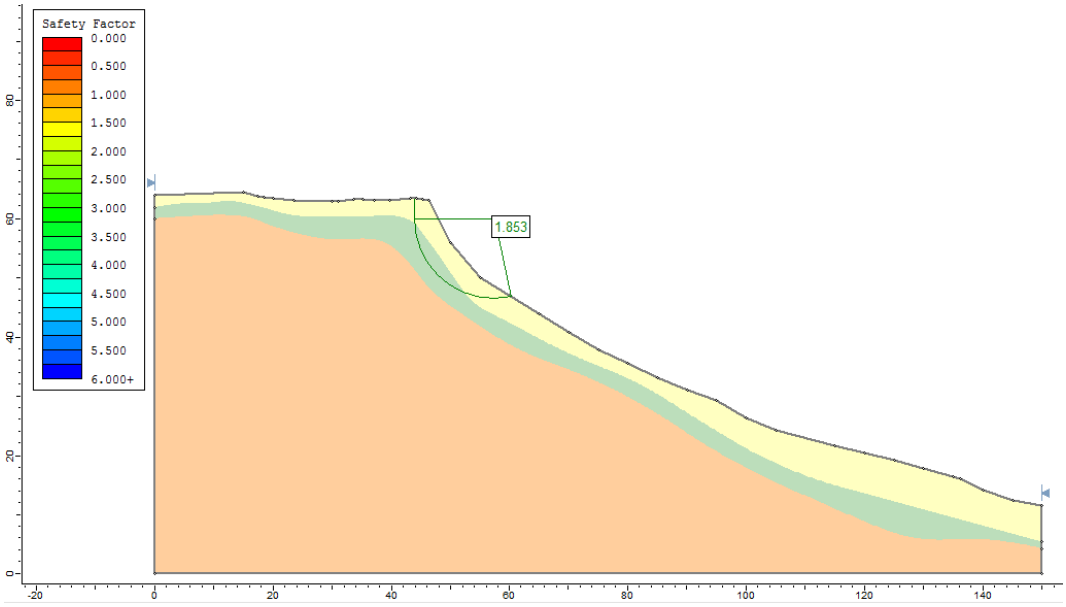
7.2.3 Ensayos de laboratorio

Con los parámetros obtenidos en los ensayos de corte directo junto con el perfil geotécnico presentado en la Imagen 21. Perfil geotécnico para el caso 2 se tiene la siguiente modelación:

Tabla 93. Parámetros empleados en metodología por ensayo de corte directo caso 2

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Water Surface
Arcilla Arenosa Blanda		18.32	Mohr-Coulomb	32.36	39.88	None
Arena Arcillosa Media		19.63	Mohr-Coulomb	25.5	44.4	None
Arena Arcillosa Muy Copacta		20.74	Mohr-Coulomb	34.36	59.9	None

Imagen 55. Modelación condición actual caso 2 – Ensayo de corte directo.

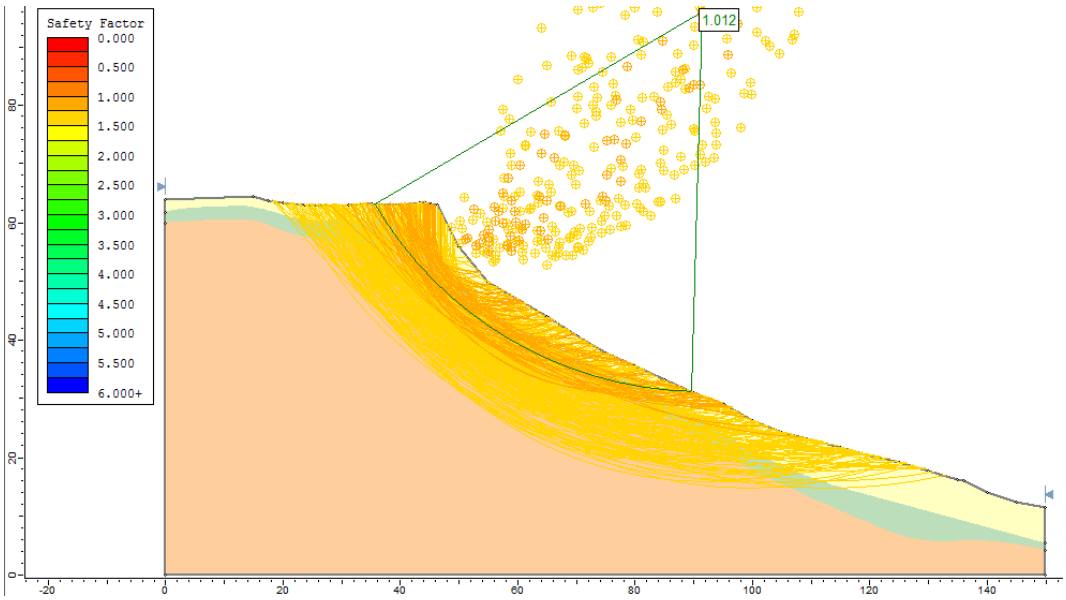


Como se planteó en la premisa expuesta en el numeral 6.4.3, los valores de los parámetros de resistencia de las capas que conforman el talud estaban fuera del rango esperado, de acuerdo a los valores teóricos en función de las características del suelo, por lo que, un valor de FS=1,853 corrobora que la estabilidad del talud es sobrestimada, tomando en cuenta, que los dos métodos desarrollados hasta el momento, en especial el método estadístico, han dado como resultado la falla del talud con las condiciones actuales. Así las cosas y con el fin de emplear los valores de cohesión y ángulo de fricción obtenidos por corte directo para la capa superficial, se considerará para las capas de arena arcillosa media y arena arcillosa muy compacta los valores teóricos promedio, resaltando a su vez, que dicho procedimiento representa que este método no sea válido para realizar un análisis de los resultados de obras de estabilidad por cada uno de los métodos, pues ha sido modificado. Así las cosas, se tiene:

Tabla 94. Parámetros modificados en metodología por ensayo de corte directo caso 2

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Water Surface
Arcilla Arenosa Blanda		18.32	Mohr-Coulomb	32.36	39.88	None
Arena Arcillosa Media		19.63	Mohr-Coulomb	2.39	29.13	None
Arena Arcillosa Muy Copacta		20.74	Mohr-Coulomb	8.78	33.08	None

Imagen 56. Modelación condición actual caso 2 – Ensayo de corte directo modificado.



7.2.4 Retrocálculo

Como se expuso en el numeral 6.4.4, para el caso 2 se tiene que la capa superficial corresponde a una arcilla arenosa blanda, razón por la cual, para determinar que parámetros producen un FS=1 se toman como valores fijos la cohesión y ángulo de fricción correspondientes a las capas de arena arcillosa media y arena arcillosa muy compacta y, establecido un rango de valor del ángulo de fricción de la capa superficial nos deja como valor variable la cohesión de la arcilla arenosa blanda. Dicho esto, y tomando en cuenta que se realizarán dos modelaciones, una a partir de los datos teóricos expuestos en el numeral 6.4.2, y la otra a partir de los datos promedio obtenidos en el método de correlaciones del ensayo SPT, ambos presentados en la Tabla 66. Valores base método de retrocálculo con correlación SPT – caso 2 y Tabla 67. Valores base método de retrocálculo con parámetros teóricos– caso 2. A partir de lo expuesto, y luego de varias iteraciones, se tienen los siguientes valores de cohesión y ángulo de fricción que cumplen con la condición de FS=1, como se observa a continuación:

Tabla 95. Valores base para método de retrocálculo – caso 2

Capa de suelo	Datos empleados en modelaciones	
	Condición 1	Condición 2
Arcilla arenosa blanda	Retrocálculo	Retrocálculo
Arena arcillosa media	Valores promedio de correlaciones SPT	Valores promedio de método teórico
Arena arcilla muy compacta	Valores promedio de correlaciones SPT	Valores promedio de método teórico

Fuente: Elaboración propia

Tabla 96. Parámetros empleados en modelo con retrocálculo (Correlaciones SPT) – Caso 2

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Water Surface
Arcilla arenosa blanda		18.32	Mohr-Coulomb	45	17	None
Arena arcillosa media		19.63	Mohr-Coulomb	0	29.87	None
Arena arcillosa muy compacta		20.74	Mohr-Coulomb	29.61	28.01	None

Tabla 97. Parámetros empleados en modelo con retrocálculo (Probabilístico) - Caso 2

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Water Surface
Arcilla arenosa blanda		20.5	Mohr-Coulomb	43.5	17	None
Arena arcillosa media		18.1	Mohr-Coulomb	2.4	29.13	None
Arena arcillosa muy compacta		19.5	Mohr-Coulomb	8.78	33.08	None

Imagen 57. Condición Actual Caso 2- Retrocálculo (Correlaciones SPT)- Caso 1

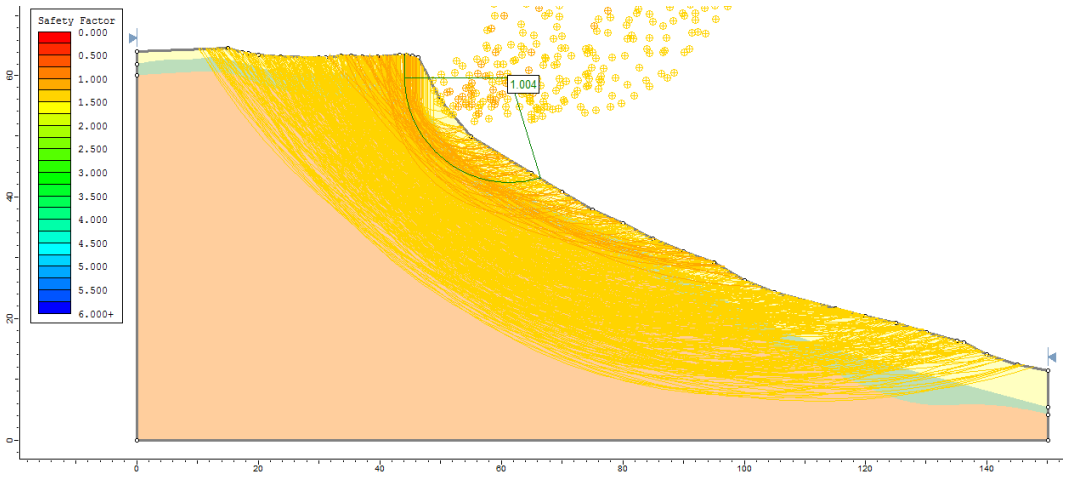
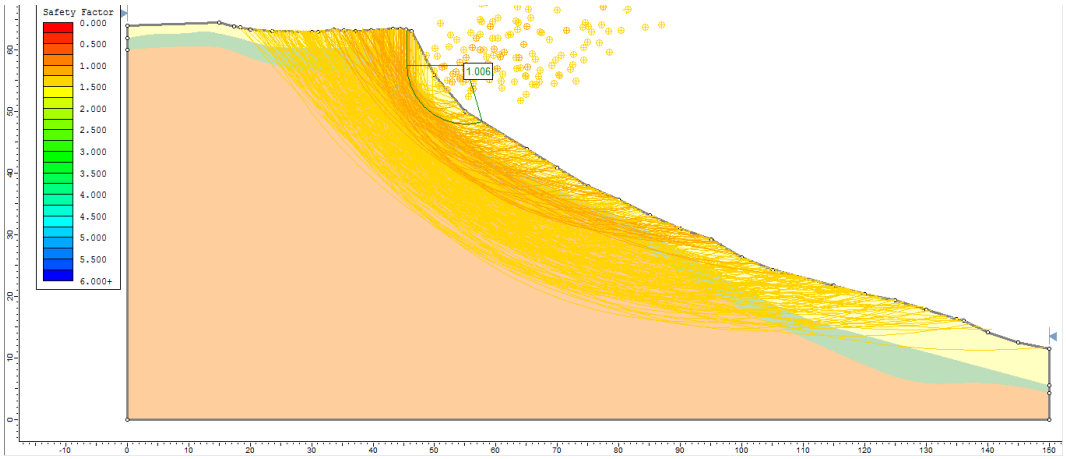


Imagen 58. Condición Actual Caso 2- Retrocálculo (Probabilístico) - Caso 1



Los resultados obtenidos son:

Tabla 98. Factores de seguridad - condiciones actuales Caso 2 - Retrocálculo

Condiciones de análisis	Factor de seguridad			
	Permitido	Obtenido Condición 1	Obtenido Condición 2	Chequeo
Estático Actual	1.50	1.00	1.00	No Cumple

Fuente: Elaboración propia

8. Resultados parámetros de resistencia y FS condición Actual

8.1 Caso 1

Para la determinación de parámetros de resistencia se emplearon cuatro (4) métodos, de los cuales se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 99. Resultados parámetros de resistencia completos caso 1

Método	Autor	Arcilla arenosa Rigidez media		Arcilla arenosa Rígida		Arcilla arenosa Muy rígida a Dura	
		C' (kPa)	ϕ eq	C' (kPa)	ϕ eq	C' (kPa)	ϕ eq
Correlaciones SPT	Peck	0,72	27,70	0,00	34,60	13,22	29,22
	Seed	0,68	28,87	0,00	35,82	22,96	25,26
	Liao-Whitman	0,37	29,96	0,00	36,32	14,62	28,43
	Seed idriss	0,44	29,72	0,00	36,20	16,89	27,93
	Meyerhof – Ishihara	0,64	29,01	0,00	36,08	19,03	26,51
	Schmertmann	0,37	29,96	0,00	37,32	21,10	26,16
	Skempton	0,61	28,37	0,00	35,35	17,68	27,17
	González	0,86	27,94	0,00	35,21	17,70	27,41
	Valores promedio (Probabilístico)	0,58	28,94	0,00	35,86	17,90	27,26
Probabilístico teórico		15,33	18,83	22,41	21,36	29,89	24,57
Ensayos Laboratorio		13,00	25,65	45,00	11,67	45,00	11,67
Retrocálculo	Caso 1 (SPT)	2,85	17,00	0,00	35,86	17,90	27,26
	Caso 2 (Probabilístico)	2,70	17,00	22,41	21,36	29,89	24,57

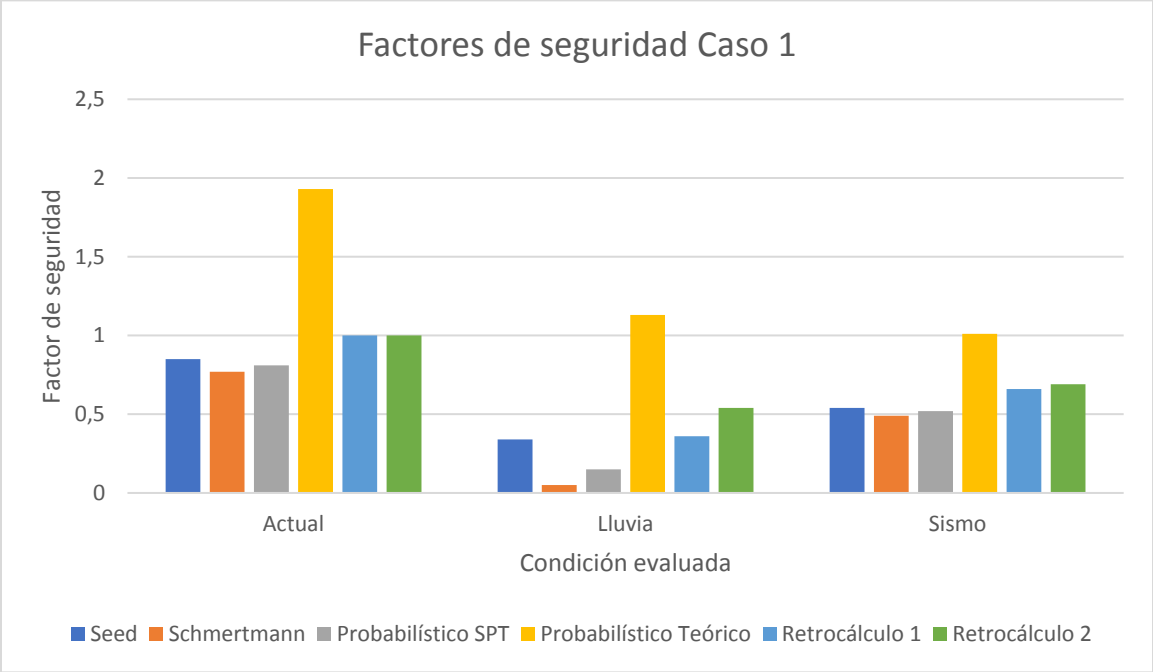
Los factores de seguridad obtenidos en las modelaciones, representan el comportamiento teórico del terreno estudiado, los resultados se muestran a continuación:

Tabla 100. Resultados factores de seguridad completos

Método	Autor	Factores de seguridad (Condiciones)		
		Actual	Lluvia	Sismo
Correlaciones SPT	Peck	0.83	0.32	0.53
	Seed	0.85	0.34	0.54
	Liao-Whitman	0.77	0.09	0.49
	Seed idriss	0.80	0.11	0.50
	Meyerhof – Ishihara	0.84	0.11	0.54
	Schmertmann	0.77	0.05	0.49
	Skempton	0.81	0.20	0.52
	González	0.88	0.17	0.57

Método	Autor	Factores de seguridad (Condiciones)		
		Actual	Lluvia	Sismo
	Valores promedio (Probabilístico)	0.81	0.15	0.52
Probabilístico teórico		1,93	1,13	1,01
Ensayos laboratorio	Datos Laboratorio	1,44	0,96	0,72
	Corrección	2,10	1,15	1,10
Retrocálculo	Condición 1	1,00	0,36	0,66
	Condición 2	1,00	0,54	0,69

Gráfica 11. Factores de seguridad Caso 1



De acuerdo con los factores de seguridad obtenidos, se seleccionaron seis (6) metodologías (sombreadas Tabla 100) para las cuales se desarrolla una obra de estabilidad, tal como se muestra en el numeral 10.

8.2 Caso 2

Para el caso 2, una vez aplicadas las 4 metodologías aplicables se tienen los siguientes resultados:

Tabla 101. Resultados de parámetros de resistencia caso 2

Metodología		Arcilla arenosa blanda		Arena Arcillosa media		Arena arcillosa muy compacta	
		C (kN/m^2)	ϕ°	C (kN/m^2)	ϕ°	C (kN/m^2)	ϕ°
Correlaciones SPT	Peck	0,00	26,17	0,00	29,47	23,00	30,83
	Seed	0,00	26,60	0,00	29,82	40,30	24,04
	Meyerhof - Ishihara	0,00	26,70	0,00	29,92	29,30	27,44
	Liao-Whitman	0,00	26,79	0,00	29,86	20,91	30,65
	Skempton	0,00	26,43	0,00	29,73	28,09	28,21
	Seed idriss	0,00	26,74	0,00	29,94	30,03	28,53
	Gonzalez	0,00	26,38	0,00	29,64	33,50	27,26
	Schmertmann	0,00	27,14	0,00	30,54	31,71	27,08
Método estadístico		21,70	18,75	2,39	29,13	8,78	33,08
Ensayo de laboratorio		32,36	39,88	25,40	44,40	34.36	59.90
Ensayo de laboratorio modificado		32,36	39,88	2,39	29,13	8,78	33,08
Retrocálculo correlaciones SPT		45,00	17,00	0,00	29,87	29,61	28,01
Retrocálculo datos probabilísticos		43,5	17,00	2,39	29,13	8,78	33,08

A partir de los parámetros anteriores se obtuvieron los siguientes valores de factor de seguridad:

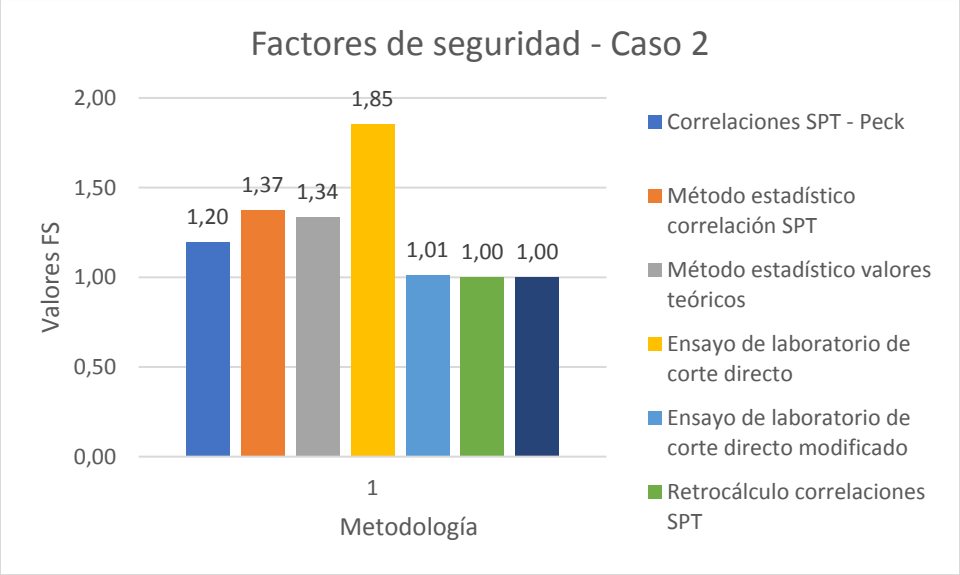
Tabla 102. Resultados de factores de seguridad para el caso 2

Metodología		Factor de seguridad actual		
		Permitido	Valor Obtenido	Chequeo
Correlaciones SPT	Peck	1.5	1.196	No Cumple
	Seed	1.5	1.296	No Cumple
	Meyerhof - Ishihara	1.5	1.416	No Cumple
	Liao-Whitman	1.5	1.411	No Cumple
	Skempton	1.5	1.374	No Cumple
	Seed idriss	1.5	1.289	No Cumple
	González	1.5	1.338	No Cumple
	Schmertmann	1.5	1.368	No Cumple
Método estadístico correlación SPT		1.5	1,374	No Cumple
Método estadístico valores teóricos		1.5	1,336	No Cumple
Ensayo de laboratorio de corte directo		1.5	1,853	Cumple
Ensayo de laboratorio de corte directo modificado		1.5	1,012	No Cumple
Retrocálculo correlaciones SPT		1.5	1,00	No Cumple
Retrocálculo datos teóricos		1.5	1,00	No Cumple

Fuente: Elaboración propia

En la siguiente grafica se ilustran los valores FS obtenidos, relatando que el valor de correlaciones SPT corresponde al menor obtenido, que para el caso es valor resultante de la ecuación Peck, teniendo así:

Gráfica 12. Factores de seguridad Caso 2



Al igual que el caso 1, a partir de los factores de seguridad obtenidos, se seleccionaron seis (6) metodologías para las cuales se desarrollaría una obra de estabilidad, tal como se muestra en el numeral 10

9. Análisis de resultados parámetros y modelaciones actuales

9.1 Caso 1

Los parámetros de resistencia obtenidos de los diferentes métodos tienen diferencias importantes que se enumeran a continuación:

- Los valores de cohesión obtenidos por el método de correlaciones SPT es menor, en gran magnitud, respecto a los otros métodos, principalmente en las dos primeras capas de arcilla de consistencia media y dura. Puede estar relacionado a que el método está desarrollado para suelos granulares, sin embargo, es importante indicar que esta metodología es aplicada en la práctica colombiana para todo tipo de suelo. Es posible afirmar que es un método conservador y que tiende a subestimar la cohesión en suelos arcillosos.

- Para los datos obtenidos por medio de estadísticas y fuentes teóricas, es relevante que la selección de cada tipo de capa y sus similares tiene una influencia importante en los resultados; la desviación estándar calculada para cada parámetro en las diferentes capas, permite identificar que la dispersión de los datos teóricos para el 90% de los datos no superó el valor de 5 (lo que significa que todos los valores se encuentran a ±5, del valor medio). Aun así, los valores resultantes son relativamente altos, generando una representación teórica un poco alejada de la realidad, como se observó en los resultados de factores de seguridad (Tabla 100).

- Los parámetros que arrojó el retrocálculo se pueden analizar por sus diferencias en la primera capa de suelo, que para los dos cálculos realizados no se obtuvo valores significativamente distintos. La ventaja de este tipo de análisis es que permite estimar los parámetros de resistencia asegurándose de representar la realidad visualizada en el terreno (falla).

- De acuerdo con la información registrada en la Gráfica 11. Factores de seguridad Caso 1, el método de cálculo que presenta valores más altos para los factores de seguridad corresponde al método probabilístico basado en tablas de referencia teóricas. Esto representa una

sobrevaloración de parámetros y no permite reconocer la magnitud real de los desplazamientos dados en el talud.

- De la misma manera, el método de correlaciones SPT, principalmente la ecuación de CN dada por Schmertmann, arroja los valores más bajos para factores de seguridad en todas las condiciones; análisis que puede sobredimensionar las alternativas de estabilización.

- Una vez más es posible afirmar que las modelaciones realizadas con los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio de corte directo, presentan baja confiabilidad ya que no se asimilan a la información obtenida en el registro fotográfico del proyecto y los ensayos de resistencia ejecutados en campo. Se realizaron dos modelaciones para las cuales los resultados son opuestos, esto indica alta susceptibilidad de los parámetros y no es posible confiar en los datos originales, debido a su gran diferencia con los valores promedio para cada tipo de material encontrado en el perfil.

9.2 Caso 2

A partir de la Tabla 101. Resultados de parámetros de resistencia caso 2, se tiene para los valores resultantes de parámetros de resistentica de las ecuaciones de la correlación SPT, por un lado, que la capa de arcilla arenosa blanda y arena arcillosa media no presentan cohesión, esto ya que las regresiones lineales empleadas estaban por debajo del eje de las abscisas, teniendo así, que la regresión tenga como punto de corte del eje de las ordenadas negativo, lo cual puede atribuirse a que este método arroja valores menos aproximados para suelos cohesivos, en comparación con los suelos granulares, incluso, se encontró con el mismo resultado a partir de la ecuación planteada por Montenegro (2014), expresión calibrada para determinar parámetros de resistencia en suelos cohesivos. Por otro lado, en las primeras dos capas del perfil se puede notar que no hay una diferencia marcada en los ángulos de fricción, lo cual se corrobora con las desviación estándar obtenida, que para la arcilla arenosa blanda y arena arcillosa media es de 0,30°; caso contrario se tiene para la arena arcillosa muy compacta, pues la desviación para el ángulo de fricción corresponde a 2,2° y para la cohesión de 6,0 kN/m^2, donde la posible causa corresponde a que la

ecuación propuesta por Seed, para el cálculo de la variable CN, contiene dentro de su formulación una diferencia que involucra el parámetro de estandarización (RS) como factor de descuento, lo cual, ante valores altos de esfuerzo efectivo (toma de muestras a profundidades superiores a 30 m) generan valores de CN cercanos a cero, lo que se traduce en valores bajos de ángulo de fricción y grandes valores de cohesión como compensación, generando así, valores fuera del promedio.

Ahora, para el método estadístico se obtuvieron valores acordes al tipo de suelo, puesto que para suelos cohesivos se espera una cohesión alta y un ángulo de fricción bajo y, por el contrario, para suelos granulares cohesión baja y ángulos de fricción altos, donde ambos parámetros se ven aumentados a medida que la densidad del estrato del suelo es mayor.

Con respecto al método de retrocálculo se lograron obtener valores cercanos para la capa de arcilla blanda en cada una de las modelaciones empleadas, es decir, a partir de datos probabilísticos y de correlaciones SPT, pues la diferencia en la cohesión es de tan solo 1,5 kN/m^3 y, trayendo a alusión la diferencia maraca entre los valores base mencionados, especialmente en la cohesión, da a entender que el valor obtenido de la cohesión de la capa superficial puede ajustarse a la realidad.

Referente a los ensayos de laboratorio de corte directo se debe considerar, por un lado, que los ensayos se ejecutaron en dos laboratorios con experiencia en estudios de suelos donde se obtuvieron resultados similares para un mismo estrato, y por otro, se ejecutaron 4 ensayos de corte directo para el caso 1 y 5 ensayos de corte directo para el caso 2, situación que usualmente no se da en la realidad debido al alto costo de cada ensayo. Aclarado esto, las posibles causas de los altos valores de los parámetros de resistencia, especialmente el ángulo de fricción, puede que hayan sido ocasionados por las condiciones de la muestra al momento de realizar el ensayo, pues además de lo expuesto por Skempton y Hutchinson (1969) en la sección 4.1.6, monografías de grado que tiene por objetivo el análisis de la variación de parámetros de resistencia por corte directo, como las presentadas por Mogollón y Niño (2013) y Bermúdez R. (2007), concluyen que el ángulo de fricción obtenido puede ser mayor al real cuando la muestra esta seca y carece de la humedad natural y, la muestra seleccionada para realizar el ensayo presenta zonas duras que no representan del todo las características propias del material del estrato.

Ahora de los resultados de factor de seguridad (FS) se puede observar que en cada una de las ecuaciones empleadas en el método de correlaciones SPT el talud fallo, resaltando que no se presentan grandes diferencias entre los resultados del valor FS, lo cual era de esperarse, pues como se analizó anteriormente, los valores de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción eran similares, a excepción de los arrojados por la ecuación de Seed, donde si bien, tiene una diferencia importante con respecto al promedio, en especial los parámetros calculados para la capa de arena arcillosa muy compacta, esto no se vio reflejado de manera drástica en la estabilidad del talud, atribuyendo dicha circunstancia a que esta no presenta deslizamientos.

En general, los valores FS, a excepción de las metodologías de retrocálculo y laboratorio de corte directo, guardan gran relación, teniendo un promedio de 1,34 y una varianza de 0,06, lo cual implica que, si bien, los valores de los parámetros de resistencia presentan cierta disparidad, el comportamiento del talud parece comportarse de un forma similar, por lo menos en condiciones estáticas, lo cual puede atribuirse a la configuración del estrato y la interacción entre cada una de las capas que lo componen.

10. Alternativas de estabilidad

10.1 Caso 1

Las alternativas de estabilidad varían de acuerdo con los resultados obtenidos en cada método, teniendo en cuenta los escenarios modelados y los casos en los que los factores de seguridad no cumplen con los requisitos mínimos del reglamento NSR 10.

Para el primer método (correlaciones SPT) se realizaron nueve (9) modelaciones, de las cuales se escogerán los resultados mínimo, máximo y probabilístico para realizar alternativa de estabilidad. En seguida, se muestran los resultados completos de factores de seguridad, se determinan qué casos requieren de obras de estabilización y se seleccionan el tipo de obras a realizar para cada situación.

Tabla 103. Factores de seguridad completos Caso 1

Ecuación SPT	FS Actual	FS Lluvia	FS Sismo	Observación
Peck	0,83	0,32	0,53	No cumple en ningún escenario
Seed	0,85	0,34	0,54	
Liao-Whitman	0,77	0,09	0,49	
Seed idriss	0,80	0,11	0,50	
Meyerhof - Ishihara	0,84	0,11	0,54	
Schertmann	0,77	0,05	0,49	
Skempton	0,81	0,20	0,52	
González	0,88	0,17	0,57	
Probabilístico SPT	0,81	0,15	0,52	
Probabilístico Teoría	1,93	1,13	1,01	No cumple escenario sismo
Ensayos laboratorio	1,44	0,96	0,72	No cumple en ningún escenario
Ensayos laboratorio + Teoría	2,10	1,15	1,10	Cumple para todos los escenarios
Retro cálculo SPT	1,00	0,36	0,66	No cumple en ningún escenario
Retro cálculo Teoría	1,00	0,54	0,69	

Tabla 104. Obras estabilidad- Caso 1

Ecuación SPT	FS Actual	FS Lluvia	FS Sismo	Obra Estabilidad
Seed	0,85	0,34	0,56	Factores mínimos: Perfilación y drenes horizontales
Schertmann	0,77	0,05	0,49	Factores máximos: Perfilación y filtros franceses
Probabilístico SPT	0,81	0,15	0,52	Perfilación y drenes horizontales
Probabilístico Teoría	1,93	1,13	1,01	Perfilación
Ensayos laboratorio	1,44	0,96	0,72	No Aplica
Ensayos laboratorio + Teoría	2,10	1,15	1,10	Ninguna
Retro cálculo SPT	1,00	0,36	0,66	Perfilación y drenes horizontales
Retro cálculo Teoría	1,00	0,54	0,69	Perfilación y drenes horizontales

De acuerdo a los resultados presentados, se requieren obras de perfilación del talud y control de aguas de escorrentía que garanticen la estabilidad del terreno en condiciones críticas. En el siguiente numeral se expone la alternativa final para cada metodología de estimación de parámetros.

10.1.1 Alternativa Correlación SPT- Schmertmann

Como se mencionó anteriormente se va a generar una alternativa de estabilización para cada los factores de seguridad mínimos, máximos y probabilísticos; esto con el objeto de conocer la variación de alternativas de acuerdo a los resultados:

Para la ecuación de CN de Schmertmann se obtuvo el menor resultado de factores de seguridad, la propuesta de estabilidad corresponde a una perfilación del talud basada en las superficies que tienen un FS menor a 1.05. La relación de la perfilación corresponde a una combinación de 3H:1V con alturas de 2.0 metros y bermas de 3.0 metros hasta 12.0 metros de altura; a partir de allí se deberá emplear un talud de 2.5H:1V para alturas máximas de 2.4 metros y bermas de 2.5 metros hasta cortar con la corona del talud (Ver Imagen 60).

Imagen 59. Superficies de falla con FS menor a 1.05

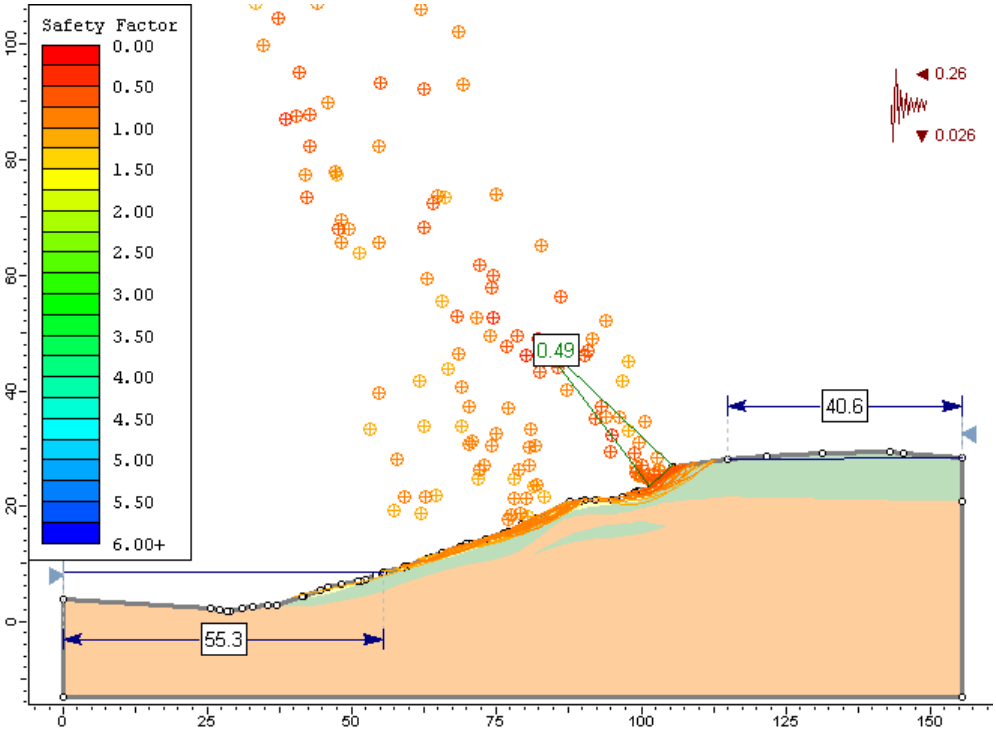


Imagen 60. Perfilación 3H:1V y 2.5H:1V

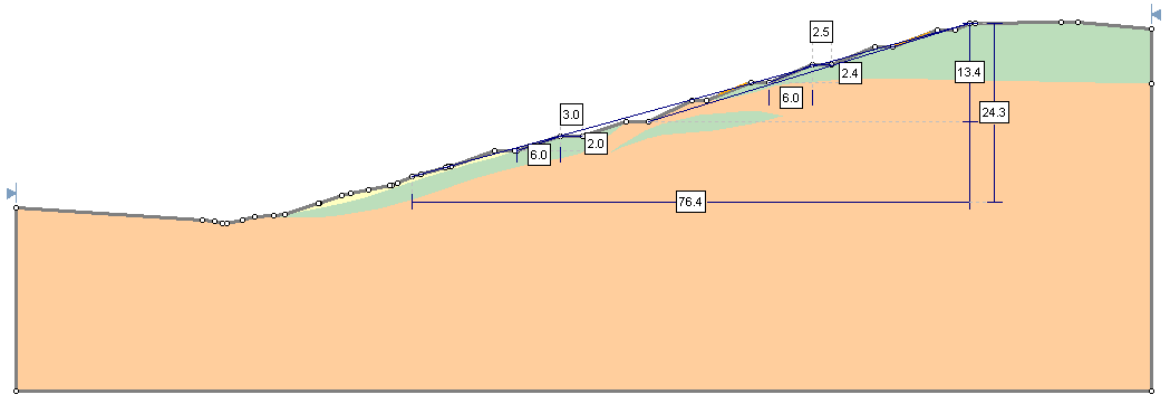
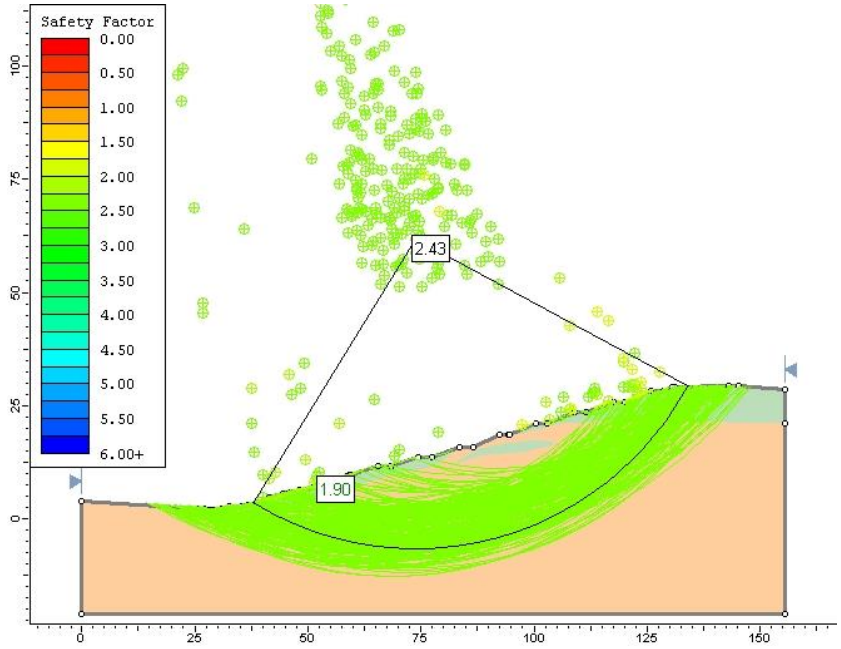


Imagen 61. Condición Futura Caso 1- SPT Schmertmann



Para el control de agua de escorrentía superficial se modelaron cuatro (4) filtros franceses de profundidad igual a 0.70 metros ubicados en las bermas.

Imagen 62. Condición Futura + Factor Lluvia Caso 1- SPT Schmertmann

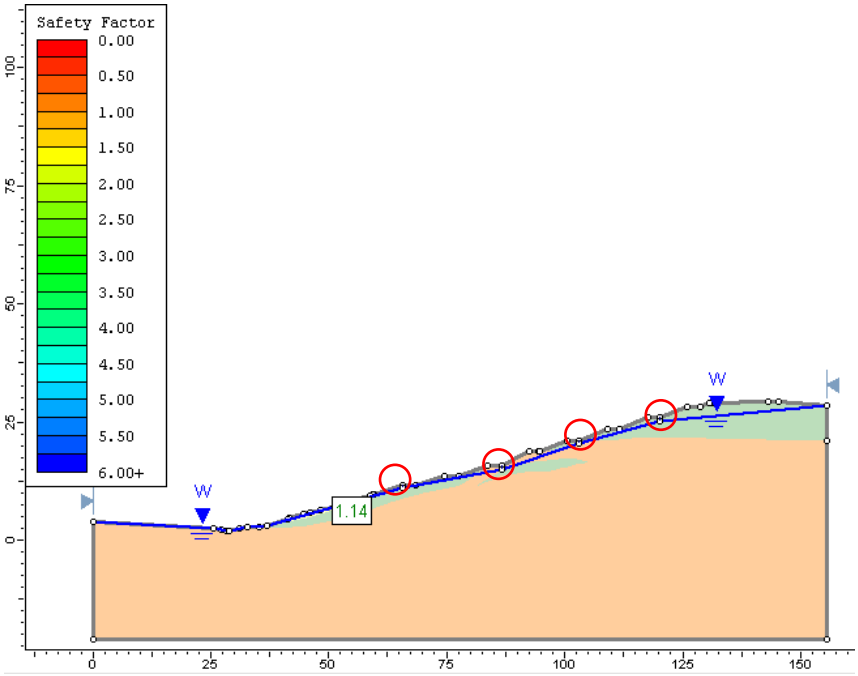


Imagen 63. Condición Futura + Factor Sismo Caso 1- SPT Schmertmann

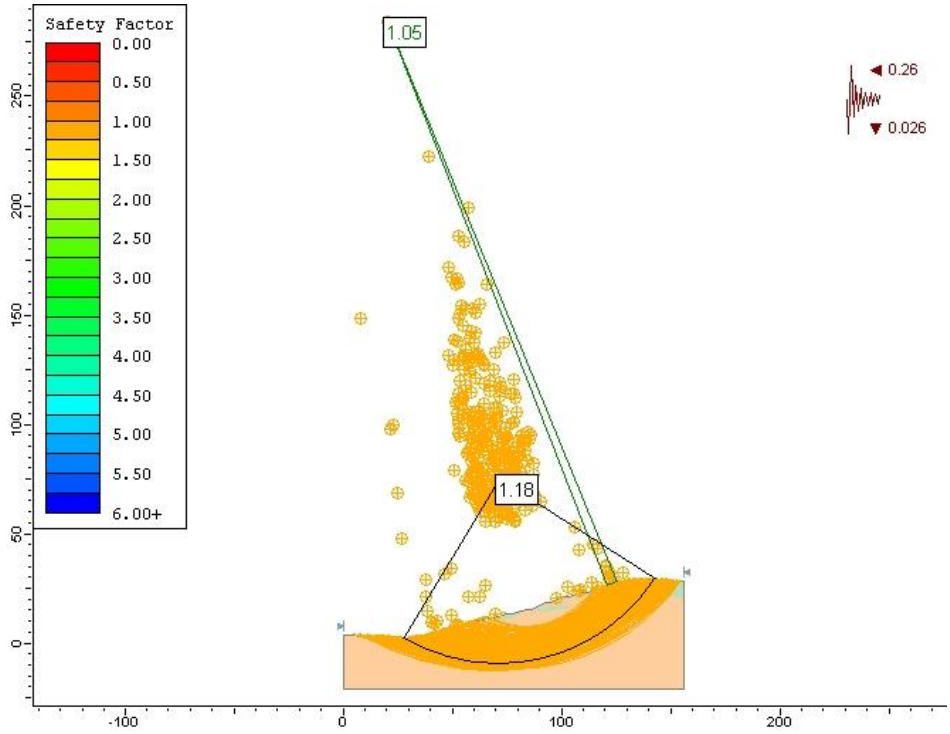


Tabla 105. Factores de seguridad - condiciones futuras Caso 1- Schmertmann

Condiciones de análisis	Factor de seguridad		Chequeo
	Permitido	Obtenido	
Estático Actual	1.50	1.90	Cumple
Estático + Factor Lluvia	1.10	1.14	Cumple
Dinámico	1.05	1.05	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Ítem	Unidad	Cantidad
Área Excavación y perfilación	m^2	164.3
Filtros Franceses (Profundidad=0.70m)	un	4.0

10.1.1 Alternativa Correlación SPT- Seed

Para la ecuación de CN de Seed se obtuvo el mayor resultado de factores de seguridad por el método de correlaciones, la propuesta de estabilidad corresponde a una perfilación del talud basada

en las superficies que tienen un FS menor a 1.05. La relación de la perfilación corresponde a 3H:1V con alturas de 3.0 metros y bermas de 3.0 metros.

Imagen 64. Superficies de falla con FS menor a 1.05- SPT Seed

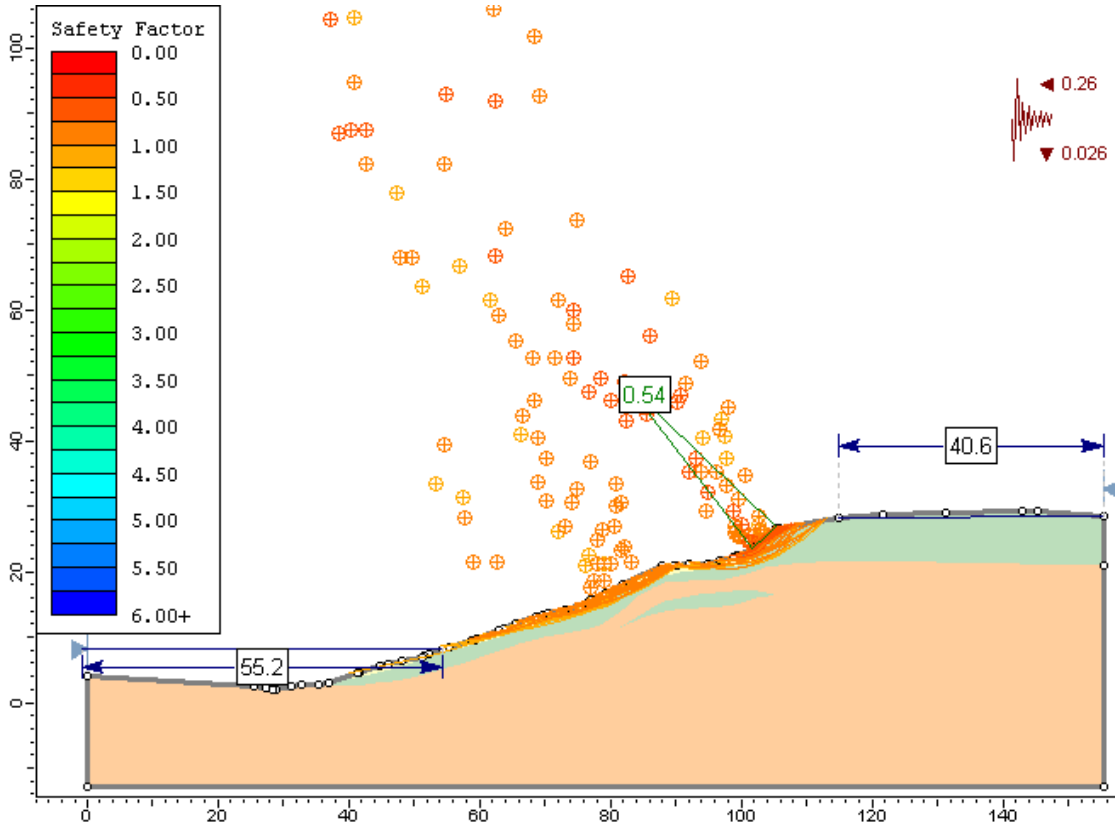


Imagen 65. Perfilación 3H:1V con alturas de 3.0 metros- SPT Seed

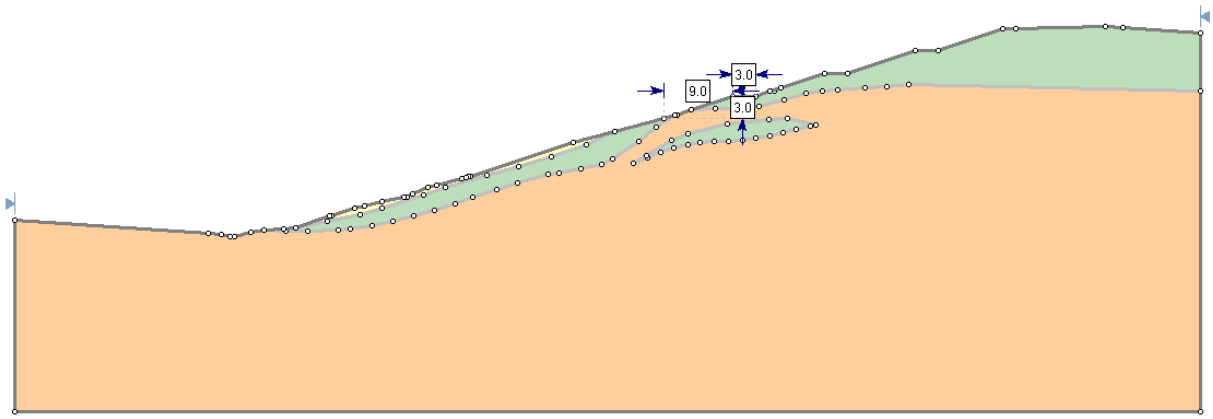
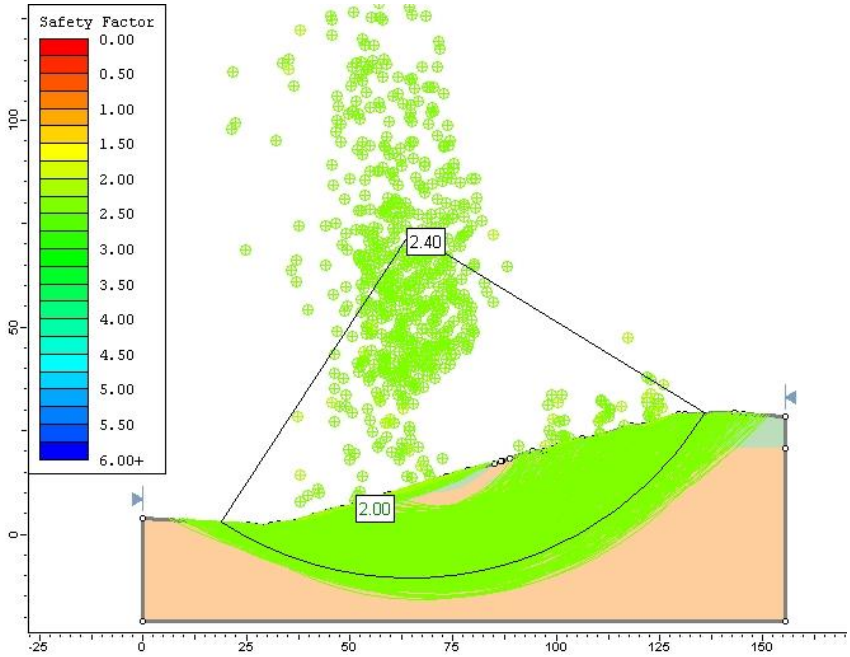


Imagen 66. Condición Futura Caso 1- SPT Seed



Para el control de agua de escorrentía superficial se modelaron cinco (5) filtros franceses de profundidad igual a 0.30 metros ubicados en las bermas.

Imagen 67. Condición Futura + Factor Lluvia Caso 1- SPT Seed

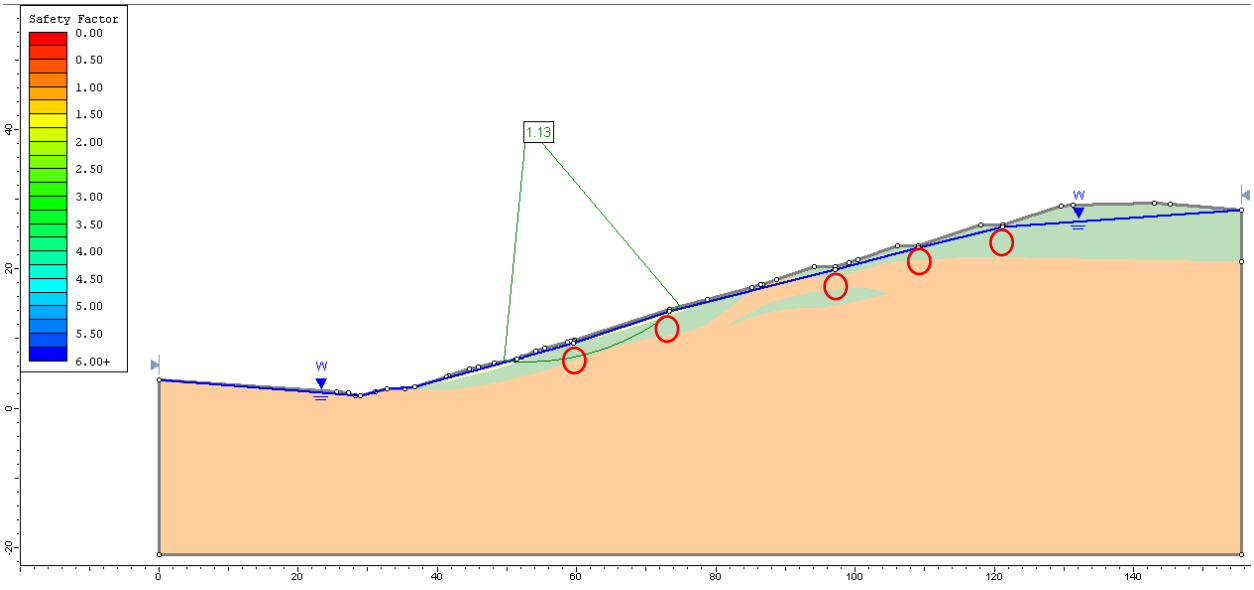


Imagen 68. Condición Futura + Factor Sismo Caso 1- SPT Seed

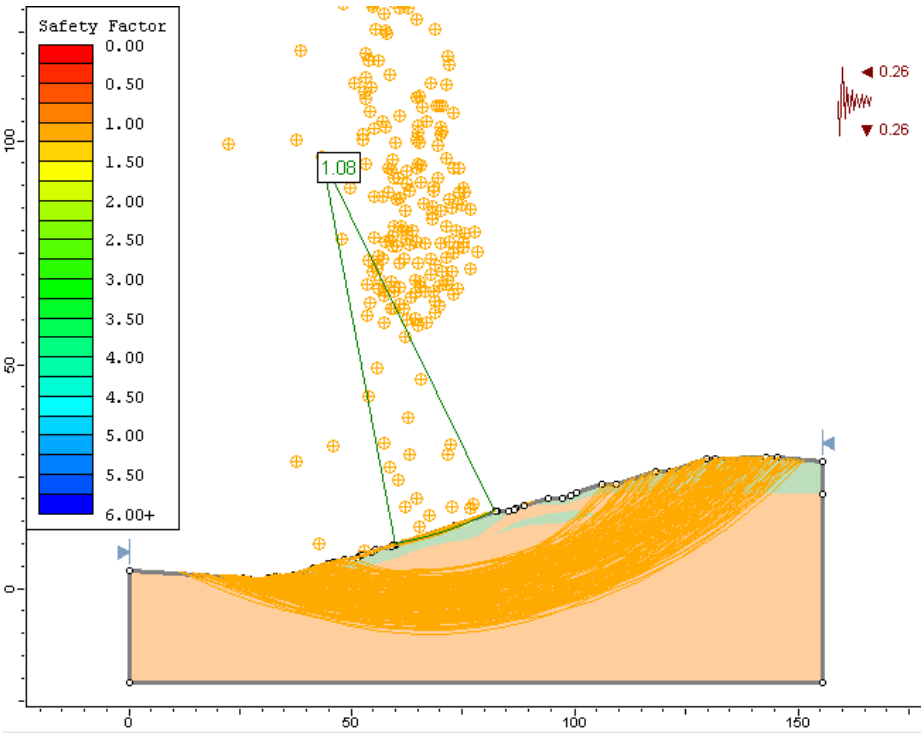


Tabla 106. Factores de seguridad - condiciones futuras Caso 1- Seed

Condiciones de análisis	Factor de seguridad		Chequeo
	Permitido	Obtenido	
Estático Actual	1.50	2.00	Cumple
Estático + Factor Lluvia	1.10	1.13	Cumple
Dinámico	1.05	1.08	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Ítem	Unidad	Cantidad
Área Excavación y perfilación	m^2	110.96
Filtros Franceses (Profundidad=0.30m)	un	5.0

10.1.2 Alternativa Correlación SPT- Probabilístico

Para la totalidad de los resultados obtenidos por medio de correlaciones del ensayo SPT, se realizó una modelación probabilística en la cual se tienen parámetros promedios, la alternativa de estabilidad corresponde a una perfilación del talud basada en las superficies que tienen un FS

menor a 1.05 (ver Imagen 69). La relación de la perfilación corresponde a 3H:1V con alturas de 5.0 metros y bermas de 2.5 metros.

Imagen 69. Superficies de falla con FS menor a 1.05- SPT Probabilístico

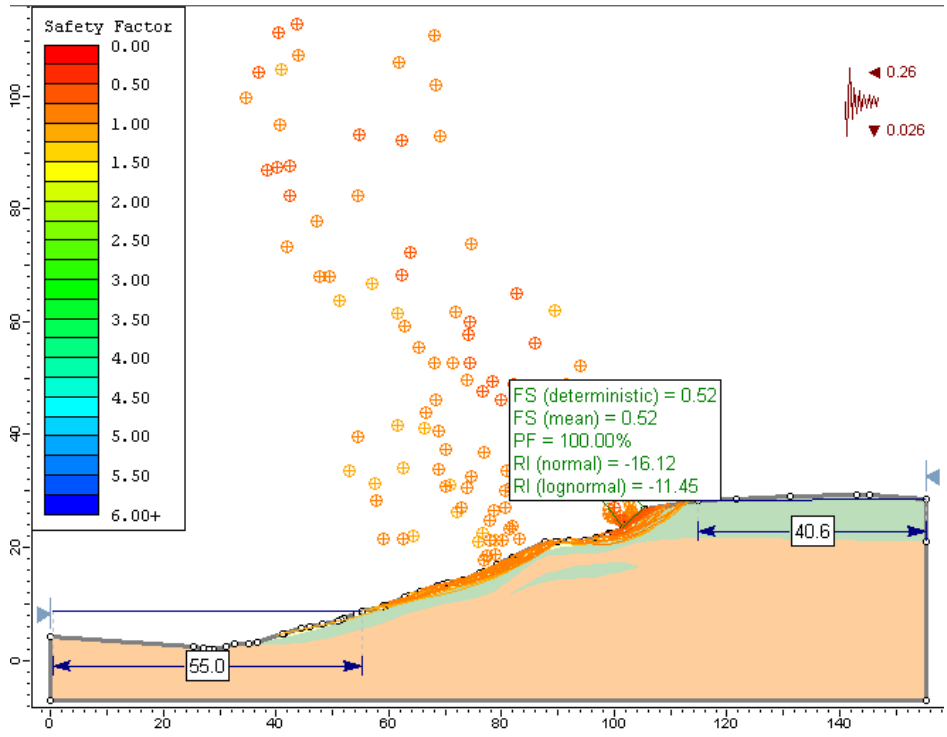


Imagen 70. Perfilación 3H:1V con alturas de 5.0 metros- SPT Probabilístico

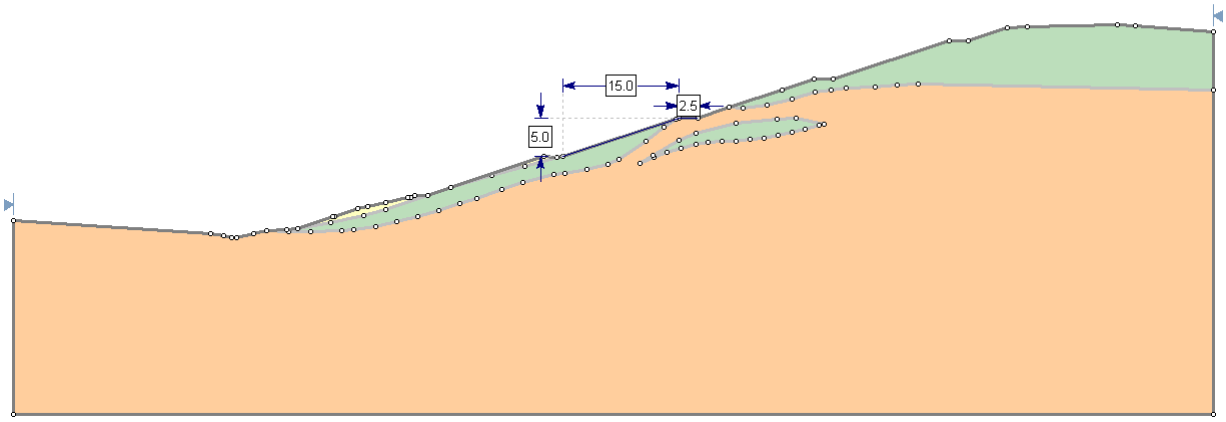
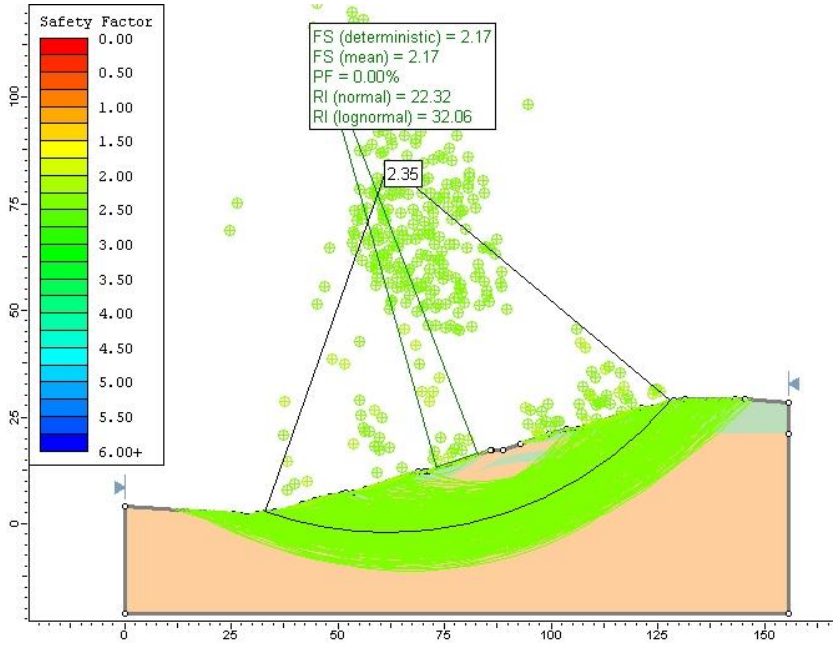


Imagen 71. Condición Futura Caso 1- SPT Probabilístico



Para el control de agua de escorrentía superficial se modelaron cuatro (4) filtros franceses de profundidad igual a 0.35 metros ubicados en las bermas.

Imagen 72. Condición Futura + Factor Lluvia Caso 1- SPT Probabilístico

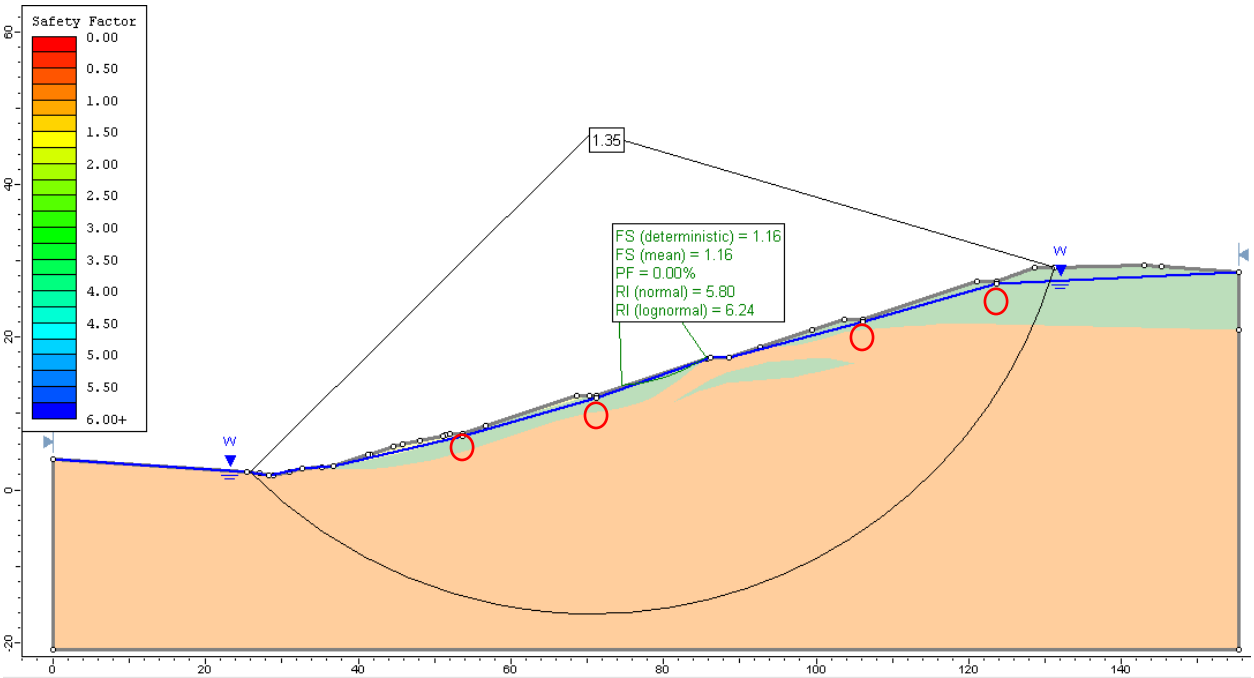


Imagen 73. Condición Futura + Factor Sismo Caso 1- SPT Probabilístico

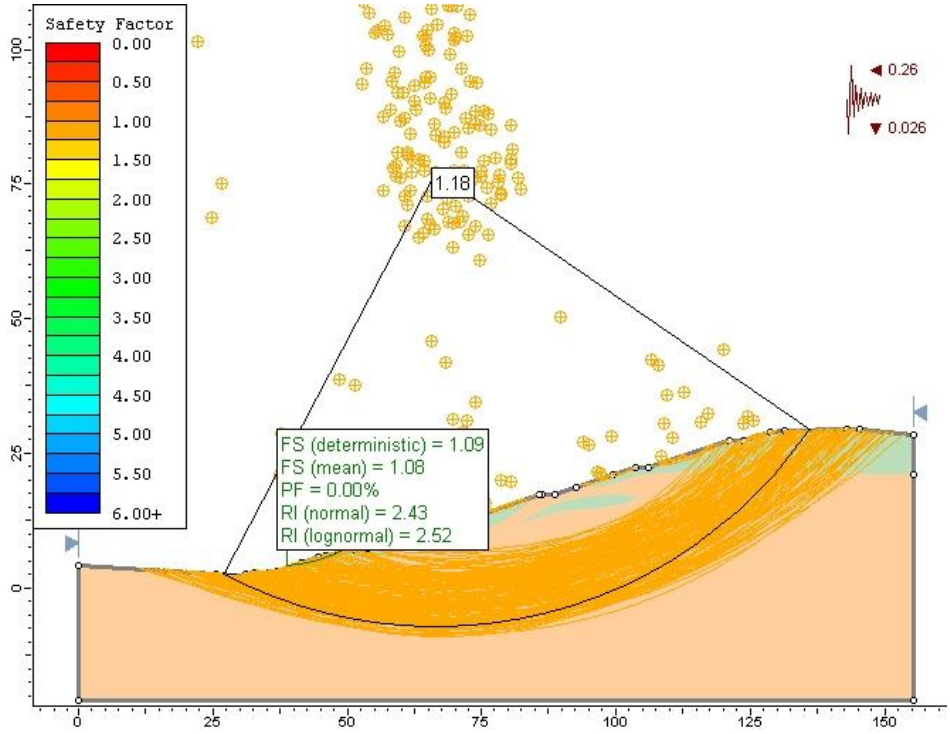


Tabla 107. Factores de seguridad - condiciones futuras Caso 1- SPT Probabilístico

Condiciones de análisis	Factor de seguridad		Chequeo
	Permitido	Obtenido	
Estático Actual	1.50	2.17	Cumple
Estático + Factor Lluvia	1.10	1.16	Cumple
Dinámico	1.05	1.08	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Ítem	Unidad	Cantidad
Área Excavación y perfilación	m^2	145.12
Filtros Franceses (Profundidad=0.35m)	un	4

10.1.3 Alternativa Retrocálculo Correlaciones

Esta alternativa corresponde al back analysis de la primera capa de suelo, tomando para las demás capas los valores promedio del método de correlaciones. La alternativa de estabilidad corresponde a una perfilación del talud basada en las superficies que tienen un FS menor a 1.05 (Ver Imagen

74). La relación de la perfilación corresponde a 3H:1V con alturas de 4.0 metros y bermas de 2.5 metros.

Imagen 74. Superficies de falla con FS menor a 1.05- Retrocálculo 1

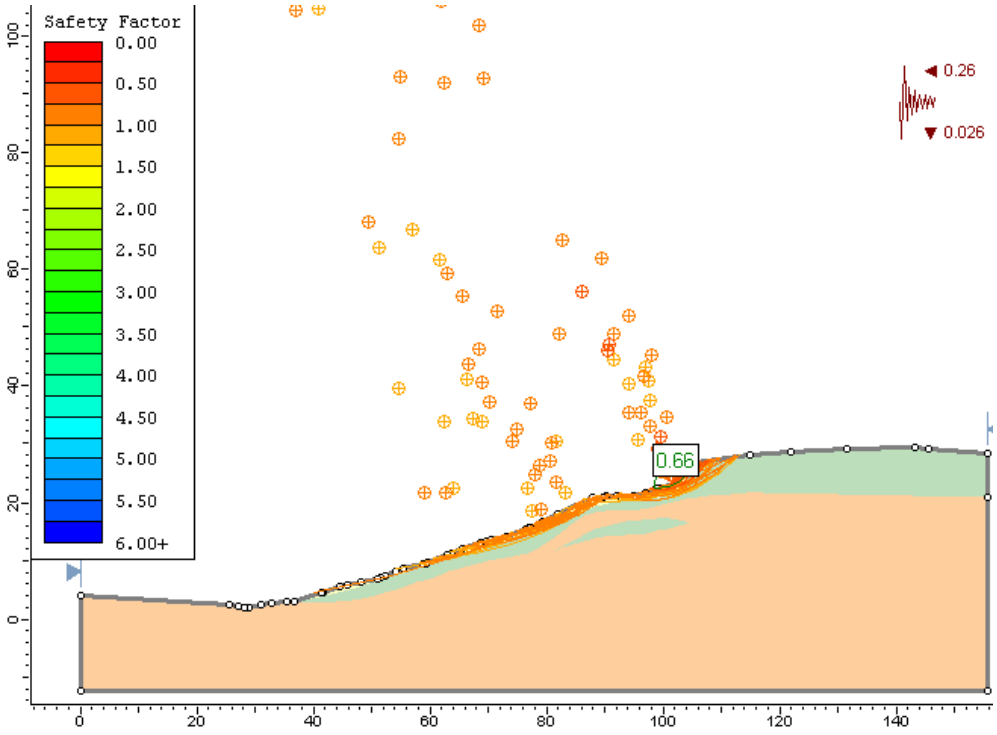


Imagen 75. Perfilación 3H:1V con alturas de 4.0 metros- Retrocálculo 1

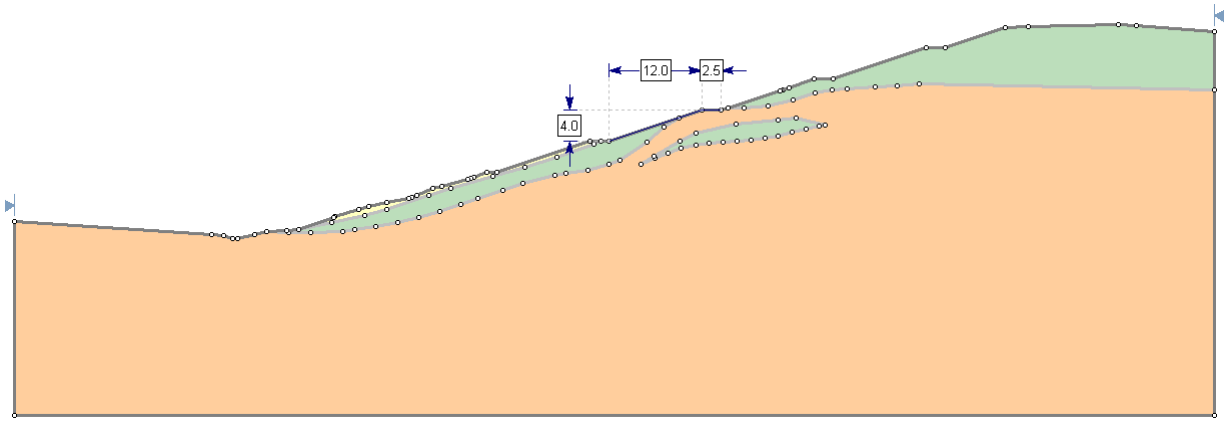
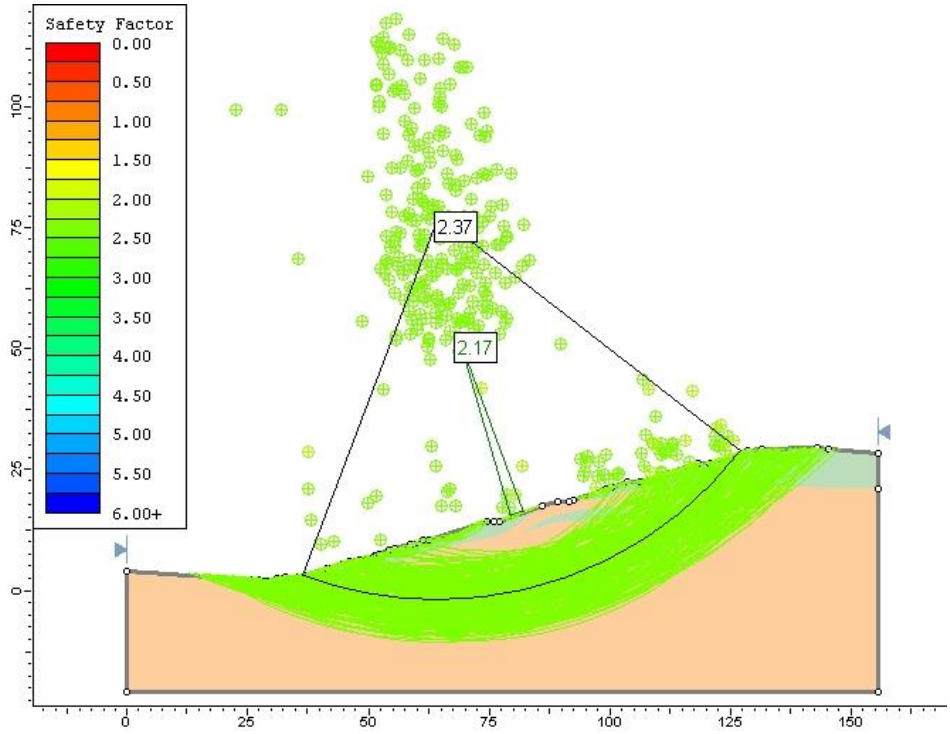


Imagen 76. Condición Futura Caso 1- Retrocálculo 1



Para el control de agua de escorrentía superficial se modelaron cuatro (4) filtros franceses de profundidad igual a 0.25 metros ubicados en las bermas.

Imagen 77. Condición Futura + Factor Lluvia Caso 1- Retrocálculo 1

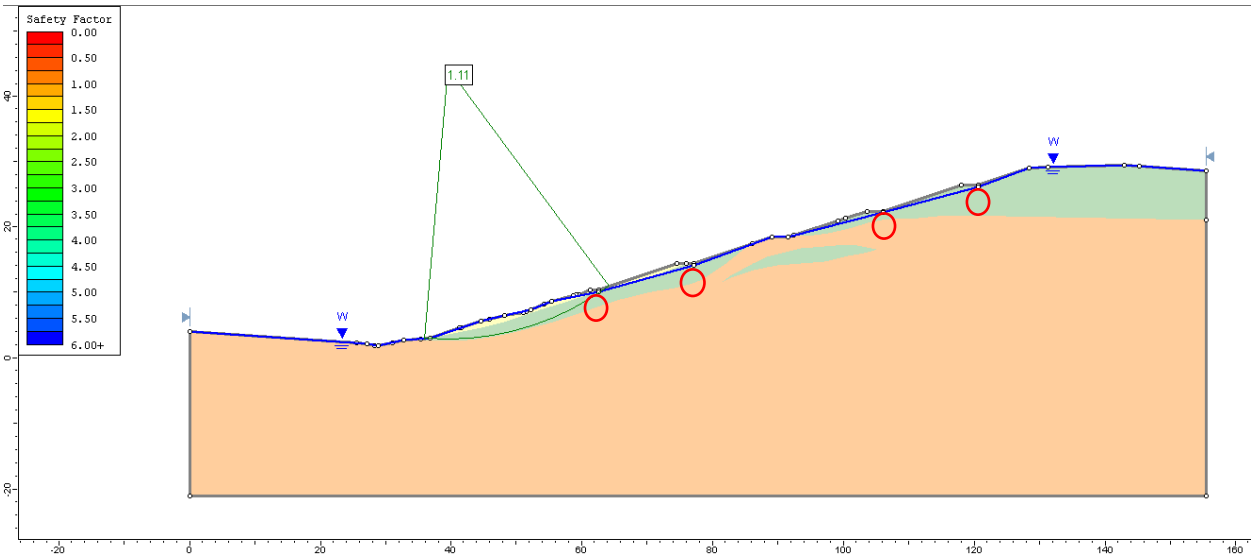


Imagen 78. Condición Futura + Factor Sismo Caso 1- Retrocálculo 1

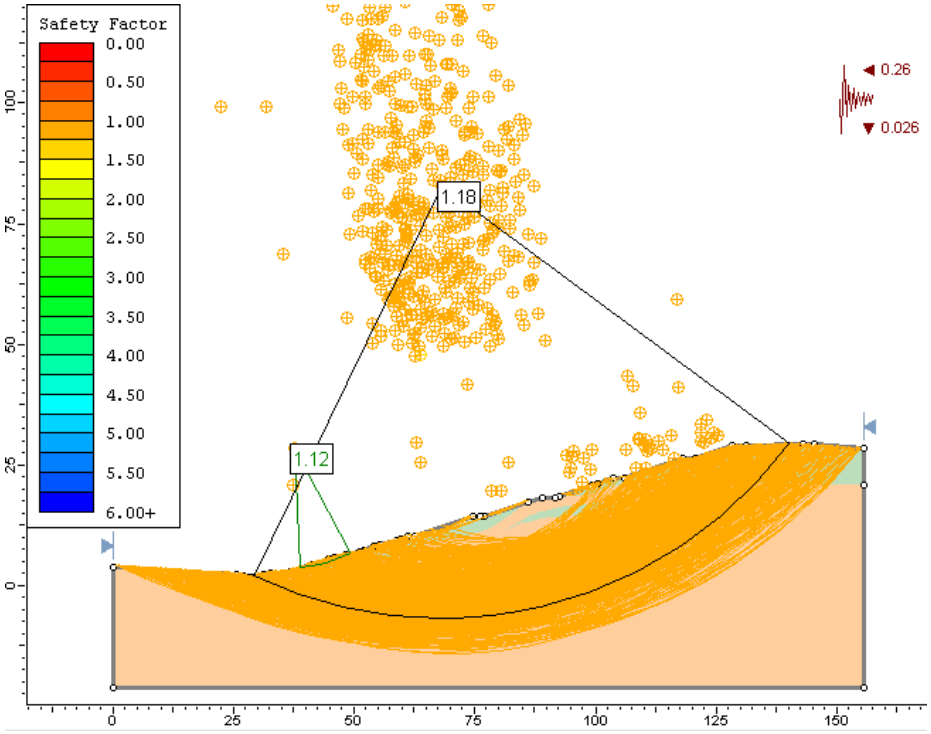


Tabla 108. Factores de seguridad - condiciones futuras Caso 1- Retrocálculo 1

Condiciones de análisis	Factor de seguridad		Chequeo
	Permitido	Obtenido	
Estático Actual	1.50	2.17	Cumple
Estático + Factor Lluvia	1.10	1.11	Cumple
Dinámico	1.05	1.12	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Ítem	Unidad	Cantidad
Área Excavación y perfilación	m^2	128.93
Filtros Franceses (Profundidad=0.25m)	un	4

10.1.4 Alternativa Retrocálculo Probabilístico

Esta alternativa corresponde al back analysis de la primera capa de suelo, tomando para las demás capas los valores promedio del método probabilístico teórico. La alternativa de estabilidad corresponde a una perfilación del talud basada en las superficies que tienen un FS menor a 1.05 (Ver Imagen 79). Se realizó una combinación de inclinaciones para lograr un menor volumen de excavación, para los primeros 6.0 y los últimos cinco metros de altura se empleó una relación de perfilación corresponde a 2H:1V con alturas de 3.0 metros y bermas de 2.0 metros; para los cuatro metros de altura intermedios se empleó una relación de talud 3H:1V con bermas de 3.0 metros, como se muestra en la

Imagen 79. Superficies de falla con FS menor a 1.05- Retrocálculo 2

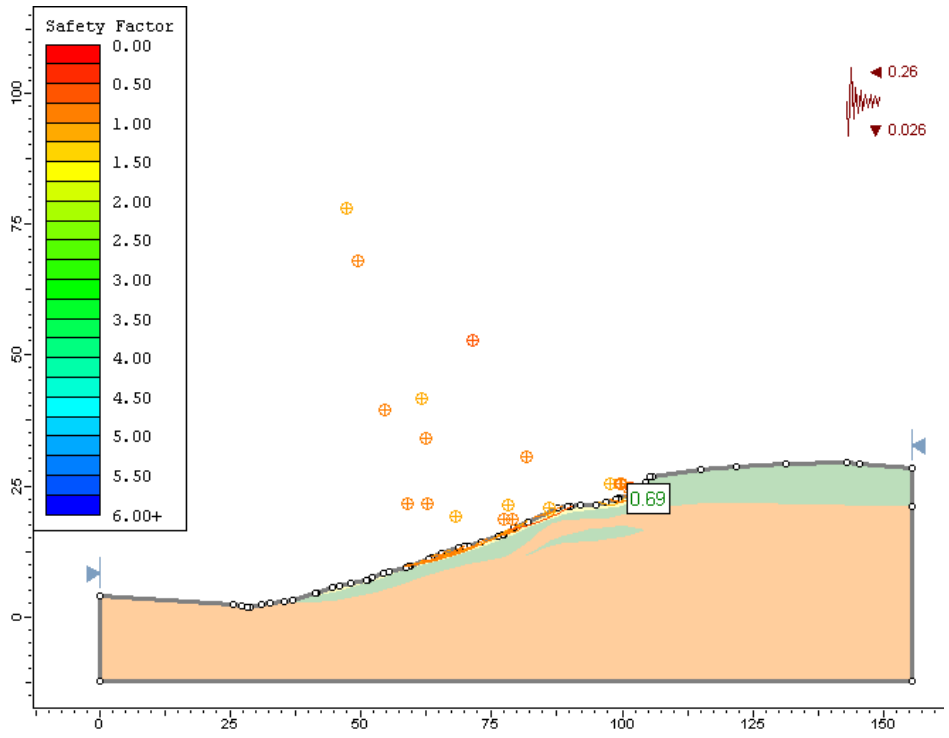


Imagen 80. Perfilación 2H:1V y 3H:1V con alturas de 3.0 y 2.0 m respectivamente- Retrocálculo 2

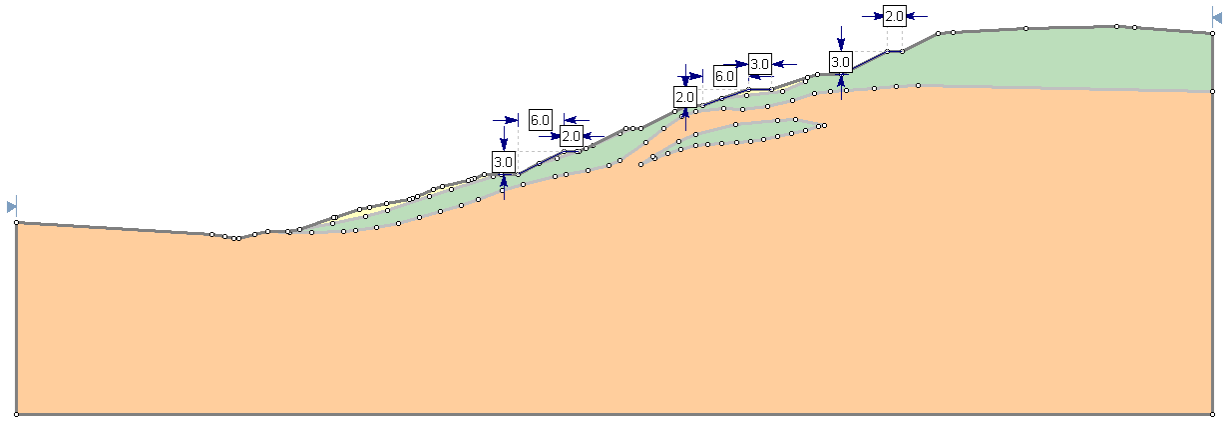
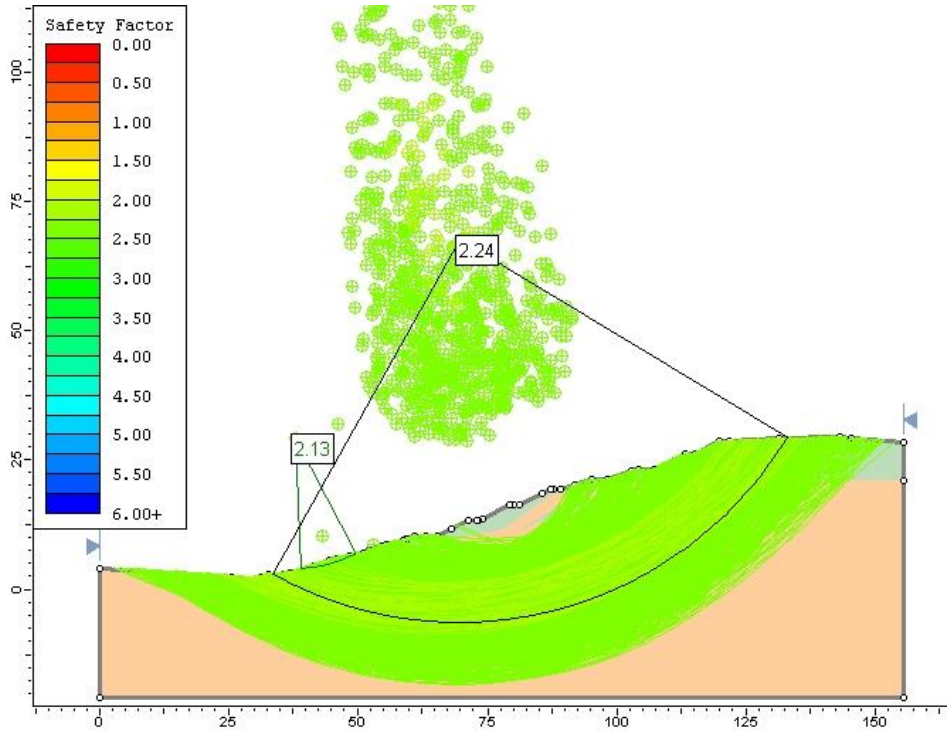


Imagen 81. Condición Futura Caso 1- Retrocálculo 2



Para el control de agua de escorrentía superficial no se requieren obras hidráulicas, ya que con el terraceo se proporciona estabilidad al terreno por medio de la reducción de fuerzas actuantes.

Imagen 82. Condición Futura + Factor Lluvia Caso 1- Retrocálculo 2

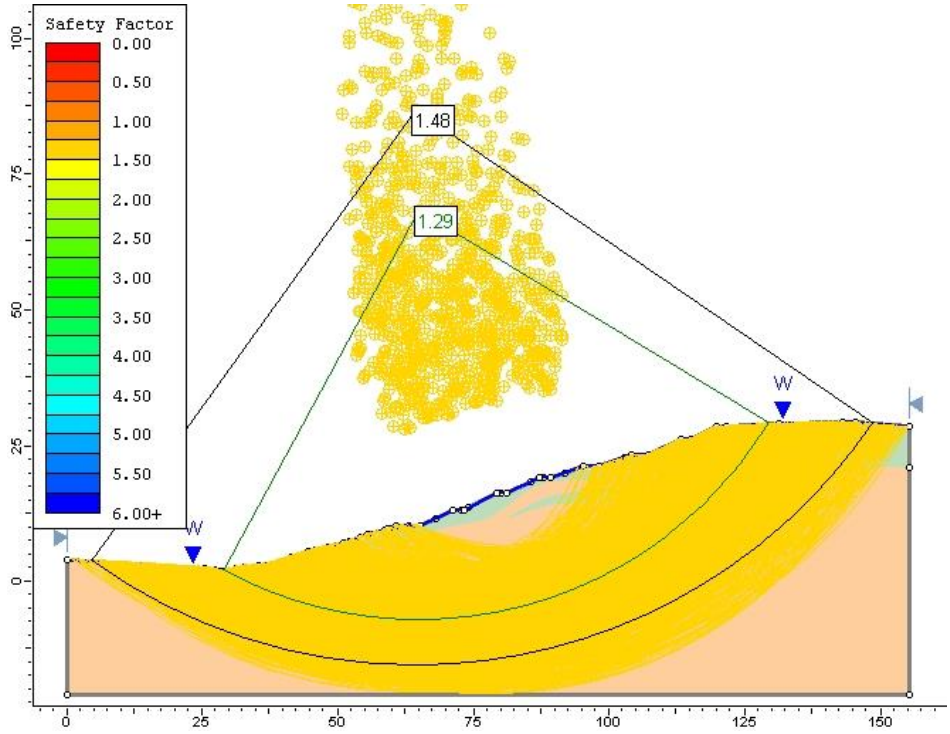


Imagen 83. Condición Futura + Factor Sismo Caso 1- Retrocálculo 2

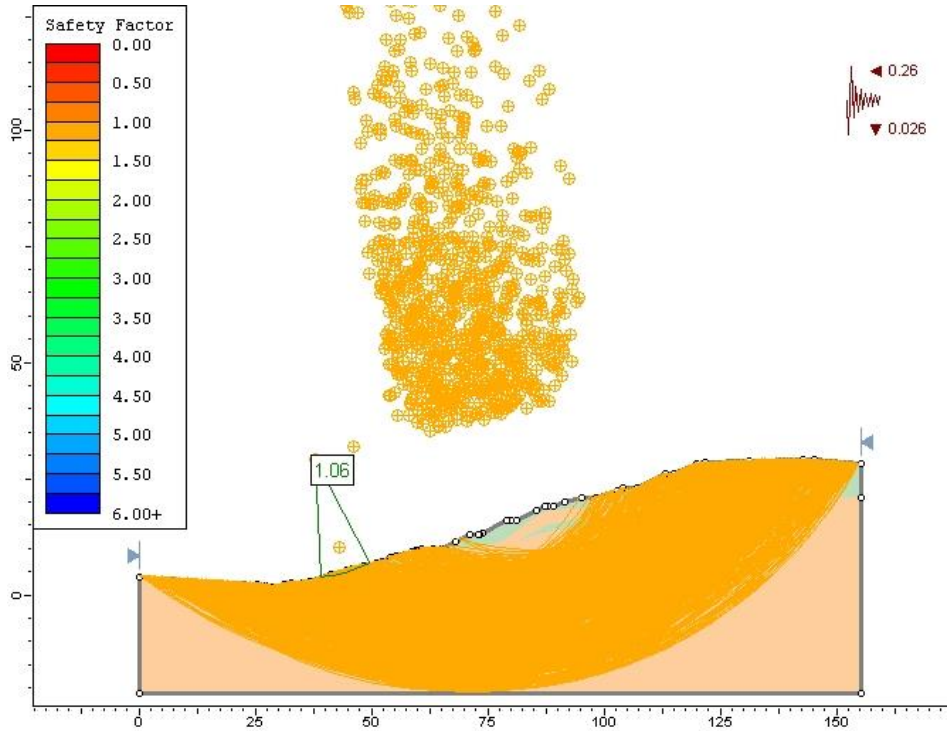


Tabla 109. Factores de seguridad - condiciones futuras Caso 1- Retrocálculo 2

Condiciones de análisis	Factor de seguridad		Chequeo
	Permitido	Obtenido	
Estático Actual	1.50	2.13	Cumple
Estático + Factor Lluvia	1.10	1.29	Cumple
Dinámico	1.05	1.06	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Ítem	Unidad	Cantidad
Área Excavación y perfilación	m^2	88.13

10.1.5 Alternativa método probabilístico

Durante el análisis llevado a cabo para los parámetros obtenidos por este método, se evidenció que el talud evaluado no genera movimientos a menos que esté bajo la acción de fuerzas sísmicas (ver Tabla 77).

Imagen 84. Superficies de falla con FS menor a 1.05- Met. Probabilístico

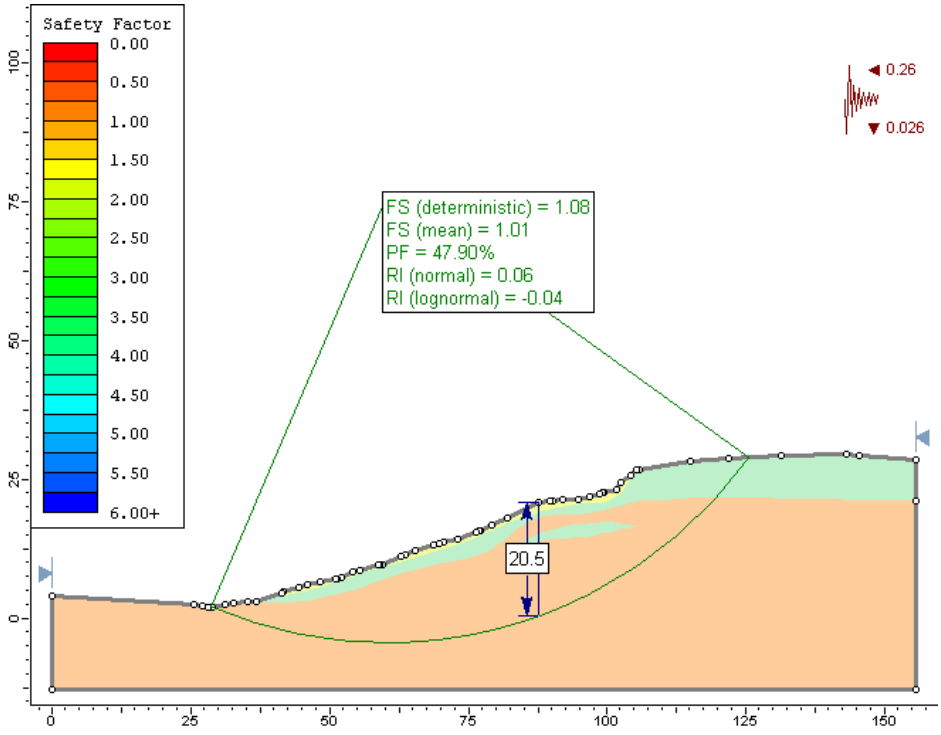


Imagen 85. Perfilación 3H:1V con alturas de 3.0 - Probabilístico

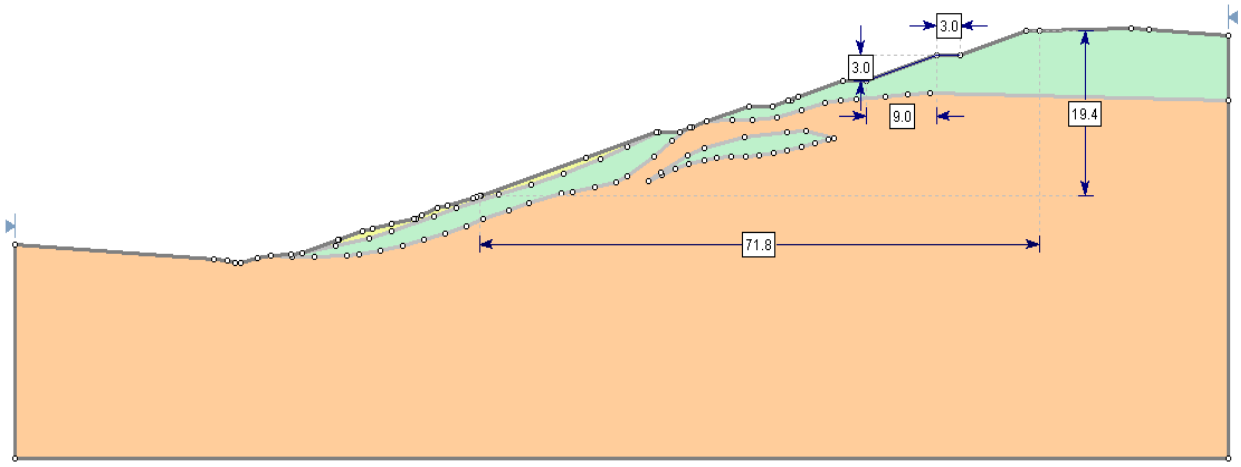
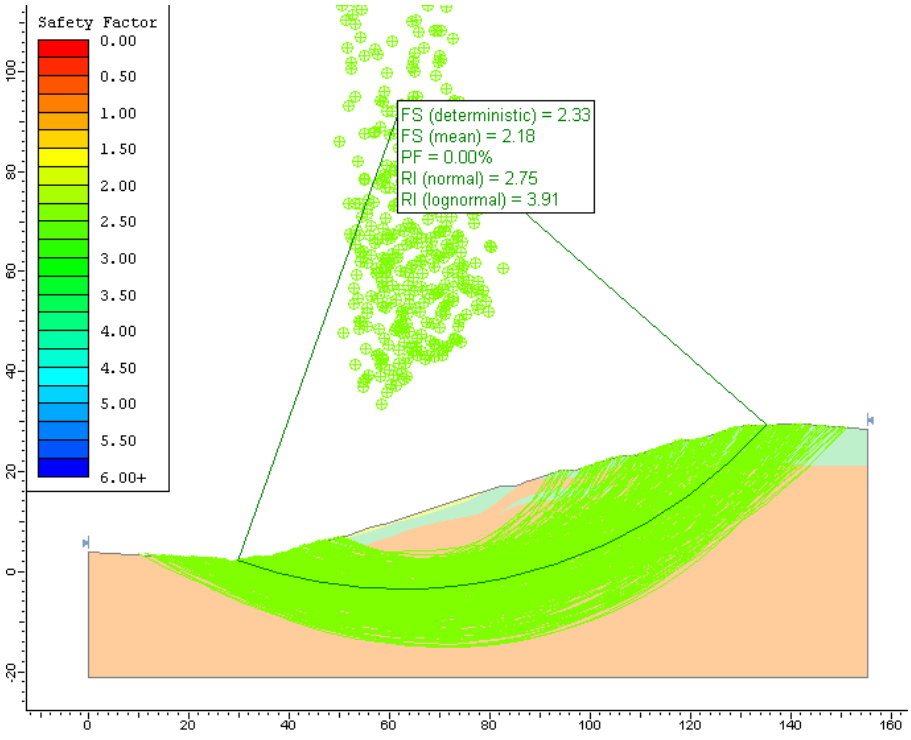


Imagen 86. Condición Futura Caso 1- Probabilístico



Para el control de agua de escorrentía superficial no se requieren obras hidráulicas, ya que con el terraceo se proporciona estabilidad al terreno por medio de la reducción de fuerzas actuantes.

Imagen 87. Condición Futura + Factor Lluvia Caso 1- Probabilístico

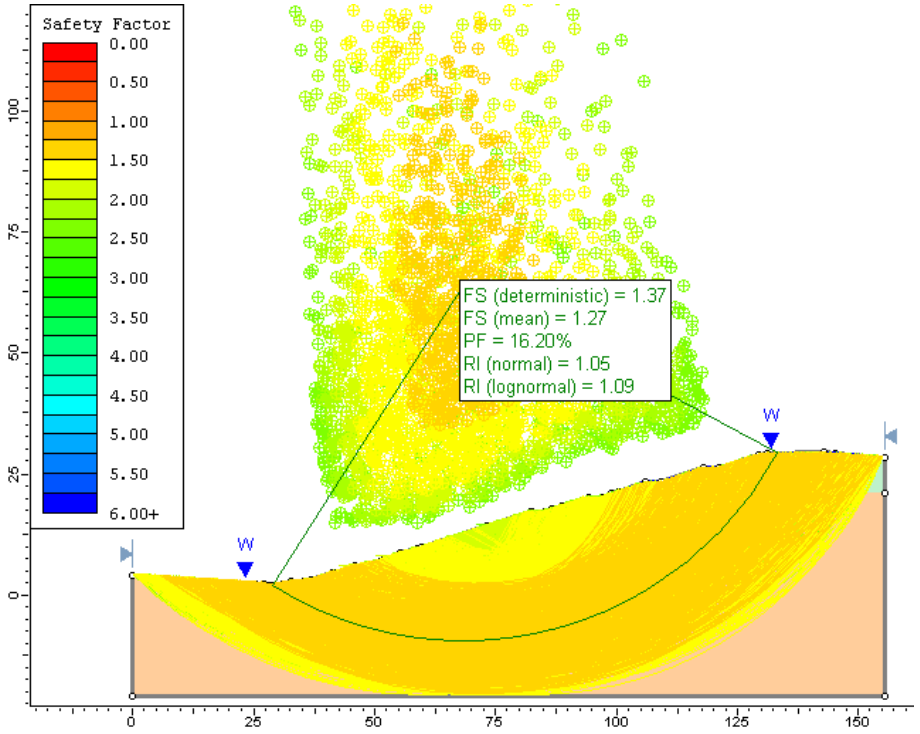


Imagen 88. Condición Futura + Factor Sismo Caso 1- Probabilístico

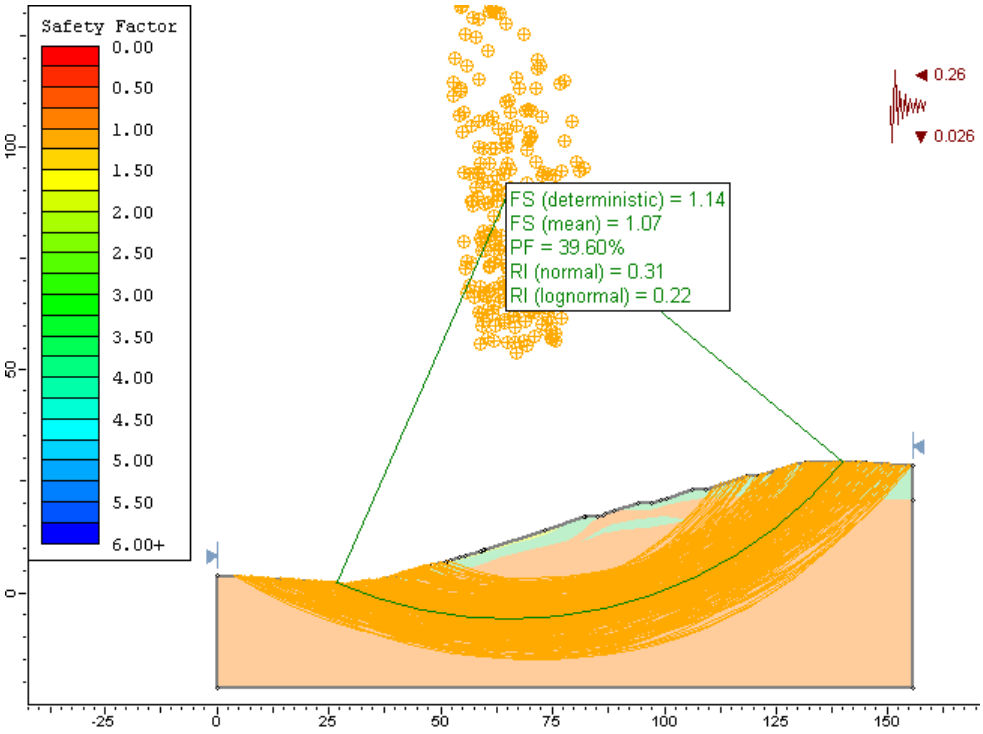


Tabla 110. Factores de seguridad - condiciones futuras Caso 1- Probabilística

Condiciones de análisis	Factor de seguridad		Chequeo
	Permitido	Obtenido	
Estático Actual	1.50	2.18	Cumple
Estático + Factor Lluvia	1.10	1.27	Cumple
Dinámico	1.05	1.07	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Ítem	Unidad	Cantidad
Área Excavación y perfilación	m^2	110

10.1.6 Alternativa método ensayos laboratorio

En el numeral 7.1 se describió lo ocurrido con los resultados de los ensayos de laboratorio para la capa final del perfil correspondiente a arcillas arenosas de consistencia dura a muy dura. Para emplear de manera técnica y lógica los resultados de laboratorio que indicaban mayor confiabilidad se realizó una segunda modelación, sin embargo, los resultados obtenidos de las modelaciones no ilustran la realidad del terreno indicando estabilidad en todos los escenarios con la topografía actual. Por tal motivo, no se recomienda alternativa de solución y no es posible ingresar esta metodología en los análisis comparativos finales.

10.2 Caso 2

Para el análisis de las alternativas de solución se tomará en cuenta tres escenarios: condición actual, condición dinámica – sismo y condición con lluvia, esto con el fin de validar la integridad del talud ante los distintos factores a las que puede estar expuesto.

En cuanto a la condición con sismo, de la misma forma como se evaluó en el caso 1, numeral 7.1, se determinó de acuerdo con los coeficientes de aceleraciones y al tipo de suelo asignado de acuerdo al numeral A.2.4.4 del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismoresistentes (NSR-10).

La clasificación del perfil del suelo se determinó a partir del número de golpes de los estratos correspondientes a los 30 m superiores del perfil, esto mediante la fórmula presentada en el numeral A.2.4.3.2 del NSR-10, que corresponde a:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{N_i}}$$

Ecuación 14. Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo.

De la ecuación anterior se obtuvo un valor de 21 golpes, por lo tanto, se tiene un tipo de suelo D, donde el criterio de selección corresponde a golpes entre 15 y 50. Por lo tanto se tiene para el sitio de estudio (Orito, Putumayo) una zona de amenaza sísmica alta con los siguientes valores:

Tabla 111. Parámetros de amenaza sísmica Caso 2

Tipo de suelo	D (Valor de N entre 15 y 50)
Parámetros de nivel de amenaza sísmica	
A_a	0.20
A_v	0.20
Parámetros de coeficiente de sitio	
F_a	1.4
F_v	2.0

Fuente: Título A y H- NSR 10

Donde,

A_a= coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva

A_v= coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva

F_a= coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio

F_v= coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio.

Con el fin de realizar el análisis de estabilidad en condiciones dinámicas, se emplea la aceleración máxima en la superficie del suelo As, estimada como la aceleración espectral correspondiente a un período de vibración igual a cero; a partir de esta, se determina el coeficiente sísmico de diseño KST, para el análisis seudoestático del talud de acuerdo con lo establecido en el Titulo H – H.5.2.5 del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10.

Tabla 112. Coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestático de taludes

A_a	F_a	$A_s=A_{max}$	KST
0.20	1.4	0.28	0.22

Fuente: Elaboración propia

Definido los escenarios de análisis y a partir de un examen visual del perfil geotécnico del caso 2, donde se tiene una pendiente pronunciada de aproximadamente 62º en la zona más inclinada, se toma como alternativa inicial realizar una perfilación del talud, tomando en cuenta las siguientes recomendaciones para las terrazas del mismo:

Tabla 113. Pendientes típicas para taludes en cortes (Departamento de carreteras de Japón)

Material	Altura	Pendiente sugerida
Arena o grava de buena calidad SW, GM, GC, GW, GP	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
	5 a15	1.8H:1V a 2H:1V
Arena de mala calidad SP	Menos de 10	1.8H:1V a 2H:1V
Material rocoso	Menos de 10	1.5H:1V a 1.8H:1V
	10 a 20	1.8H:1V a 2H:1V
Suelos arcillosos de buena calidad	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
	5 a 10	1.8H:1V a 2H:1V
Suelos arcillosos blandos	Menos de 5	1.8H:1V a 2H:1V

Fuente: Pineda, L (2017)

Adicionalmente se construyen bermas de ancho entre 1 a 3 metros e inclinación para control de agua entre 5 y 10%, con el fin de generar un terraceo que, por un lado, garantice la altura máxima de la terraza, y por otro, de acuerdo con Pineda, L (2017), garantizar un factor de seguridad.

A continuación, se presenta la aplicación de esta alternativa a cada una de las modelaciones desarrolladas en el numeral 7.2:

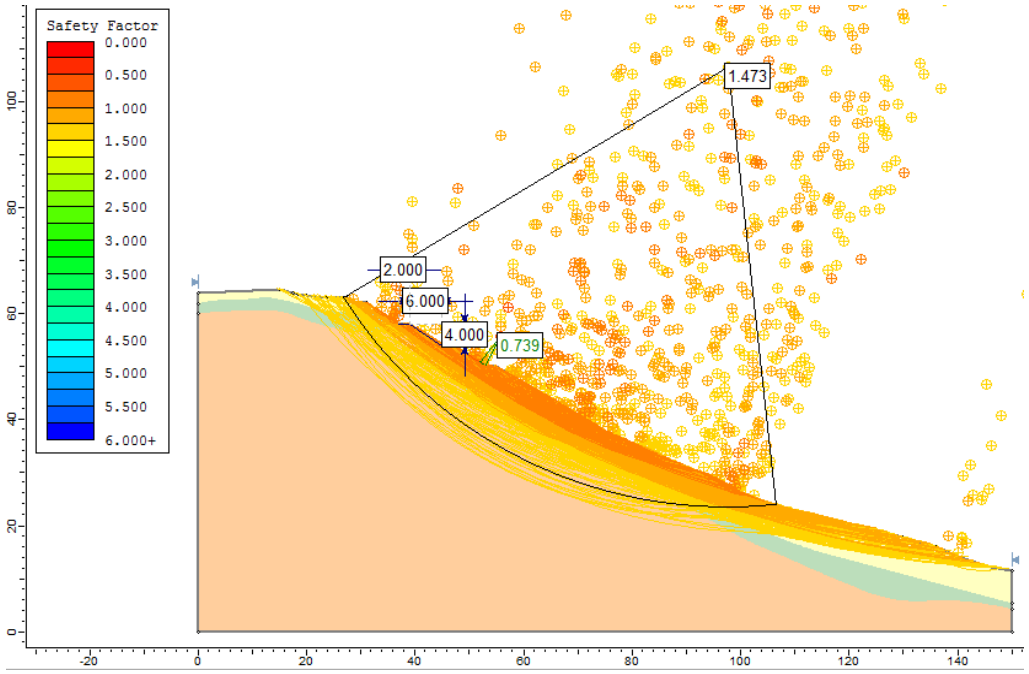
10.2.1 Alternativa Correlaciones – SPT

Para esta modelación la aplicación de la alternativa se desarrollará en el caso donde se obtuvieron los menores valores con el fin de que sea aplicable a cada una de las 8 ecuaciones empleadas y el caso probabilístico. En base a la Tabla 114, se tiene que los menores valores, para las dos capas superiores que son las que presentan falla de acuerdo con la modelación presentada en el numeral 7.2.1, corresponde a los obtenidos en la ecuación de Peck, por lo que tenemos:

Tabla 114. Valores de parámetros de resistencia alternativa correlación SPT

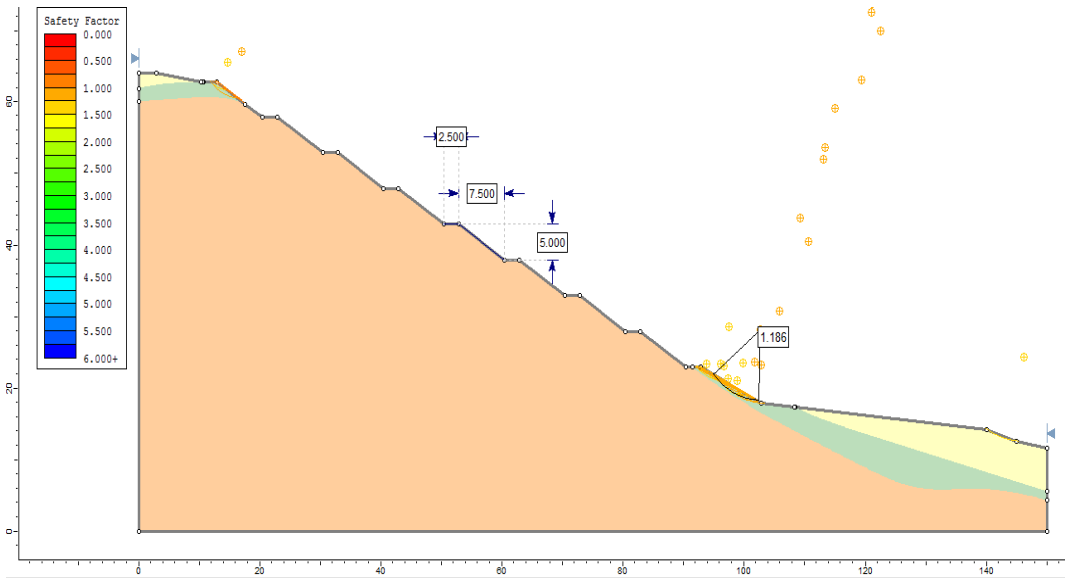
Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Water Surface
Arcilla arenosa blanda		18.32	Mohr-Coulomb	0	26.17	None
Arena arcillosa media		19.63	Mohr-Coulomb	0	29.47	None
Arena arcillosa muy compacta		20.74	Mohr-Coulomb	23	30.83	None

Imagen 89. Terraceo modelación SPT – Caso 2



Con la perfilación inicial no es posible obtener un valor de FS mayor o igual 1,5, de acuerdo con la normatividad, por lo tanto, se procede a realizar una perfilación mayor, teniendo así:

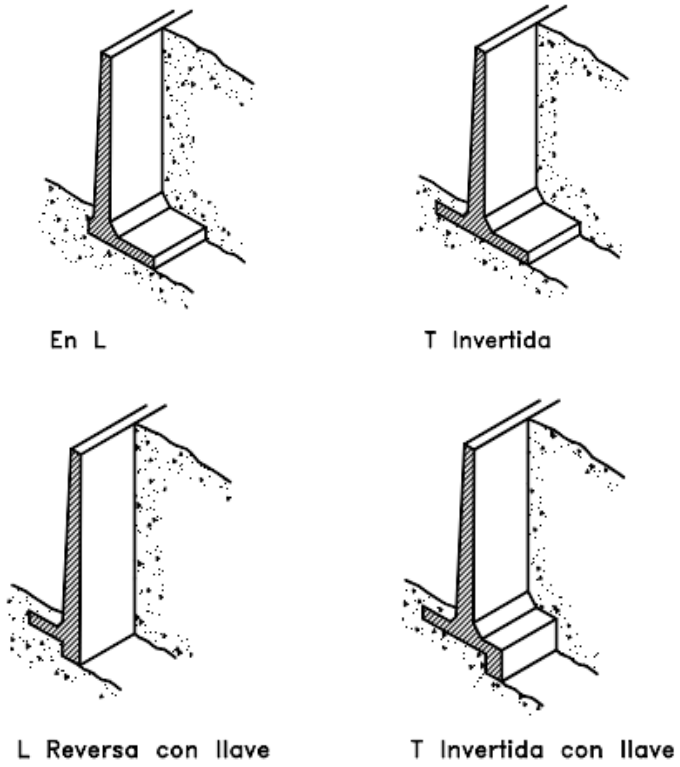
Imagen 90. Terraceo modelación SPT opción 2 – Caso 2

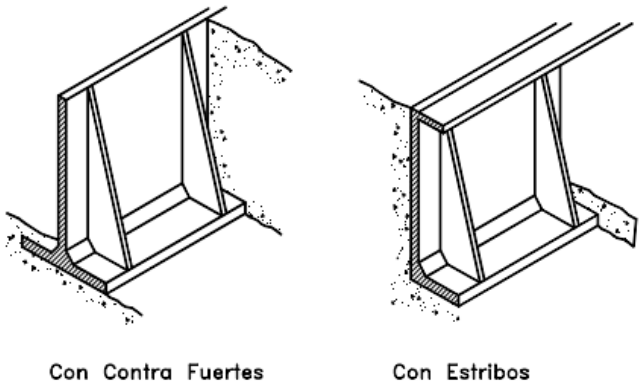


Como se puede observar, con un terraceo más drástico no es posible estabilizar el talud, y más aún, si se aplica fuerza sísmica, razón por la cual hay que emplear una alternativa más eficaz, teniendo como posibilidad muros en concreto reforzado, donde se tienen las siguientes posibilidades de acuerdo con Suarez (1998):

1. Muros empotrados o en cantiliber, en forma de L o T invertida, los cuales tienen una placa semivertical o inclinada monolítica con otra placa en la base.
2. Muros con contrafuertes, en los cuales la placa vertical o inclinada está soportada por contrafuertes monolíticos que le dan rigidez y ayudan a transmitir la carga a la placa de cimentación.
3. Muros con estribos, en los cuales adicionalmente a la placa vertical y la placa de cimentación y los contrafuertes, se construye una placa superior sub-horizontal que aumentan la rigidez y capacidad para soportar momentos.

Imagen 91. Tipos de muro de contención en concreto reforzado





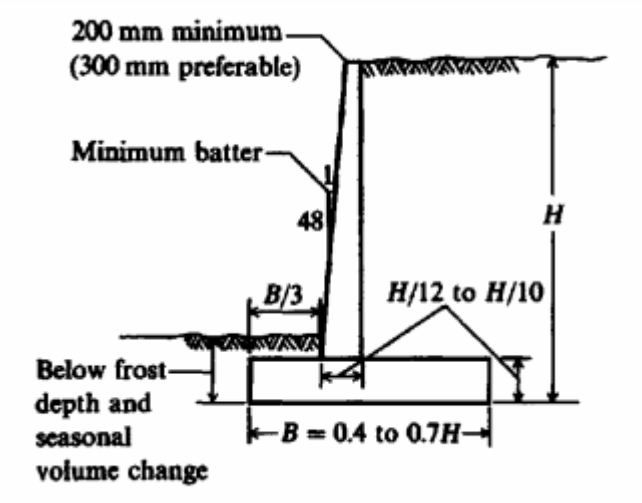
Fuente: Recuperado de Suarez (1998)

De manera paralela se tienen las siguientes recomendaciones para este tipo de obra:

- Se debe considerar un sistema de drenaje detrás de su pared vertical y/o sistema de lloraderos.
- Un muro en concreto reforzado es económicamente viable para alturas de hasta 8 metros, ya que si se tienen alturas mayores el ancho del muro vertical aumenta considerablemente y el muro incrementa enormemente su costo
- La pendiente de la pared de la fachada se debe poseer una inclinación de por lo menos 1:50
- El peso específico del concreto reforzado es aproximadamente 24 kN/m^3

A partir de mencionado anteriormente y tomando un predmiensionamiento del muro de acuerdo con la siguiente información:

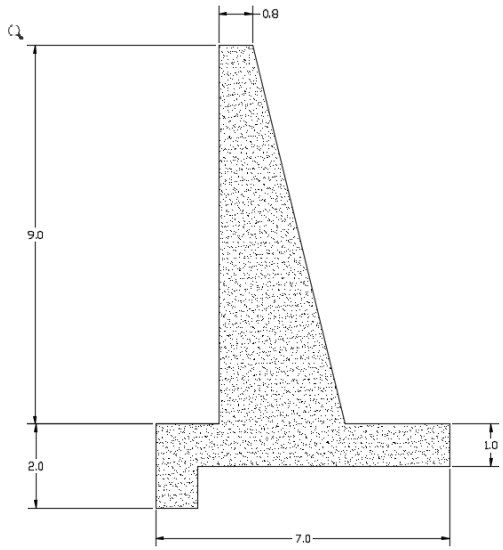
Imagen 92. Predimensionamiento de muro de concreto reforzado.



Fuente: Recuperado de Bowles (1997)

Con la información anterior se genera la siguiente alternativa de muro reforzado, donde se tomó como altura máxima 10 metros, que si bien es mayor a la sugerida, esta se toma con el fin de evaluar si en el caso extremo de las dimensiones del muro, el talud cumple con los valores de FS establecidos:

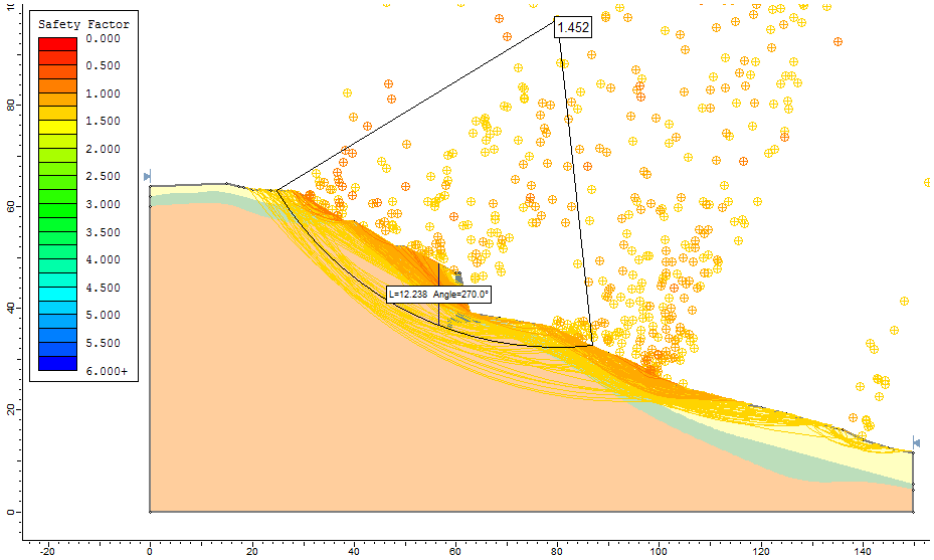
Imagen 93. Muro en concreto reforzado caso 2 – correlación SPT.



Fuente: Elaboración propia.

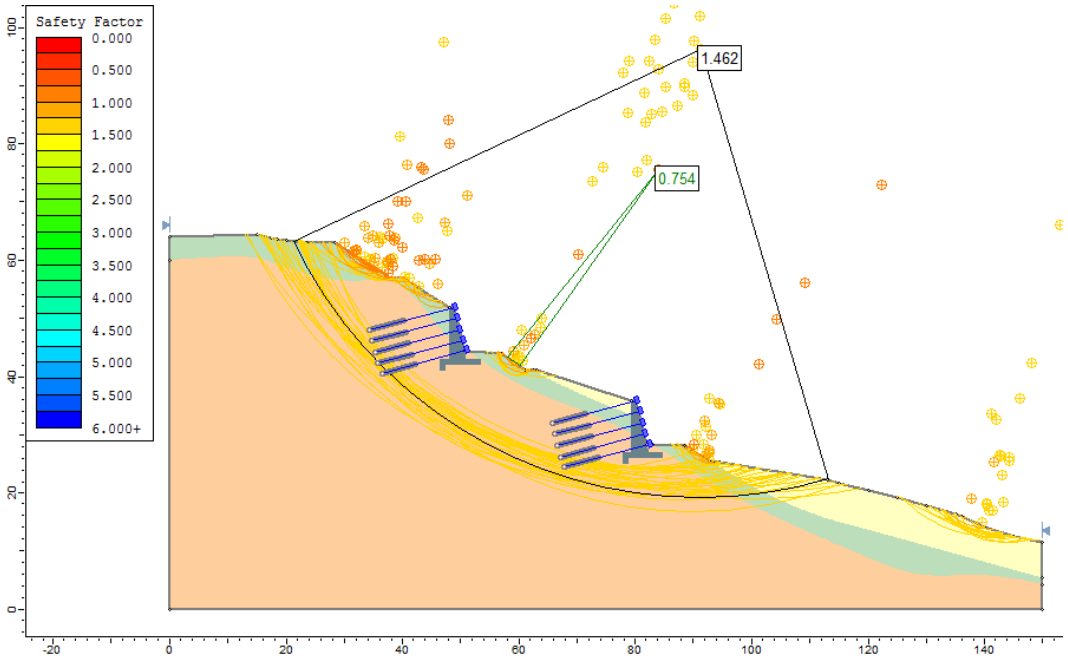
Adicional al muro de concreto reforzado se retira la cabeza del talud que presenta mayor pendiente con el fin de retirar la zona que es más propensa a presentar falla. Dicho esto, se tiene:

Imagen 94. Muro en concreto modelación SPT – Caso 2



Dado que no cumple con el valor FS se dispone de otro muro a una longitud de 100 metros, aunque esta vez se dispone de anclajes en cada muro con una separación de 2 metros, esto con el fin de mitigar la falla que se está produciendo, teniendo así:

Imagen 95. Muro en concreto modelación SPT opción 2 – Caso 2

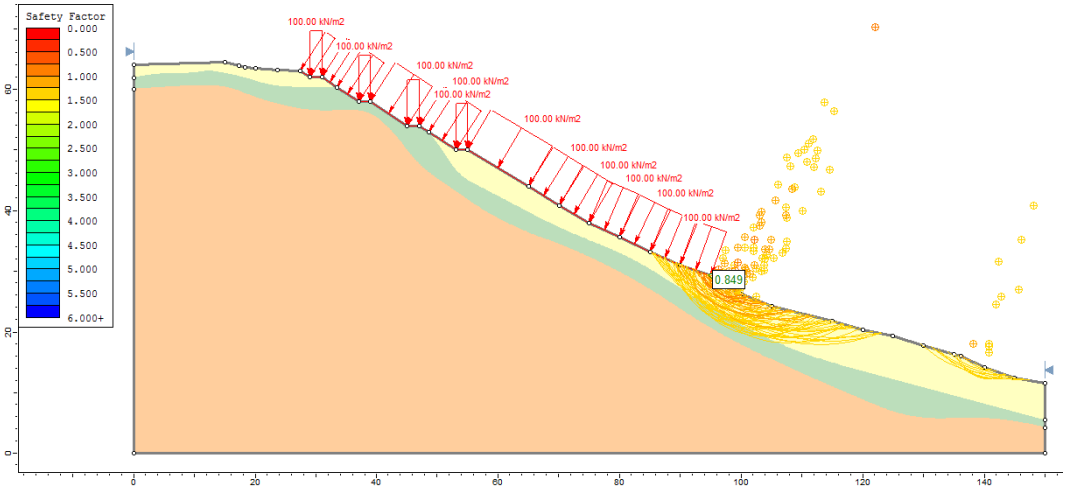


Dado que no se logró obtener un resultado FS mayor a 1.5 se dispone a emplear otra metodología, la cual corresponde a muros anclados a lo largo del talud, y a su vez manteniendo el retiro de la zona de alta pendiente del talud.

Para el desarrollo de esta obra de estabilización se sigue lo sugerido por Suarez (1998), donde se tiene el sistema de análisis de Janbú, el cual consiste en *colocar una serie de cargas vectoriales simulándolas las anclas sobre las dovelas. En el análisis de estabilidad por el sistema de Janbú el factor de seguridad se calcula siguiendo el procedimiento normal de los programas. El diseño consiste en determinar la localización y cargas de las anclas que producen un factor de seguridad predeterminado*.

Así las cosas, se tiene la siguiente alternativa:

Imagen 96. Muro anclado concreto lanzado modelación SPT – Caso 2



Como se puede visualizar, aún no se cumple con los valores de FS, por lo cual se opta por disponer de un muro flexible que, por un lado, aumente el valor de FS donde se presenta la falla, y por otro, permita filtrar agua para la modelación con factor detonante – lluvia.

De acuerdo con Suarez (1998), se tienen las siguientes consideraciones para los muros en gavión:

- Se pueden construir sobre fundaciones débiles.
- Los tamaños de las cajas usualmente se manejan con una dimensión 2m x 1m x 1m
- El peso unitario del gavión se puede estimar mediante la siguiente ecuación:

$$\gamma_g = (1 - n_r) G_s \gamma_w$$

Ecuación 15. Peso unitario de un muro en gavión

Donde:

nr = Porosidad del enrocado

Gs = Gravedad Específica de la roca

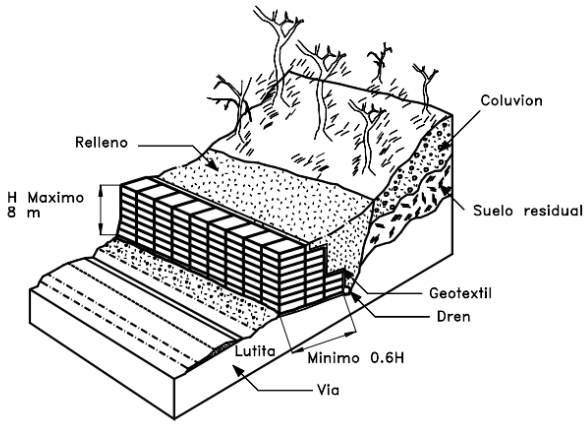
γw = Peso unitario del agua

Para diseños preliminares Gs puede asumirse igual a 2.6 en el caso de rocas duras. La porosidad del enrocado generalmente varía de 0.3 a 0.4 dependiendo de la angulosidad de los bloques de roca. Por lo tanto, sustituyendo los valores sugeridos en la ecuación 15, se tiene:

$$\gamma_g = (1 - 0.3) * 2.6 * 10 \frac{kN}{m^3} = 18.2 \frac{kN}{m^3}$$

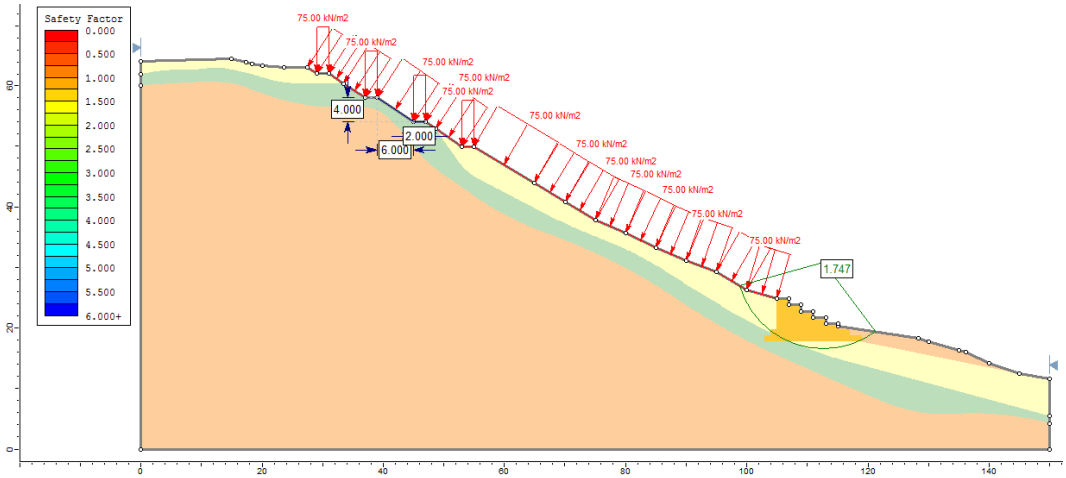
Como esquema general del gavión se tiene:

Imagen 97. Esquema general de un muro en gavión.



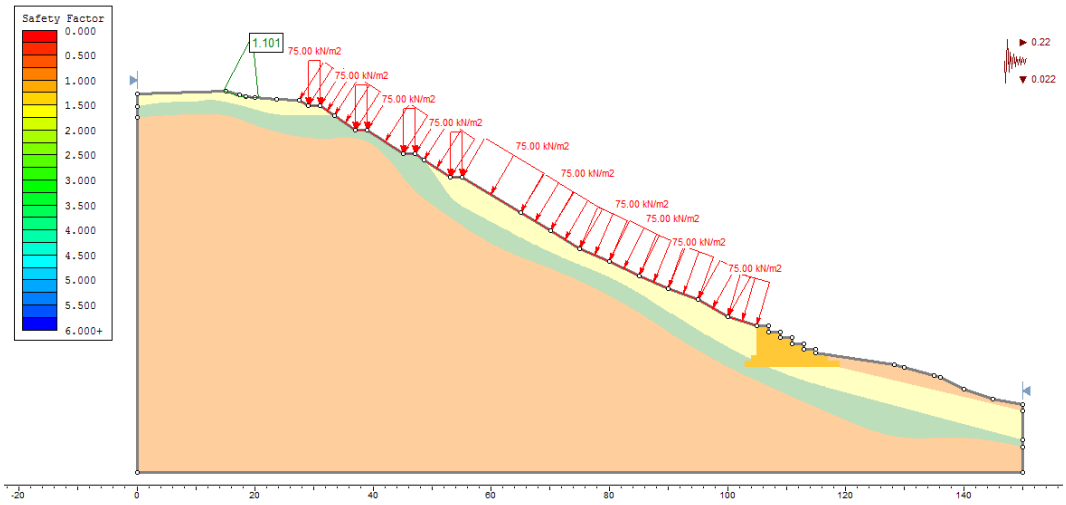
Fuente: Recuperado de Suarez (1998)

Imagen 98. Muro anclado concreto lanzado modelación SPT opción 2 – Caso 2



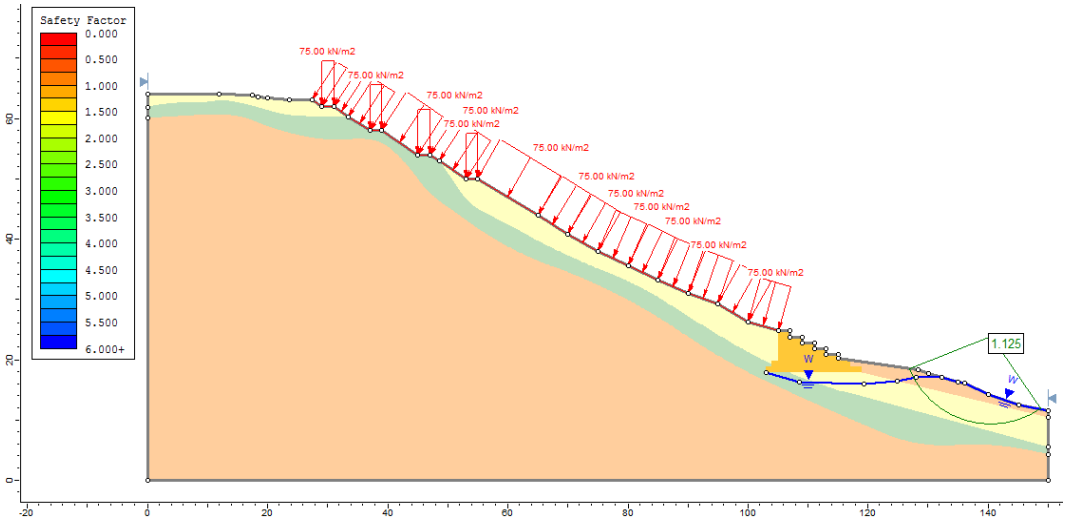
Una vez obtenido un valor FS mayor a 1.5, se dispone la fuerza sísmica para la zona de estudio, esto con el fin de evaluar el comportamiento del talud en estas condiciones:

Imagen 99. Muro anclado concreto lanzado modelación SPT opción 2 - Factor detonante sismo – Caso 2



Igualmente se evalúa el talud con factor detonante – lluvia, considerando a su vez que el muro anclado permite el flujo de agua en la parte superior, además de la disposición de drenes horizontales a lo largo del muro con el fin de evacuar posible agua subterránea generada por infiltración.

Imagen 100. Muro anclado concreto lanzado modelación SPT opción 2 - Factor detonante lluvia – Caso 2



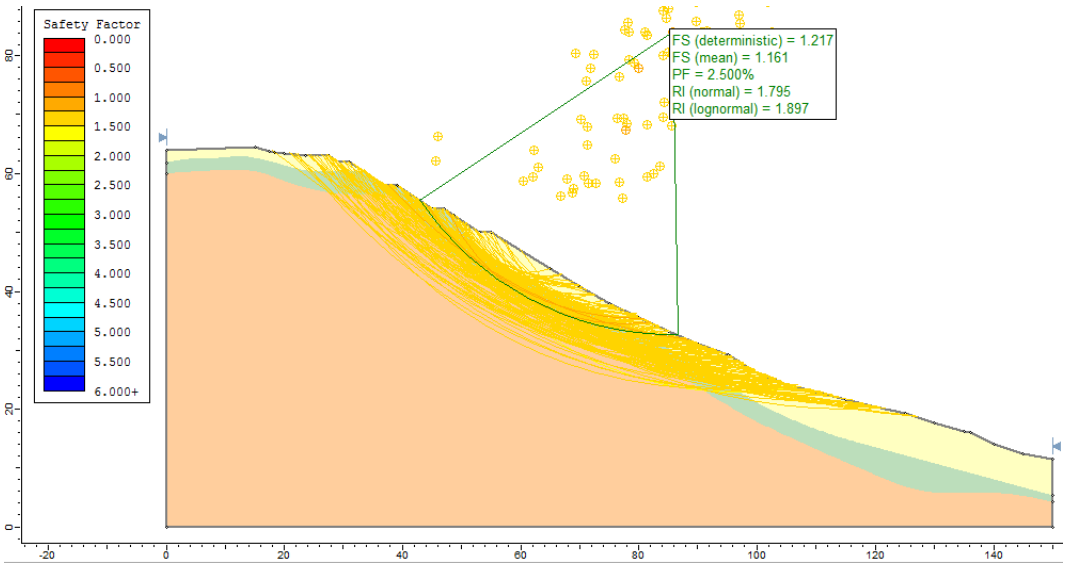
10.2.2 Alternativa Método Probabilístico

Siguiendo los lineamientos considerados inicialmente se tiene para este método la siguiente propuesta:

Tabla 115. Valores de parámetros de resistencia alternativa método estadístico.

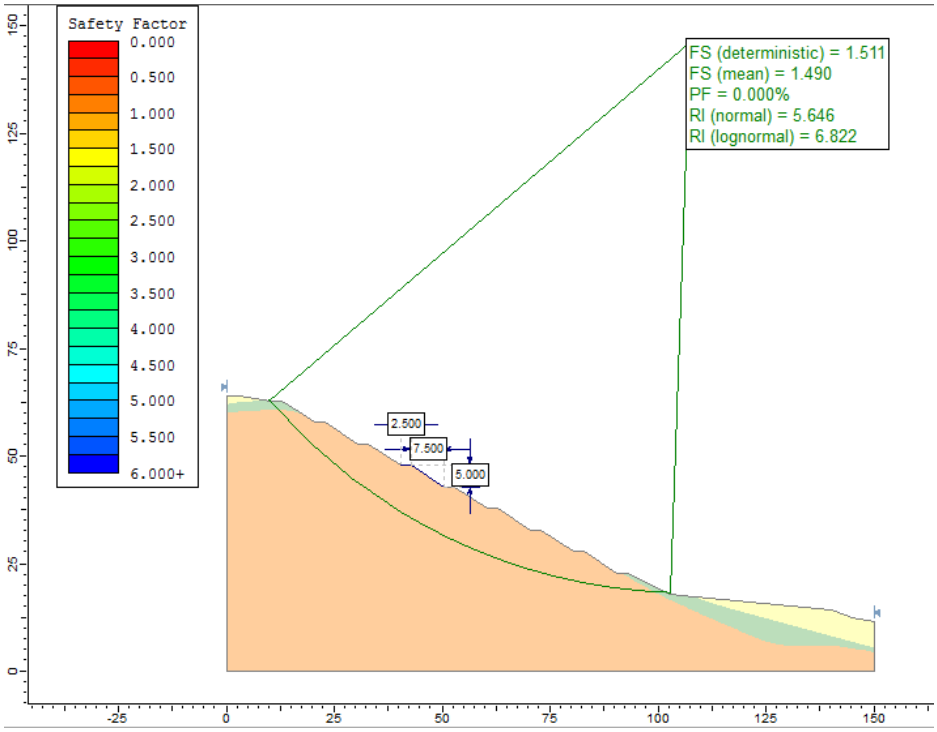
Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Water Surface	Ru
Arcilla Arenosa Blanda		19.3	Mohr-Coulomb	21.7	18.75	None	0
Arena Arcillosa Media		18.07	Mohr-Coulomb	2.39	29.13	None	0
Arena Arcillosa Muy Compacta		19.5	Mohr-Coulomb	8.78	33.08	None	0

Imagen 101. Terraceo modelación método estadístico – Caso 2.



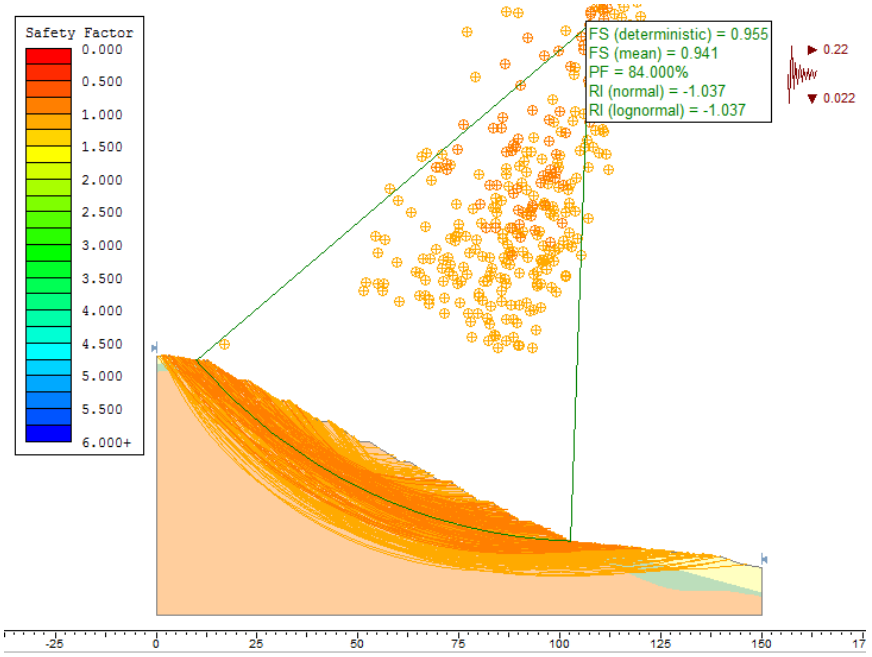
Al igual que el método anterior, se requiere de un terraceo más drástico, por lo que se probará la segunda alternativa empleada en el método de correlaciones SPT con el fin de comprobar si es viable.

Imagen 102. Terraceo modelación método estadístico opción 2 – Caso 2



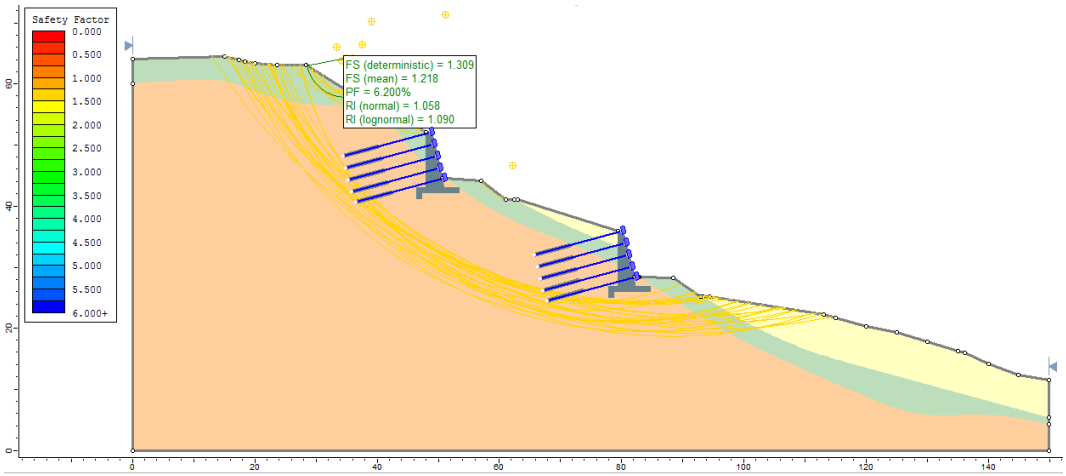
A partir del terraceo anterior se logra estabilizar el talud, con un valor FS=1,51, por lo tanto, se procede a analizar la alternativa con el factor detonante – sismo con los siguientes resultados:

Imagen 103. Terraceo modelación método estadístico opción 2 – factor detonante sismo - Caso 2



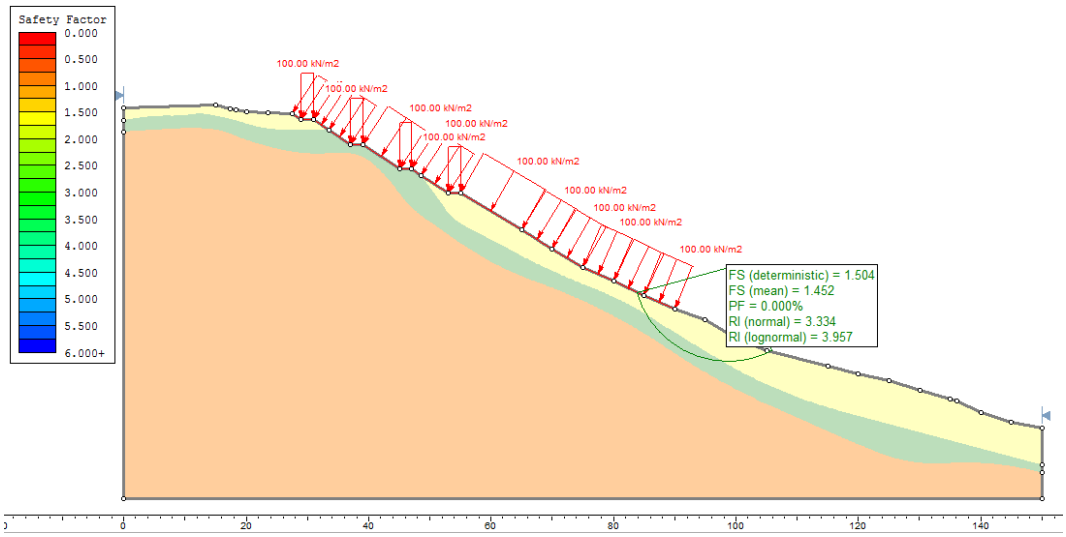
Ante la falla del talud por acción del sismo, se evalúa la alternativa de muro en concreto reforzado, teniendo el siguiente resultado:

Imagen 104. Muro en concreto reforzado método probabilístico - Caso 2



Dado que no se logra garantizar la estabilidad del talud con la alternativa sugerida, se propone un muro anclado de menor área de cobertura con respecto al presentado en el método de correlaciones SPT, teniendo así:

Imagen 105. Muro anclado concreto lanzado modelación método probabilístico - Caso 2



Dado el cumplimiento del talud en estado actual, se procede a evaluar la integridad del talud ante los factores detonantes de sismo y lluvia, teniendo así:

Imagen 106. Muro anclado concreto lanzado modelación método probabilístico - Factor detonante sismo – Caso 2

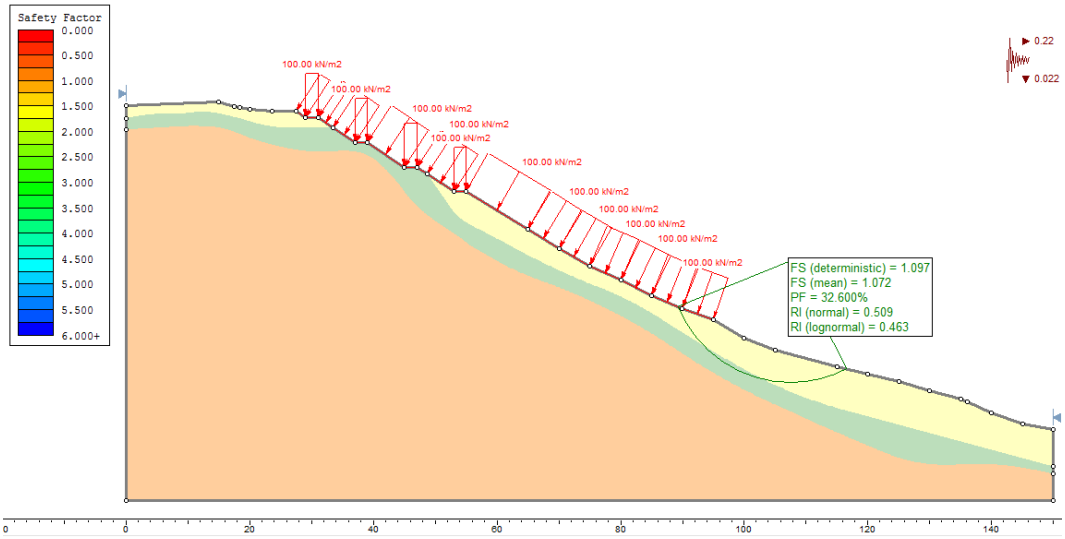
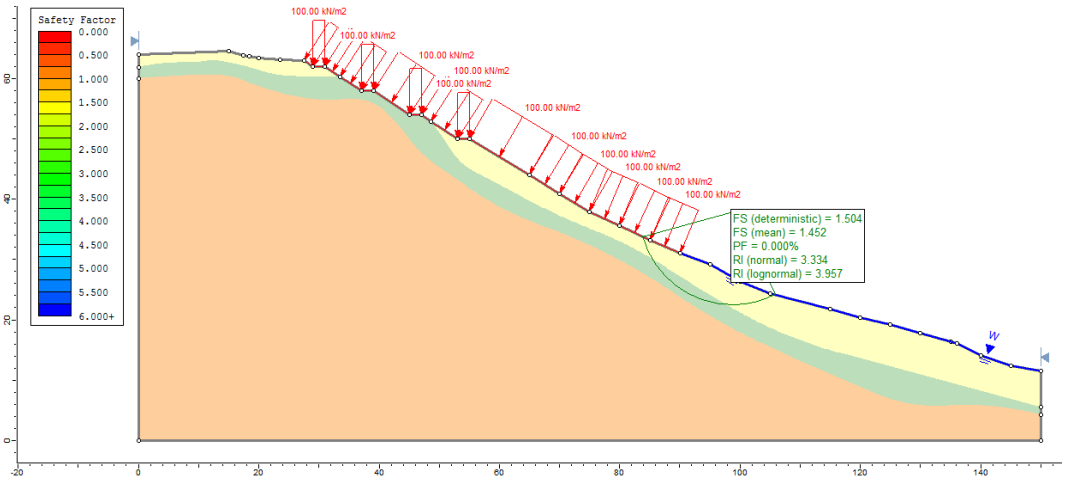


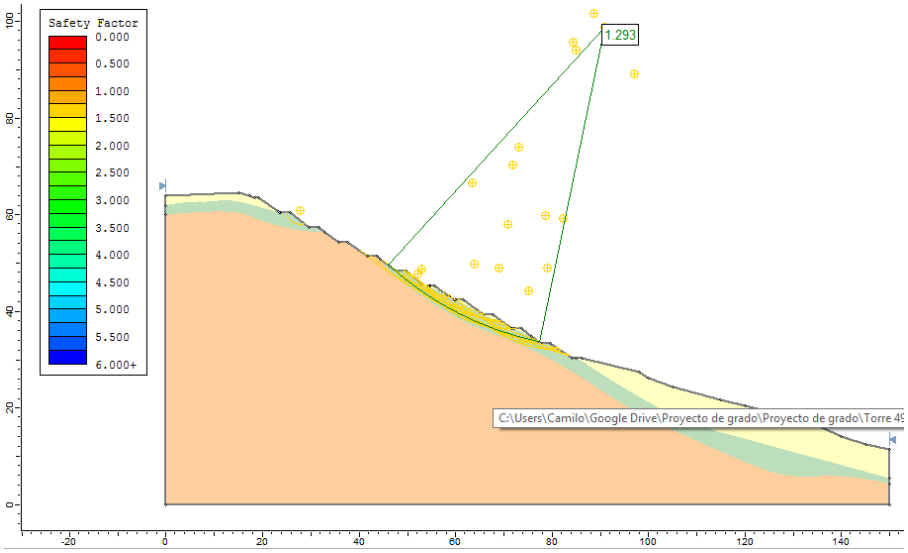
Imagen 107. Muro anclado concreto lanzado modelación método probabilístico - Factor detonante lluvia – Caso 2



10.2.3 Alternativa método de ensayos de laboratorio

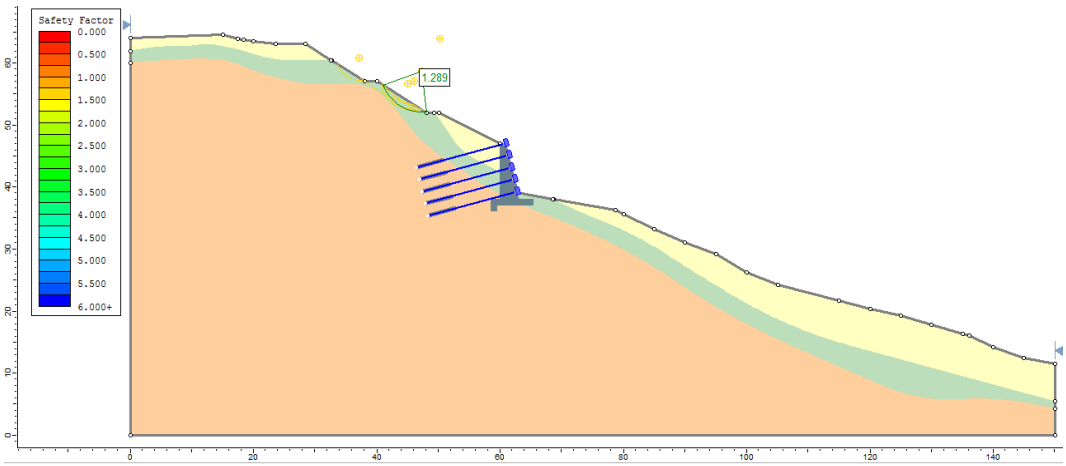
Siguiendo el procedimiento descrito en las metodologías desarrolladas hasta el momento, se analizarán y verificarán las alternativas de terraceo, que, de no cumplir, se evaluarán las opciones de muro en concreto reforzado y muro anclado con concreto lanzado. Aclarado el procedimiento, se tiene:

Imagen 108. Terraceo modelación método ensayo corte directo – Caso 2



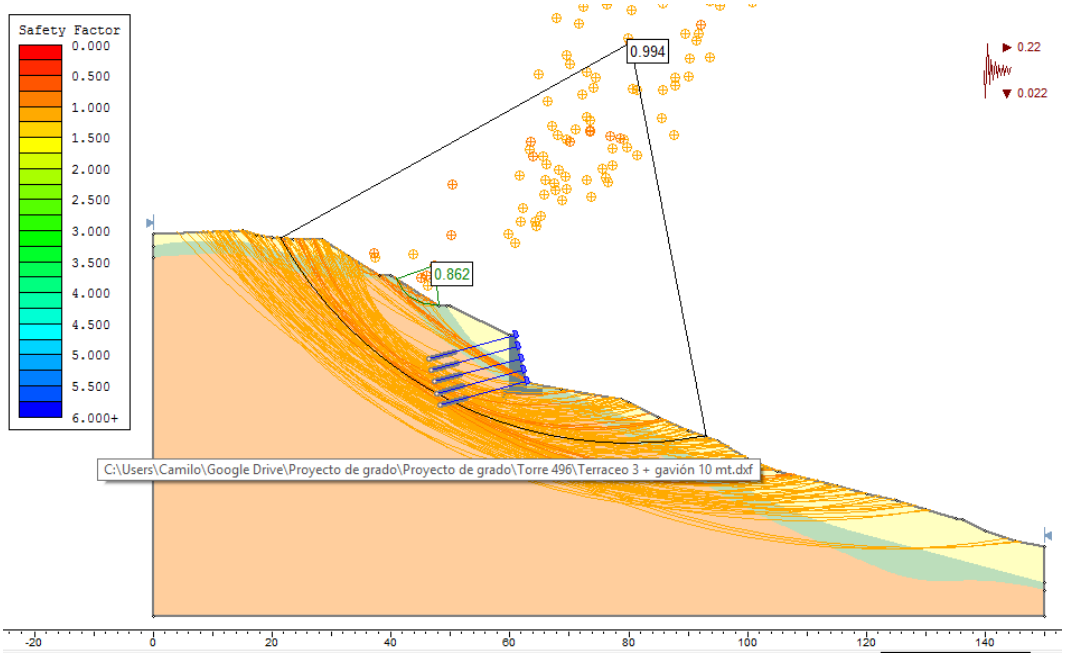
Dado que no se cumple, se presenta la solución con muro en concreto reforzado:

Imagen 109. Muro concreto reforzado modelación método ensayo corte directo – Caso 2



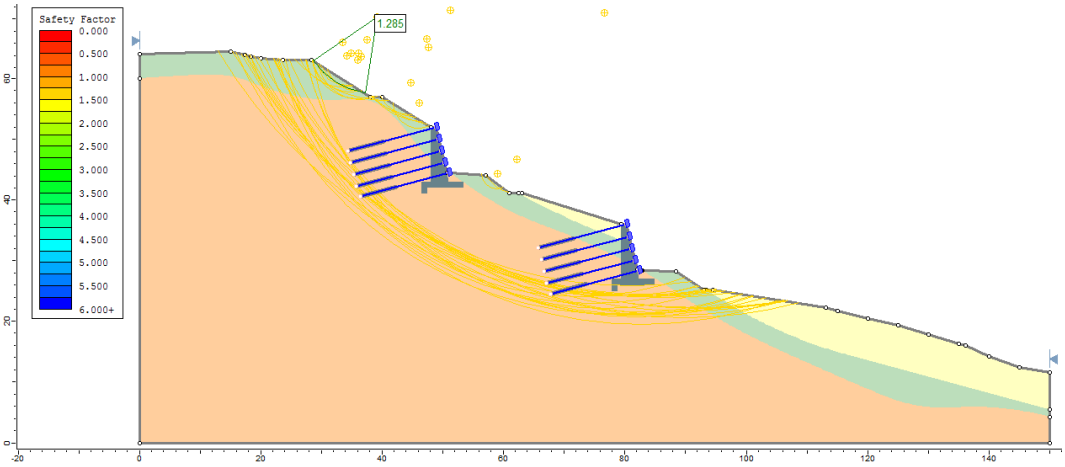
Si bien no se cumple con el valor FS=1.5, se tiene que solo falla una de las terrazas propuestas, así que, antes de estabilizar la zona que se encuentra en falla se evalúa la solución con factor detonante sismo con el fin de analizar si es necesario realizar dicho ajuste a la alternativa:

Imagen 110. Muro concreto reforzado modelación método ensayo corte directo factor detonante sismo – Caso 2



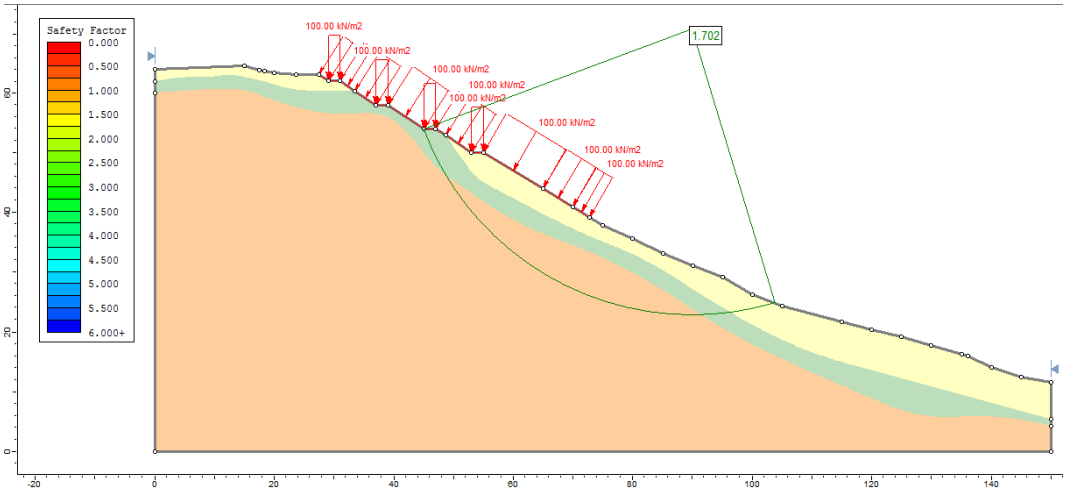
Se evalúa la alternativa de dos muros en concreto reforzado para analizar su efectividad para estabilizar el talud, teniendo así:

Imagen 111. Muro concreto reforzado modelación método ensayo corte directo opción 2 – Caso 2



Dado que la alternativa no cumple con la simulación de dos muros en concreto reforzado, se procede a evaluar la estabilidad del talud con muro anclado con concreto lanzado, teniendo lo siguiente:

Imagen 112. Muro anclado concreto lanzado modelación método ensayo corte directo - Caso 2



Se evalúa la solución con factor detonante sismo y lluvia para evaluar su comportamiento:

Imagen 113. Muro anclado concreto lanzado modelación método ensayo corte directo factor detonante - sismo - Caso 2

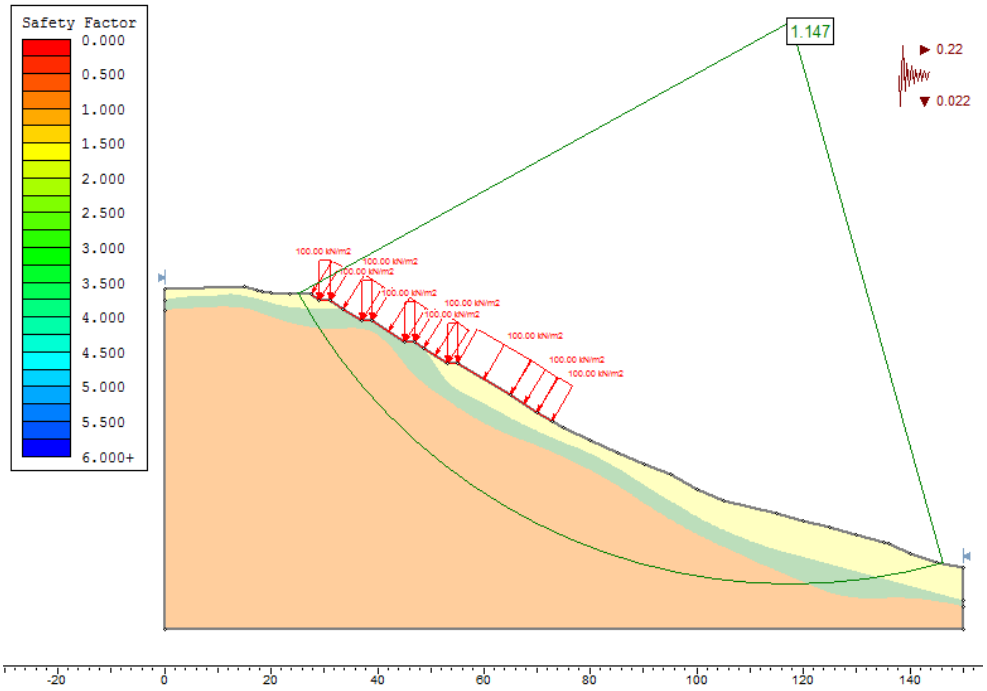
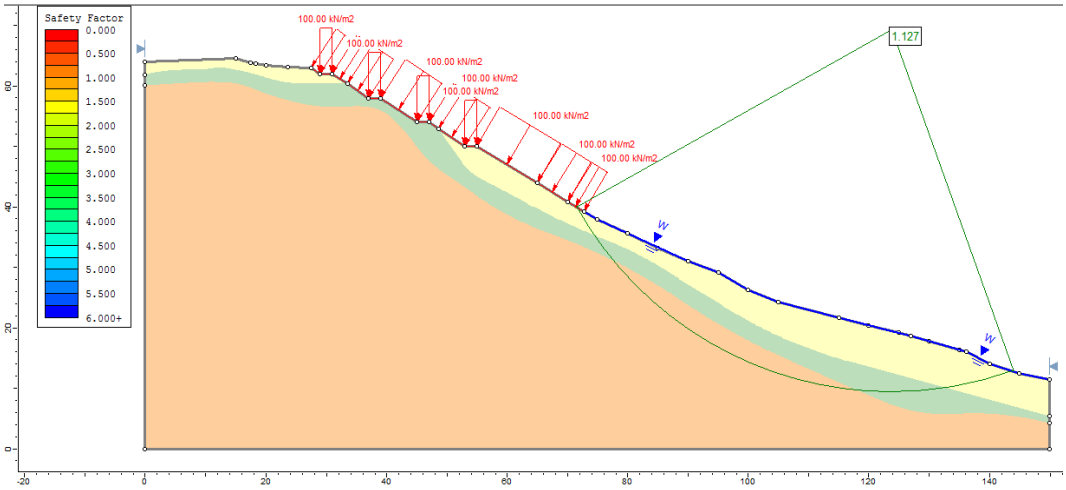


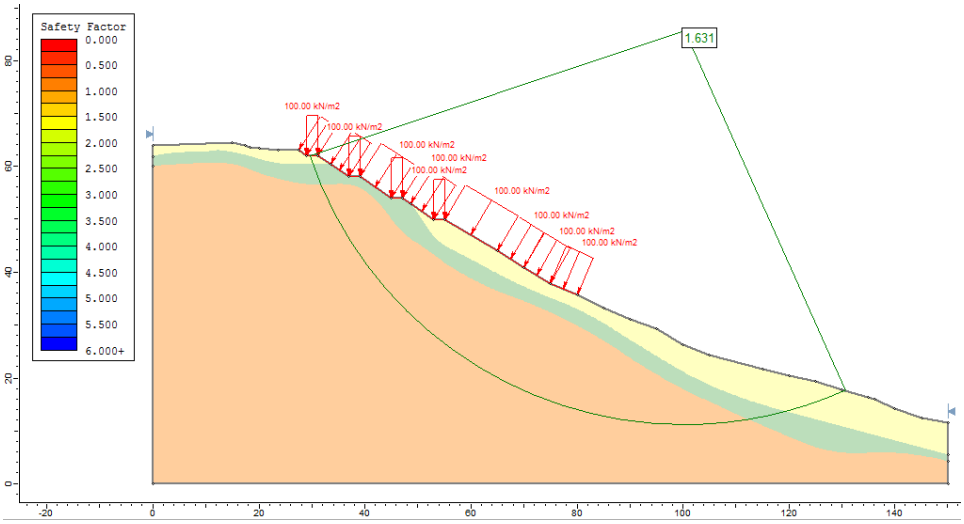
Imagen 114. Muro anclado concreto lanzado modelación método ensayo corte directo factor detonante - lluvia - Caso 2



10.2.4 Alternativa Retrocálculo

Para este método solo se evaluará la alternativa de muro anclado con concreto lanzado, pues en el desarrollo de los métodos anteriores es la única alternativa que ha cumplido con los valores de factor de seguridad mínimo. Los resultados para el método de retrocálculo a partir de los valores de parámetros de resistencia obtenidos en las correlaciones SPT fueron los siguientes:

Imagen 115. Muro anclado concreto lanzado modelación método retrocálculo con datos de correlación SPT - Caso 2



Cumplida la estabilidad del talud en estado actual, se modela el mismo con los factores detonantes de sismo y lluvia:

Imagen 116. Muro anclado concreto lanzado modelación método retrocálculo con datos de correlación SPT – Factor detonante sismo - Caso 2

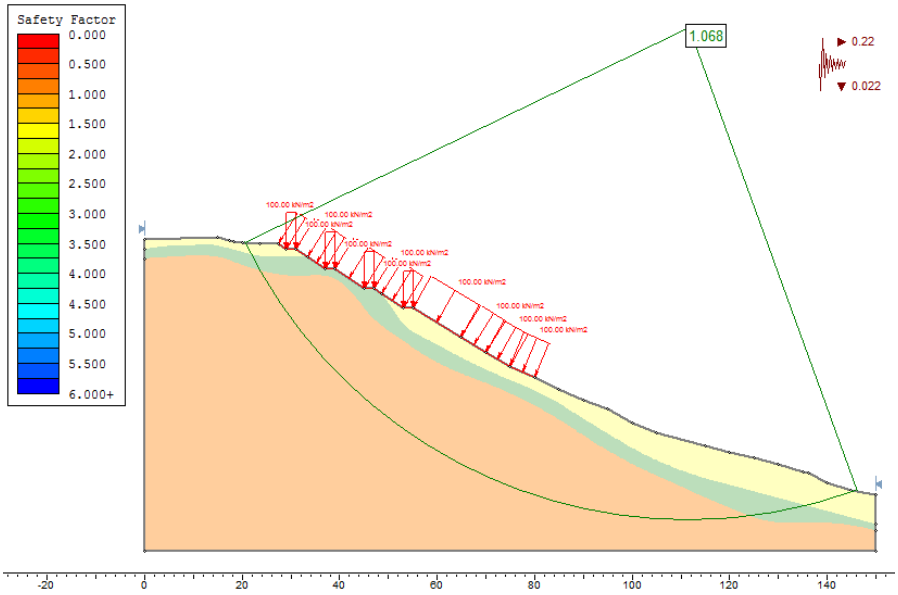
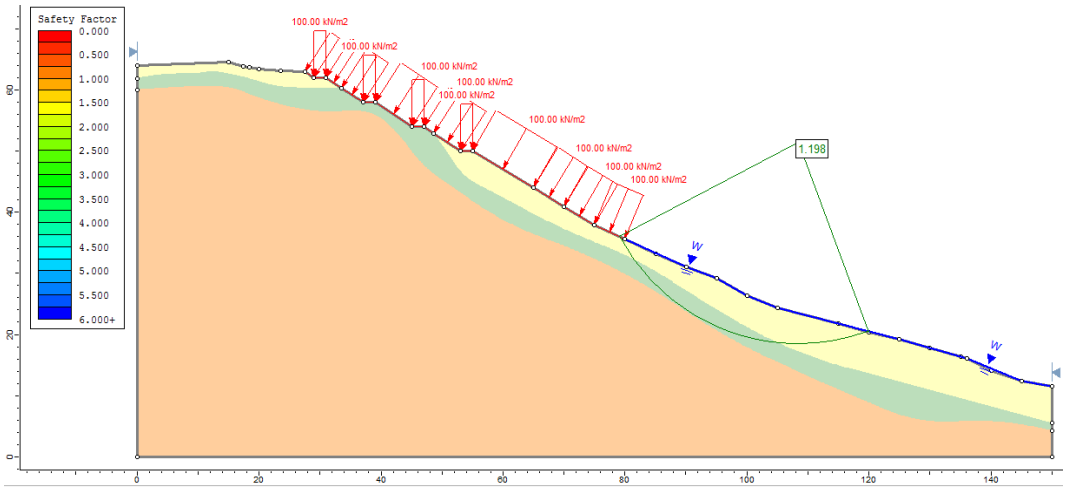
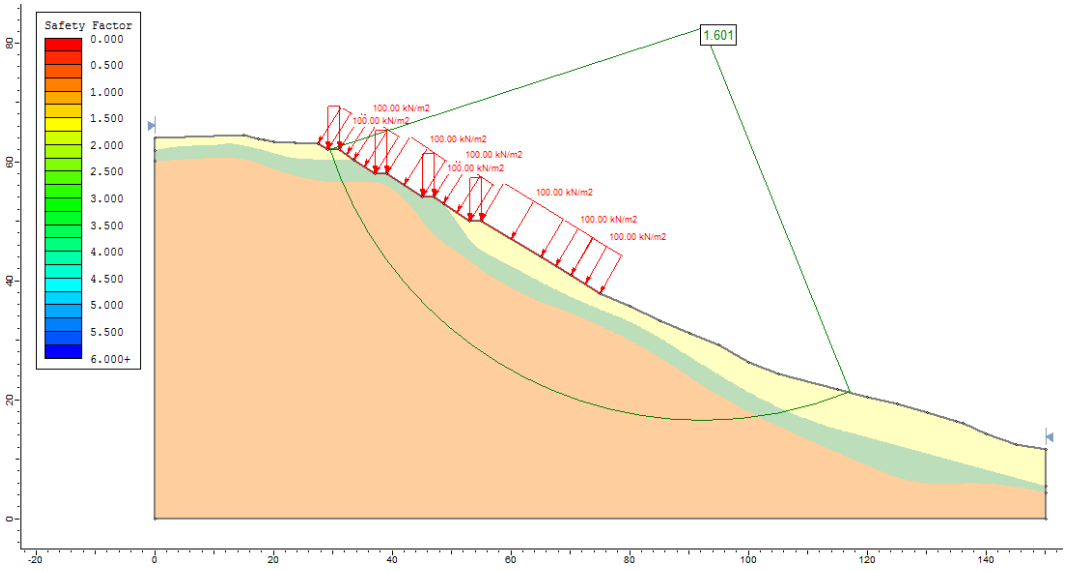


Imagen 117. Muro anclado concreto lanzado modelación método retrocálculo con datos de correlación SPT – Factor detonante lluvia - Caso 2



Ahora, los resultados para los valores obtenidos por retrocálculo a partir de los parámetros base del método probabilístico son los siguientes:

Imagen 118. Muro anclado concreto lanzado modelación método retrocálculo con datos probabilísticos - Caso 2



Los resultados con factores detonantes propuesto, teniendo así:

Imagen 119. Muro anclado concreto lanzado modelación método retrocálculo con datos probabilísticos – Factor detonante sismo - Caso 2

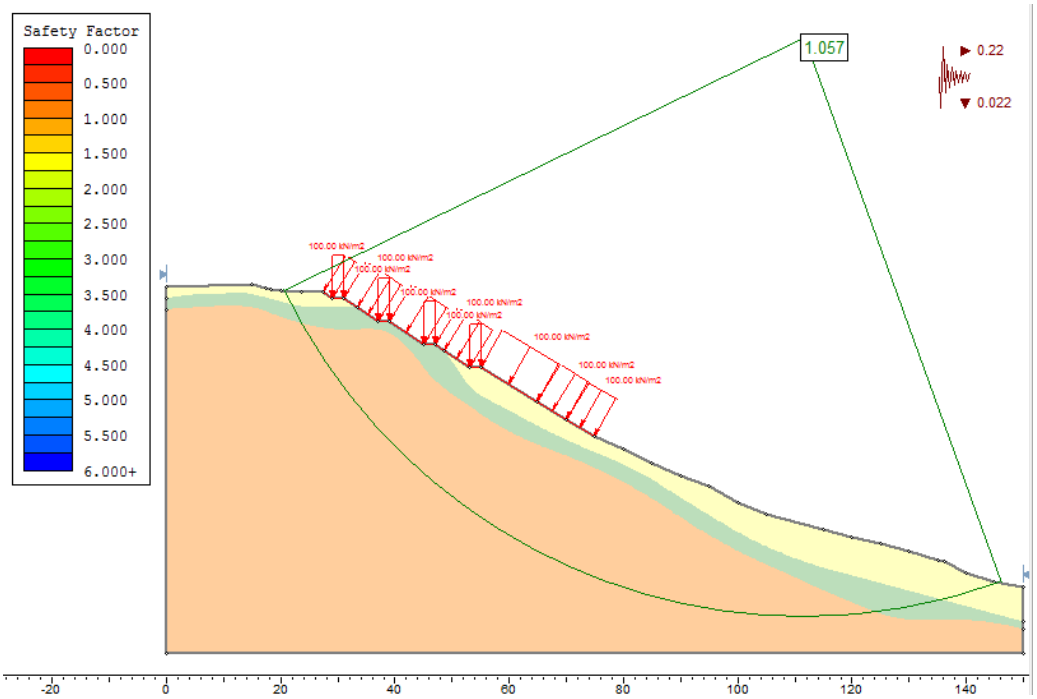
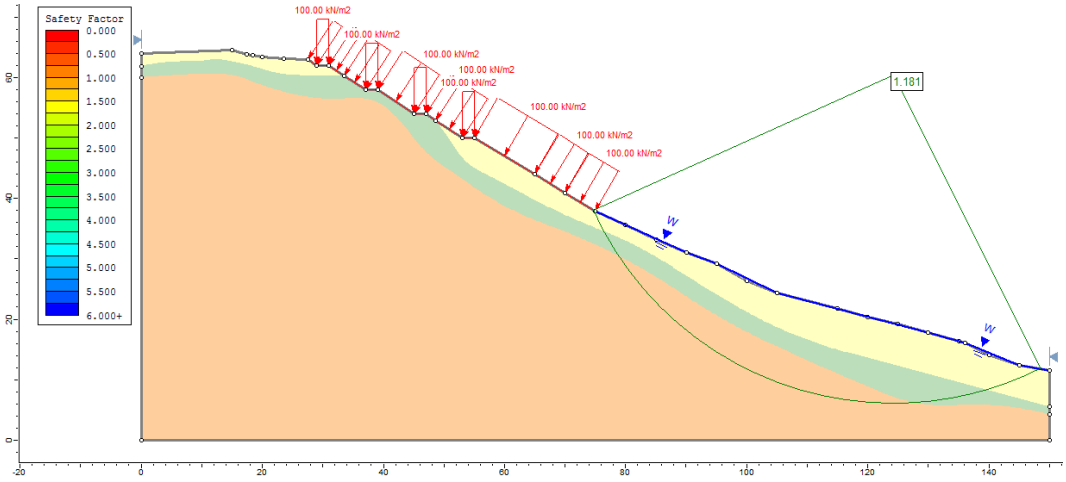


Imagen 120. Muro anclado de concreto lanzado modelación método retrocálculo con datos probabilísticos – Factor detonante lluvia - Caso 2

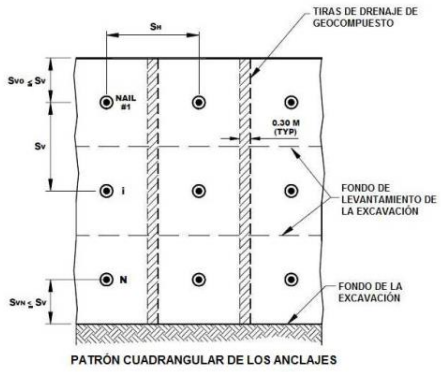


Una vez estabilizado el talud en cada una de las alternativas propuestas, esto mediante la disposición de muros anclados en concreto lanzado, se tiene como guía para el dimensionamiento del mismo el trabajo de grado ***Manual para el proceso de diseño y construcción de muros anclados de concreto lanzado*** por Muñoz A. (2011). El detalle de dicho dimensionamiento se presenta en el ANEXO I CALCULO DE MURO ANCLADO CON CONCRETO LANZADO CASO 2.

Los datos generales que surgen de este anexo, para cada una de las alternativas, es:

a. Esquema del patrón de ubicación de los drenajes

Imagen 121. Patrón rectangular de ubicación de anclajes



Fuente: Recuperado de Muñoz (2011)

b. Separación de los anclajes

La separación propuesta corresponde a 1,5 de separación horizontal (Sh) y 1,5 de separación vertical (Sv).

c. Inclinación de los anclajes

La inclinación de cada anclaje es de 15°.

d. Longitud de los anclajes

La longitud de cada anclaje corresponde a 15 metros, asegurando la cimentación en un estrato estable y adecuado, y, la longitud mínima recomendada.

e. Tipo de anclaje

El anclaje seleccionado corresponde a un tipo 2T13, el cual tiene como características 2 torones de 13 mm, un límite elástico a la tensión de 180 kN, un diámetro de barra de 15,4 mm. Así mismo se tiene que el diámetro de excavación es de 27 mm.

f. Espesor mínimo de recubrimiento

Espesor de 20 centímetros del muro en concreto con una resistencia de 28 Mpa.

g. Reforzamiento de la cabeza del anclaje

Platinas de 20cm x 20cm y un espesor de 19 mm y refuerzo al punzonamiento de 4 barras N.8 de 40 centímetros.

h. Grouting inyectado

El recubrimiento mínimo de mortero esta entre 2 y 3 cm, además de una longitud de 7,6 metros para garantizar la integridad del bulbo.

i. Reforzamiento del muro

Malla electrosoldada M-567 con las siguientes características:

Tabla 116. Malla electrosoldada de refuerzo

Tipo de malla	Diámetro (mm)		Separación		Sección as(cm^2/m)	
M-567	Long.	Trans.	Long.	Trans.	Long.	Trans.
	8,5	8,5	10	10	5,67	5,67

j. Drenaje

Los drenajes por construir corresponden a tubos PVC de por lo menos 50 mm de diámetro, que para el caso se toman tubos de 2 1/2", es decir de 65 mm, 16 metros de largo y con una separación de 3 metros, tanto en dirección vertical como horizontal y una inclinación de 15°.

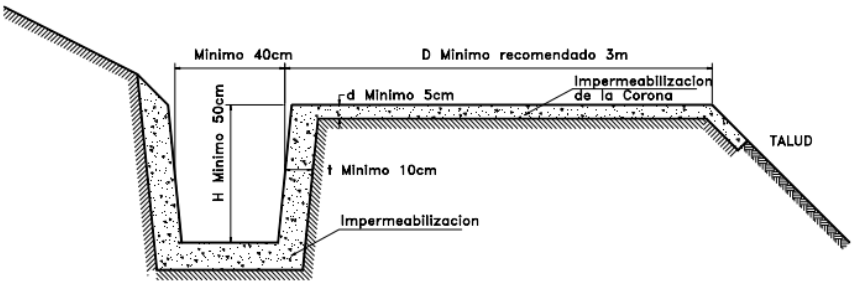
Imagen 122. Esquema de drenaje para muro anclado



Fuente: Recuperado de Muñoz (2011)

Así mismo se dispone de una zanja de coronación, que de acuerdo con Suarez (1998), las dimensiones mínimas de esta son de 40 centímetros de ancho y 50 centímetros de profundidad. Se presenta un esquema de la zanja de coronación. El concreto a emplear tiene una resistencia de 21 MPa.

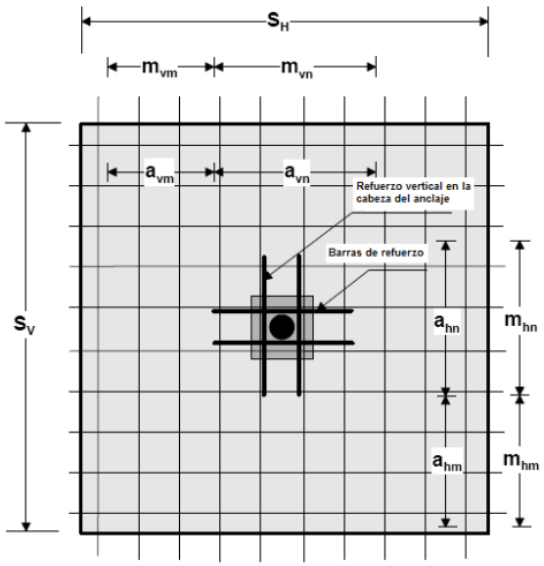
Imagen 123. Esquema de zanja de coronación



Fuente: Recuperado de Suarez (1998)

El esquema general del muro anclado con concreto lanzado se presenta en la siguiente imagen:

Imagen 124. Esquema de muro anclado con concreto lanzado



Fuente: Recuperado de Muñoz (2011)

Los cálculos y detalle del muro para cada una de las alternativas se encuentran en el ANEXO I CALCULO DE MURO ANCLADO CON CONCRETO LANZADO CASO 2**.**

11. Resultados obras de estabilidad

En este capítulo se mostrarán los resultados obtenidos por medio de cada uno de los métodos de cálculo para la obtención de parámetros, los resultados de las modelaciones en condiciones actuales y en condiciones futuras (con obras de estabilidad).

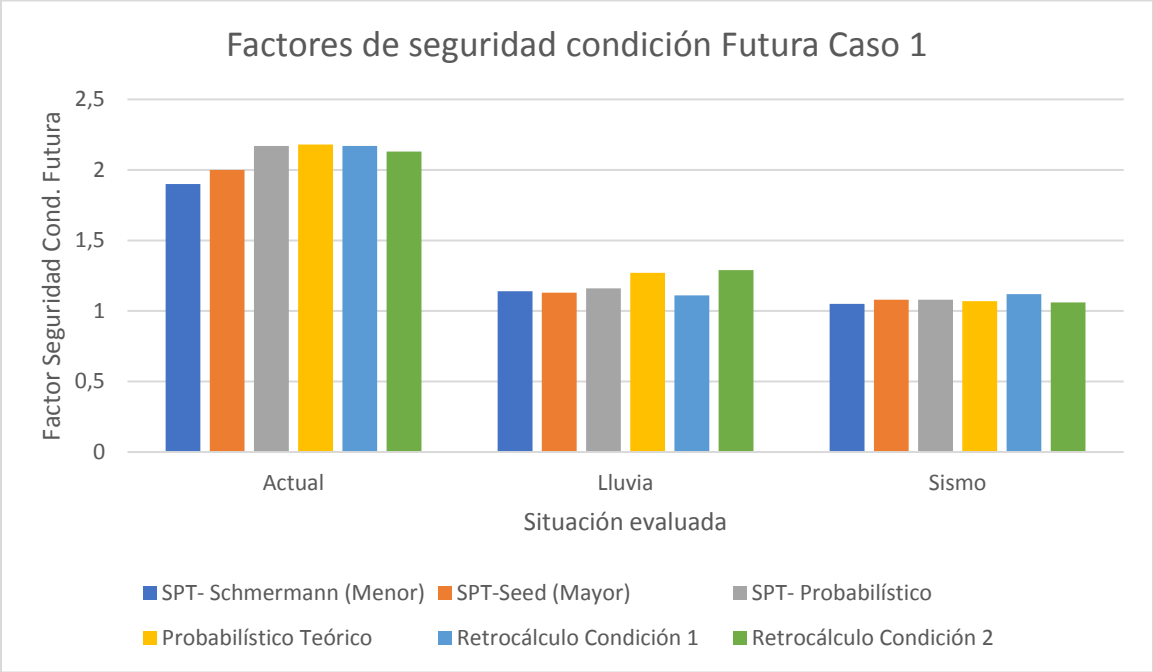
11.1 Caso 1

De acuerdo con los factores de seguridad se definen las alternativas de solución, para las cuales se calculan cantidades (ANEXO G). Para la definición de alternativas y evaluar la variación de las mismas para los resultados descritos en la Tabla 100, se seleccionaron seis (6) resultados (resaltados) para analizar las obras que permiten garantizar la estabilidad del talud; a continuación, se indican las obras y cantidades que aumentan las fuerzas resistentes del suelo:

Tabla 117. Resultados de alternativas para estabilización de talud- Caso 1

Alternativa	Método	Obra estabilización				Factores de seguridad (Condiciones Futuras)		
		Actividad	Área (m^2)	Drenaje	Prof. (m)	Actual	Lluvia	Sismo
1	SPT-Schmertmann (Menor)	Perfilación 3H:1V y 2,5H:1V	164,30	Filtros franceses (4 un)	0,70	1,90	1,14	1,05
2	SPT-Seed (Mayor)	Perfilación 3H:1V	111,96	Filtros franceses (5 un)	0,30	2,00	1,13	1,08
3	SPT-Probabilístico	Perfilación 3H:1V	145,12	Filtros franceses (4 un)	0,35	2,17	1,16	1,08
4	Probabilístico Teórico	Perfilación 3H:1V	110,00	No aplica	NA	2,18	1,27	1,07
5	Retrocálculo Condición 1	Perfilación 3H:1V	128,93	Filtros franceses (4 un)	0,25	2,17	1,11	1,12
6	Retrocálculo Condición 2	Perfilación 2H:1V y 3H:1V	88,13	No aplica	NA	2,13	1,29	1,06

Gráfica 13. Factores de seguridad en condición futura- Caso 1

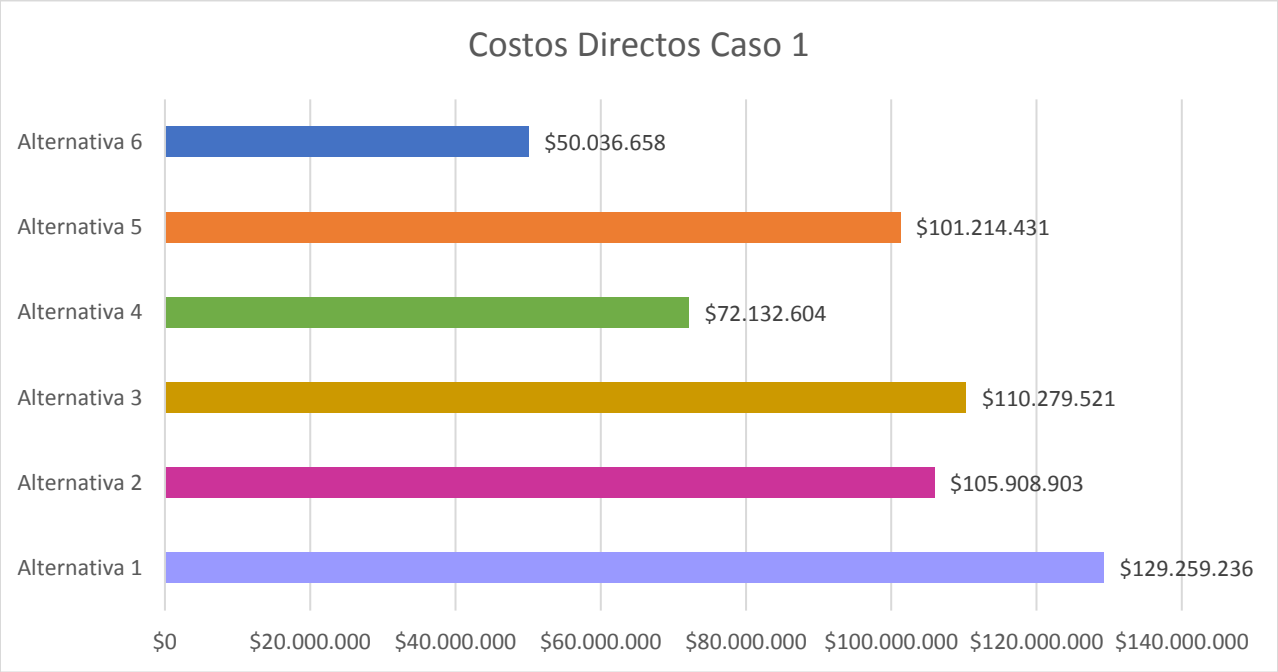


Para las seis (6) alternativas se tiene el siguiente presupuesto:

Tabla 118. Resultados de alternativas para estabilización de talud- Caso 1

No. Alternativa	Obra Fuerzas	Obra Drenaje	Precio Total
1	Perfilación 3H:1V y 2, 5H:1V	Filtros franceses (4 un)	$ 129.259.236
2	Perfilación 3H:1V	Filtros franceses (5 un)	$ 105.908.903
3	Perfilación 3H:1V	Filtros franceses (4 un)	$ 110.279.521
4	Perfilación 3H:1V	No aplica	$ 72.132.604
5	Perfilación 3H:1V	Filtros franceses (4 un)	$ 101.214.431
6	Perfilación 2H:1V y 3H:1V	No aplica	$ 50.036.658

Gráfica 14. Obras de estabilidad- Presupuesto Caso 1



Las cantidades, análisis de precios unitarios y presupuesto detallado se muestran en el ANEXO G CANTIDADES Y PRESUPUESTOS CASO 1.

11.2 Caso 2

Los resultados de cada una de las alternativas empleadas se conmutan a continuación, donde se incluyen las tres condiciones evaluadas para verificar la integridad de la solución propuesta, que son: condición estática, dinámica y factor detonante – lluvia. Dicho esto, se tiene:

Tabla 119. Factores de seguridad obtenidos a partir de alternativas de estabilidad propuestas – Caso 2

Método	**Tipo de obra**	**Factor de seguridad**			
		Estático (1.5)	**Dinámico (1.05)**	**Lluvia (1.1)**	**Chequeo**
Correlaciones SPT	Perfilado - Muro anclado - Muro gavión	1,747	1,101	1,125	Cumple

Método	Tipo de obra	Factor de seguridad			
		Estático (1.5)	Dinámico (1.05)	Lluvia (1.1)	Chequeo
Método Probabilístico	Perfilado - Muro anclado	1,504	1,097	1,504	Cumple
Laboratorio Corte directo	Perfilado - Muro anclado	1,702	1,147	1,127	Cumple
Retrocálculo - Probabilístico	Perfilado - Muro anclado	1,601	1,057	1,181	Cumple
Retrocálculo - Correlación SPT	Perfilado - Muro anclado	1,631	1,068	1,198	Cumple

Los resultados obtenidos desde el punto de vista económico se presentan en la siguiente tabla:

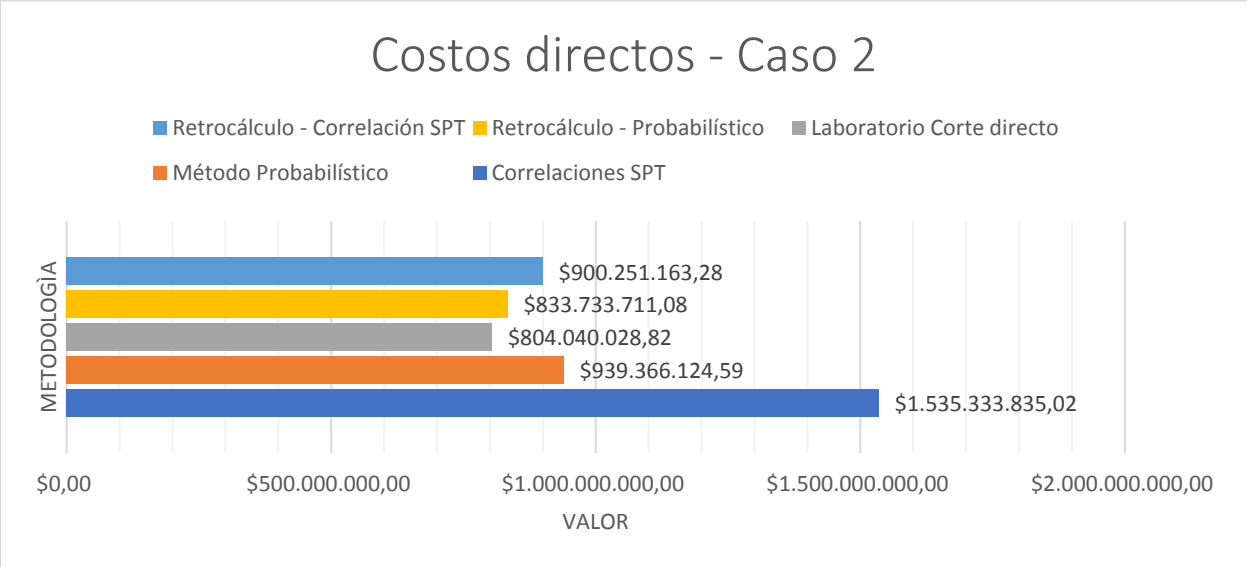
Tabla 120. Resulta de costo de cada alternativa de estabilidad propuesta – caso 2

Método	Excavación (m^3)	Perfilado (m^2)	Concreto lanzado (m^3)	Anclajes (Un)	Muro en gavión (m^3)	Valor (pesos)
Correlaciones SPT	4928	1260	691,2	85	2360,00	$1.535.333.835,02
Método Probabilístico	4928	1260	500	69	0	$939.366.124,59
Laboratorio Corte directo	4928	1260	408,8	62	0	$804.040.028,82
Retrocálculo - Probabilístico	4928	1260	430,4	63	0	$833.733.711,08
Retrocálculo - Correlación SPT	4928	1260	473,6	67	0	$900.251.163,28

A continuación, se muestran los resultados obtenidos en las obras de estabilización con respecto a los parámetros de resistencia calculados:

Metodología	Arcilla arenosa blanda		Arena Arcillosa media		Arena arcillosa muy compacta		Valor (pesos)
	C (kN/m^2)	ϕ°	C (kN/m^2)	ϕ°	C (kN/m^2)	ϕ°	
Correlación SPT	0	26,17	0	29,47	23	30,83	$1.535.333.835,02
Método estadístico	21,7	18,75	2,39	29,13	8,78	33,08	$939.366.124,59
Ensayo de laboratorio	32,36	39,88	25,4	44,4	34.36	59.90	$804.040.028,82
Retrocálculo correlaciones SPT	45	17	0	29,87	29,61	28,01	$833.733.711,08
Retrocálculo datos probabilísticos	43,5	17	2,39	29,13	8,78	33,08	$900.251.163,28

Gráfica 15. Obras de estabilidad- Presupuesto Caso 1



El desglose del presupuesto de presenta en el ANEXO H CANTIDADES Y PRESUPUESTOS CASO 2

12. Análisis de resultados obras de estabilidad

12.1 Caso 1

- Para la definición de obras de estabilidad se trabajó con los modelos del talud bajo fuerzas sísmicas y la magnitud de la obra se diseñó para que el FS cumpliera al límite de lo exigido por el reglamento NSR-10; simultáneamente, el factor de seguridad para las demás condiciones aumentó y no presenta una variación muy fuerte entre métodos, a excepción de las modelaciones que incluyen parámetros obtenidos del método probabilístico teórico. Lo anterior permite interpretar que los FS aumentan proporcionalmente para todas sus condiciones.
- De los presupuestos realizados, se encontró similitud en los métodos que requerían obras de reducción de fuerzas actuantes y control de nivel de agua de escorrentía e infiltración. Los dos métodos que indican menor presupuesto son los realizados a partir de parámetros obtenidos de correlaciones teóricas, que, como se indicó en el numeral 9, pueden sobreestimar la capacidad del terreno.

  Por otro lado, para el método de correlaciones SPT se tiene el presupuesto de mayor valor, esto puede deberse a los valores reducidos de la cohesión; esta reducción caracteriza este método y puede deberse a que fue desarrollado para suelos granulares.
- Es importante que para la alternativa 4 y 6 no fue requerida la colocación de filtros que controlaran los niveles máximos de agua. Esto influye directamente en los costos de las obras, por lo que es de gran importancia definir parámetros que proyecten el comportamiento del suelo adecuadamente.
- Los movimientos del terreno dependen de la resistencia al corte que presente el suelo en cuestión, por lo tanto, los parámetros del suelo (densidad, cohesión y ángulo de fricción) que definen dicho valor, resultan ser los que determinan el comportamiento que tendrá la ladera.

La presencia de nivel freático es también un factor de vital importancia, esto en concordancia con los postulados de Terzaghi en relación con las tensiones efectivas.

- De los análisis de estabilidad realizados en Slide, puede tenerse en cuenta que como la base teórica de estos programas es la estática y no se tienen en cuenta deformaciones, en ocasiones, las distribuciones de presiones no son realistas.

Las obras seleccionadas para manejo de aguas de escorrentía corresponden a filtros franceses que consisten en zanjas rellenas de material drenante, compactado adecuadamente, generalmente, en el fondo se disponen tubos drenantes (perforados, de material poroso, o con juntas abiertas), y que normalmente tras un relleno localizado de tierras, se aíslan de las aguas superficiales por una capa impermeable que sella su parte superior.

12.2 Caso 2

Como era de esperarse, la alternativa de estabilidad que requiere una dimensión e inversión mayor corresponde a la desarrollada a partir de valores de correlaciones SPT, donde se requirió disponer de muros flexibles y un área de muro anclado considerable, esto, debido principalmente a que las dos capas superficiales del estrato, en especial, la capa de arcilla blanda, no poseen cohesión, y al ser un suelo cohesivo, prácticamente se estaba indicando al programa de computo que dicha capa no presentaba resistencia alguna a la falla del talud, lo cual se tradujo en una obra de estabilidad de gran envergadura.

Ahora, analizando las obras obtenidas en las demás metodologías, descartando la metodología de laboratorio de corte directo modificado, se tiene obras que guardan similitud, donde la de menor dimensión corresponde al retrocálculo con datos probabilísticos, y la de mayor dimensión a la calculada por el método de probabilístico, teniendo una diferencia aproximada de 100 millones.

Finalmente, si se observa la relación entre la obra a desarrollar y los parámetros de resistencia en cada una de las metodologías se tiene que el parámetro que influye directamente en la dimensión de la obra de estabilidad corresponde a la cohesión de la capa superficial, pues si se toma en cuenta

que el ángulo de fricción de ésta se mantenía con una diferencia menor a 2°, la cohesión si presento una variación importante entre el método de retrocálculo y el método estadístico, donde se dio una diferencia de cerca de 23 kPa. Esta suposición se corrobora al analizar que, como se dijo con anterioridad, la obra de mayor envergadura surgió a partir de la metodología de correlaciones por SPT, donde se tiene valores de cohesión iguales a 0. Esto implica que el parámetro critico que se debe analizar con mayor detenimiento corresponde al que aporta más a la resistencia del estrato que presenta falla, esto dependiendo el tipo de material, ya sea de comportamiento cohesivo o friccionante.

13. Recomendaciones

Los análisis de ensayos de clasificación y límites de plasticidad permiten verificar interpretaciones y ejecución de ensayos de resistencia como SPT y compresiones inconfinadas; son resultados que aportan información relevante del estado y comportamiento mecánico del suelo (líquido, plástico, sólido, altas o bajas deformaciones, comportamiento bajo acción del agua, etc.); en el desarrollo de análisis geotécnicos deben emplearse estos ensayos para identificar obras que se ajusten a la problemática y condiciones futuras del suelo.

La selección de tipos y cantidad de ensayos de laboratorio debe darse de acuerdo al objeto del proyecto a desarrollar, el tipo de suelo encontrado, las condiciones de humedad actuales, el tipo de análisis a realizar (estabilidad, cimentación, prevención, protección, entre otros); por otro lado se debe supervisar la correcta ejecución de ensayos de laboratorio, ya que la simulación de las cargas del terreno en un molde de ensayo es lo que definirá los posibles resultados, para esto el ingeniero que realiza el análisis debe visitar la zona del proyecto, seleccionar la muestra de suelo y verificar las condiciones aptas para hacer el ensayo (profundidad, dimensiones, humedad, cantidad y granulometría).

Para el ensayo de corte directo es relevante conocer la clasificación granulométrica del suelo, el porcentaje pasa tamiz 200, los límites y humedad natural proveerán información determinante para el tipo de ensayo a realizar (CD, CU, UU). Evidentemente, esto también está sujeto a los parámetros deseados, pero para taludes analizados en condiciones a largo plazo se requieren los parámetros en condiciones drenadas. Es primordial que estos ensayos se realicen sobre muestras inalteradas (shelby o bloques de suelo) en el caso de los suelos con altos porcentajes de material fino.

Identificar en campo, área y profundidad de deslizamiento, longitudes, dirección, comportamiento, presencia de cuerpos de agua cercanos, dirección de buzamiento y características geológicas relevantes; estos factores serán determinantes para los modelos de software que proyectan el comportamiento de taludes y laderas.

Para la definición de obras de estabilidad debe basarse en la efectividad técnica y económica, para lograr un equilibrio en el desarrollo y construcción de las obras. Es adecuado consultar proyectos ejecutados que tengan problemáticas similares para conocer diferentes soluciones, esto permitirá que el profesional logre introducir nuevas ideas a los diseños que realiza y que pueden aportar en eficiencia o en costos.

En un estudio geotécnico, los parámetros de resistencia obtenidos de fuentes teóricas deben ser valores guía o de referencia, ya que por ningún motivo deberán reemplazar los resultados de ensayos de laboratorio adecuadamente ejecutados. También es claro que el ensayo de corte directo presenta limitantes por su ejecución, como es la superficie de falla forzada por el molde empleado y la dificultad de simular un esfuerzo constante sobre la muestra; sin embargo, es un ensayo de fácil ejecución y de accesibilidad moderada, en comparación con un ensayo triaxial.

Un procedimiento recomendable para determinar parámetros de resistencia de suelos se basa en la combinación de por lo menos dos metodologías, junto con un análisis profundo del comportamiento de cada una de las capas del suelo, donde la selección de las mismas se considere, por un lado, una metodología que contenga información particular y puntual del estrato, que para el caso correspondería a un ensayo de laboratorio, y por otra parte, una metodología que permita corroborar, y si es el caso, corregir y ajustar (especialmente suelos cohesivos) los parámetros determinados por la primera metodología, en especial, los parámetros correspondientes a las capas que puedan llegar a presentar falla.

14. Conclusiones

- La variación de los parámetros de resistencia es relativamente alta principalmente para las cohesiones de los suelos lo que puede deberse a que los métodos son estimativos en su mayoría y presentan desventajas y limitaciones que fueron descritas en el numeral 10; lo que no significa que los métodos sean inválidos, pero sí deben ser corroborados y ajustados con otro método de acuerdo con la experiencia, criterio y sentido común de los profesionales. Esto hace indudable que los análisis de estabilidad poseen un porcentaje de incertidumbre importante, que puede ser reducido con una adecuada definición de la situación a evaluar y los procedimientos a seguir en su estudio.

- Los resultados obtenidos y mostrados a lo largo del numeral 9 permiten identificar la variación existente entre resultados para las diferentes metodologías seleccionadas. Para los casos del método probabilístico y los ensayos de laboratorio está claro que no basta con seleccionar una teoría de reconocimiento internacional, o ejecutar ensayos de laboratorio, si no se realiza una interpretación adecuada de los fenómenos de deslizamiento que tiene la zona, los ensayos de laboratorio, las características del suelo encontrado y las posibles causas del movimiento. Para el caso de la metodología por correlaciones SPT se tiene que, en suelos arcillosos y arenas arcillosas, independientemente de las ecuaciones de CN y ángulo de fricción empleadas, se presentan valores de cohesión bajas o nulas y como contramedida se tengan ángulos de fricción elevados, lo que se traduce en factores de seguridad bajos que dan como resultado obras sobrestimadas para estabilizar el talud.

- Los factores de seguridad obtenidos para el caso 1 en condición actual, tienen bastante similitud para la condición bajo acción de fuerzas sísmicas para todos los métodos, excepto para el método probabilístico, y cuando se evalúa el factor de lluvia, se tiene una variación media entre las metodologías empleadas, estando el FS probabilístico fuera de rango. En cuanto a los FS obtenidos una vez se aplicó la obra de estabilidad, estos tienen una desviación de ±0.3 para los tres escenarios evaluados (actual, lluvia, sismo) y en las seis (6) alternativas realizadas. Esto permite afirmar que la magnitud de la obra afecta levemente los factores de seguridad estimados mediante el software, por lo que la variación que es importante analizar

es la que se da entre parámetros de resistencia y obras de estabilidad. Para el caso 2 los valores FS obtenidos en cada una de las metodologías, a excepción de las metodologías de retrocálculo y laboratorio de corte directo, presentan valores bastante cercanos, pues se obtuvieron valores promedio de 1,34, con una varianza de 0,06, incluso ante variaciones importantes en los parámetros de resistencia del suelo. Ahora, el menor valor de FS se generó a partir de las correlaciones SPT por la ausencia de cohesión en las capas superiores, lo que se tradujo en obras de estabilización de mayor envergadura, teniendo así, el costo directo más elevado entre las alternativas evaluadas.

- La obra de estabilidad determinada para cada método de estimación de parámetros tiene una relación inversamente proporcional con los resultados obtenidos para los parámetros de resistencia y sus factores de seguridad; sin embargo, en la definición de la obra de estabilidad influyen factores adicionales como las fuerzas sísmicas y la presencia de aguas subterráneas y superficiales. En concordancia con los presupuestos calculados para cada alterativa, la diferencia entre la más económica y la más costosa es de 79 millones de pesos para el caso 1 y de 730 millones de pesos para el caso 2; es evidente que la adecuada selección de parámetros influye en la factibilidad de ejecución de un proyecto, esencialmente para las capas superiores.

- Los métodos para estimación de parámetros empleados para este proyecto corresponden a cálculos empleados comúnmente a nivel nacional para los análisis de estabilidad en taludes, algunas de estos tienen origen teórico (retrocálculo, probabilístico) y otros surgen de investigaciones experimentales, a partir de múltiples ensayos y estudios en los cuales se identifican semejanzas y es posible hacer una aproximación para un grupo de datos relativamente grande (SPT o correlaciones)

- En ningún caso, los valores de los resultados de laboratorio podrán ser reemplazados por correlaciones teóricas, sin embargo, es importante resaltar que en muchos estudios geotécnicos llevados a cabo en la actualidad no se cuenta con los equipos, el presupuesto y la experiencia suficientes para garantizar que todo análisis cuente con ensayos de laboratorio y garantice que sus resultados son óptimos. Por tal razón, lo más conveniente es recurrir a la interacción de

diferentes teorías y valores, para simular una condición lo más cercana posible a la realidad; a lo largo del documento, se observó que por medio de métodos puros es complejo realizar un modelo completo y bien aproximado a la situación deseada.

- La confiabilidad de los métodos de estimación de parámetros, de acuerdo a los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad, fue alta para el método de correlaciones SPT, especialmente para el caso 1, y retrocálculo para ambos casos; para el método de ensayos de laboratorio se obtuvo parámetros que no son confiables de acuerdo a los valores típicos de los suelos impidiendo un análisis comparativo, y para el método probabilístico se encontraron inconsistencias en la representación de falla y tipo de movimiento presentado en el talud indicando que la obra requiere pocas obras de estabilización.

- Lo anterior no significa que los métodos que no resultaron satisfactorios para este proyecto no deban ser empleados, por el contrario, el objetivo es garantizar adecuada ejecución de ensayos de laboratorio y utilizar los parámetros de diferentes bibliografías como punto de referencia para calibrar los parámetros de resistencia en las capas de un perfil y a su vez el análisis de estabilidad de taludes.

- Las metodologías de cálculo utilizadas para analizar la estabilidad de un talud, basadas en el método de las dovelas, tiene un uso bastante fuerte en la actualidad, incrementándose aún más con la creación de herramientas de cómputo y su sencillo manejo. Por tal razón, en este proyecto se ha empleado el software Slide 6.0, el cual se basa en tres de los parámetros más representativos del suelo (peso unitario, cohesión y ángulo de fricción). Adicionalmente, se simularon condiciones de lluvia máxima y sismo, que son algunas de las herramientas adicionales que puede emplearse para mejores proyecciones geotécnicas. Con el análisis de estas condiciones, se pudo observar que, para los casos estudiados, en algunos métodos, se requiere la acción de fuerzas adicionales que activen deslizamientos o fracturas.

15. Bibliografía

[1]. Mogollón, M., & Niño, N. (2013). Variación de los parámetros de resistencia de una roca blanda degradada en un talud en la vía Bogotá-Tunja. Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia.

[2]. Díaz, J., & Iguarán, J. (2015). Resistencia al corte de residuos sólidos municipales: Una revisión crítica al comportamiento y los parámetros de diseño. Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia.

[3]. Estrada, V, & Bautista, V. (2014). Estabilidad de taludes en suelos (Tesis de pregrado). Universidad Nacional Autónoma De México, Nezahualcóyotl, México.

[4]. Suárez, D. J., Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales (1998). Recuperado de: http://www.erosion.com.co/deslizamientos-y-estabilidad-de-taludes-en-zonas-tropicales.html.

[5]. Escobar P. E. y Duque E. G., Cap. 4. Métodos de análisis de estabilidad. El factor de Seguridad. Geotecnia para el trópico andino (2016). Recuperado de: http://www.bdigital.unal.edu.co/53560/.

[6]. Valiente, R. S., Sobrecases, S. M y Díaz, A. O. (2015). Estabilidad de Taludes: Conceptos Básicos, parámetros de Diseño y Métodos de Cálculo. Revista CIVILIZATE Nº 7, p. 50).

[7]. Braja, D. (2015). Fundamentos de ingeniería geotécnica. Distrito Federal, México: Cengage Learning Editores.

[8]. Arellano, R., Bielefeldt, J., & Correa, D. (2009). Análisis de taludes mediante ensayos y back análisis de fallas. Recuperado de https://www.u-cursos.cl/diplomados/2009/2/DMS-TFD

[9]. González A. (1999). Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT. X Jornadas geotécnicas de la ingeniería colombiana. Recuperado de: http://www.scg.org.co/wp-content/uploads/estimativos-de-parametros-de-resistencia-con-spt.pdf

[10]. Belandria, N. & Bongiorno, F. (2017). Clasificaciones geomecánica de los macizos rocosos según: Bieniawski, Barton. Hoek y Brown. Romana. Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela.

[11] Holtz & Kovacs (1981). An Introduction to Geotechnical Engineering. Prentice. New Jersey. Ed. Prentice Hall

[12]. Escuela de ingeniería en construcción (2018). Ensayo de corte directo. Universidad Católica De Valparaíso. Recuperado de http://icc.ucv.cl/geotecnia/03_docencia/02_laboratorio/manual-laboratorio/cortedirecto.pdf

[13]. Escuela de ingeniería en construcción (2018). Ensayo de compresión no confinada. Universidad Católica De Valparaíso. Recuperado de http://icc.ucv.cl/geotecnia/03_docencia/02-laboratorio/manuallaboratorio/compresion_no_confinada.pdf

[14]. Escuela de ingeniería en construcción (2018). Ensayo triaxial. Universidad Católica De Valparaíso. Recuperado de http://icc.ucv.cl/geotecnia/03_docencia/02_laboratorio/manual-laboratorio/triaxial.pdf

[15]. PLAXIS (2017). PLAXIS 3D Definición de la geometría compleja del suelo y de las estructuras. Recuperado de https://www.plaxis.com/product/plaxis-3d/.

[16] Ingeniería C&D. Estudios y diseños para proyecto ubicado en Meta. 2017.

[17] Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia – UPTC (2009). Cartografía geológica de 51267.45 km2 en la cuenca Caguán – Putumayo a partir de sensores remotos a escala 1:100.000 y 739 km2 con control de campo a escala 1:50.000 en las planchas IGAC 413 y 414 departamentos de Meta, Caquetá, Putumayo. Recuperado de http://www.anh.gov.co/Informacion-Geologica-y-Geofisica/Tesis/INFORME.pdf

[18] Montenegro, P. L. (2014). Calibración del método de parámetros de resistencia con SPT en suelos de la región llanera colombiana (Tesis de postgrado). Universidad Nacional de Colombia, Bogotá D.C., Colombia.

[19] Pineda, L (2017). Alternativas de estabilización de taludes. Universidad Centroamericana José Simeón Caña, Salvador. Recuperado de: http://cef.uca.edu.sv/descargables/2011_12_cursoMAGMA/alternativas_de_estabilizacion_de_taludes.pdf

[20]. Asociación Colombiana de ingeniería Sísmica (2010). Titulo H – Estudios Geotécnicos – NSR 10. Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismo resistentes.

[21]. Asociación Colombiana de ingeniería Sísmica (2010). Titulo A – Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente – NSR 10. Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismo resistentes.

[22]. Muñoz, J. (2011). Manual para el proceso de diseño y construcción de muros anclados de concreto lanzado. Escuela Politécnica Nacional. Quito, Ecuador.

[23]. Bermúdez, R. (2007). Variación de la cohesión y el ángulo de fricción interna obtenidos por los ensayos de corte directo y triaxial con materiales granulares y arcillosos. Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala

[24]. Ucar, R. (2002). Manual de anclajes en obras de tierras. Mérida, Venezuela: Universidad de los Andes.

ANEXO A TOPOGRAFÍA Y PERFIL GEOTÉCNICO CASO 1

ANEXO B TOPOGRAFÍA Y PERFIL GEOTÉCNICO CASO 2

ANEXO C REGISTROS PERFORACIÓN Y CUADRO LABORATORIOS CASO 1

ANEXO D REGISTROS PERFORACIÓN Y CUADRO LABORATORIOS CASO 2

ANEXO E MEMORIA DE CALCULO MÉTODO SPT- CASO 1

ANEXO F MEMORIA DE CALCULO MÉTODO SPT- CASO 2

ANEXO G CANTIDADES Y PRESUPUESTOS CASO 1

ANEXO H CANTIDADES Y PRESUPUESTOS CASO 2

ANEXO I CALCULO DE MURO ANCLADO CON CONCRETO LANZADO CASO 2

ANEXO J DESARROLLO CORRELACIONES SPT

ANEXO K DESARROLLO MODELACIONES SPT